



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR**

**UNIDAD ACADÉMICA: FACULTAD DE INGENIERÍA**

**ESCUELA DE CIVIL**

**DISERTACION DE GRADO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE  
INGENIERA CIVIL**

**“ESTUDIO COMPARATIVO DE EDIFICIOS DE ACERO DE GRAN ALTURA  
CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS, CONCÉNTRICAS Y DIAGONALES  
CON AMORTIGUADORES EN LA CIUDAD DE QUITO.”**

**AUTORA:**

**KARLA TAMARA AGUILAR MANTILLA**

**DIRECTOR:**

**ING. MARCELO GUERRA AVENDAÑO**

**QUITO - ECUADOR**

**2015**

## DEDICATORIA

*A Dios, a mi padre Carlos por saber guiarme por un buen camino, a mi madre Yolanda por todo el ejemplo que me ha dado para luchar por mis objetivos, por todo el apoyo y aliento a lo largo de toda mi carrera.*

*A mi hermana Karen, mi amiga incondicional.*

*A toda mi familia, tíos, tías, primos y primas; en especial a mis ñaños Hector, Guido, Maria del Carmen, Esme, Sergio, Melany y Cris, que siempre me han motivado en los buenos y malos momentos con sus palabras de sabiduría.*

## **AGRADECIMIENTO**

*Agradezco a mis padres por darme los instrumentos necesarios para lograr esta meta tan importante en mi vida, a mis profesores, principalmente al Ing. Marcelo Guerra, director de esta investigación y a mis revisores Ing. Patricio Castro e Ing. Juan Carlos Garcés, que me han compartido sus conocimientos durante toda esta etapa de mi vida estudiantil.*

*A mi hermana Karen, a todos mis amigos y compañeros con los cuales he podido compartir durante estos años, en especial a Joan Castillo por todo el apoyo incondicional brindado en cada momento.*

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación constituye un estudio comparativo de diferentes sistemas de disipación de energía entre los cuales están: diagonales excéntricas y concéntricas y diagonales con amortiguadores en edificios de acero. Debido a las ventajas que presenta el acero en cuanto a peso, ductilidad y facilidad de montaje, la tendencia de su uso como material estructural ha aumentado en los últimos años.

En el primer capítulo de la presente investigación se realiza un estudio de las propiedades y características que posee este material así como su aplicación en edificios de gran altura.

En el segundo capítulo se presenta las alternativas de rigidización utilizadas en los edificios de acero para mejorar la respuesta estructural frente a un evento sísmico mediante la disipación de energía, estas son las diagonales excéntricas y concéntricas.

El tercer capítulo contiene la modelación de los tres sistemas estructurales propuestos (pórtico a momento, pórtico con diagonales concéntricas y pórtico con diagonales excéntricas) las cuales están diseñadas en base al manual LRFD de la AISC y a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-11), las mismas que al ser aplicadas en la presente investigación permitieron

desarrollar un diseño sismoresistente adecuado y que cumple con la normativa existente.

En el cuarto capítulo se propone una alternativa de disipación de energía en base a sistemas de amortiguamiento, y se presenta un modelo de diagonales excéntricas con amortiguadores con el cual se logra comprobar la absorción de energía que poseen estos dispositivos reduciendo las vibraciones de la estructura y por lo tanto haciendo que las derivas de piso sean mucho menores.

Por último en el quinto capítulo se plantea las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo.

## TABLA DE CONTENIDOS

<b>TABLA DE CONTENIDOS .....</b>	<b>vi</b>
<b>INDICE DE CUADROS .....</b>	<b>x</b>
<b>INDICE DE GRAFICOS .....</b>	<b>xi</b>
<b>INDICE DE FIGURAS .....</b>	<b>xii</b>
<b>INDICE DE FOTOS.....</b>	<b>xiii</b>
<b>INDICE DE TABLA .....</b>	<b>xiv</b>
<b>INDICE DE ECUACIONES .....</b>	<b>xv</b>
<b>CAPITULO I GENERALIDADES .....</b>	<b>1</b>
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 JUSTIFICACIÓN .....	2
1.3 OBJETIVOS .....	3
1.3.1 OBJETIVO GENERAL.....	3
1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	4
1.4 BASES TEORICAS .....	5
1.4.1 ACERO ESTRUCTURAL.....	5
1.4.1.1 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO .....	6
1.4.1.1.1 ALTA RESISTENCIA.....	6
1.4.1.1.2 DUCTILIDAD .....	7
1.4.1.1.3 ELASTICIDAD.....	7
1.4.1.1.4 UNIFORMIDAD .....	8
1.4.1.1.5 TENACIDAD.....	8
1.4.2 DISEÑO DE EDIFICIOS DE ACERO .....	9
1.4.3 ALTERNATIVAS DE RIGIDIZACIÓN.....	12
1.4.3.1 TIPOS DE ARREGLOS DE DIAGONALES EN EDIFICIOS DE ACERO .....	13
1.4.3.1.1 DIAGONALES CONCÉNTRICAS .....	13
1.4.3.1.2 DIAGONALES EXCÉNTRICAS .....	14
<b>CAPITULO II EFECTIVIDAD DEL SISTEMA ESTRUCTURAL .16</b>	
2.1 DESCRIPCIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE LAS DIAGONALES .....	16
2.1.1 FACTORES QUE AFECTAN LA RESPUESTA DE LAS DIAGONALES .....	18
2.1.1.1 ESBELTEZ:.....	18
2.1.1.2 CONDICIONES DE CONEXIÓN DE LAS DIAGONALES .....	19
2.1.1.3 FORMA DE LA SECCIÓN.....	20
2.1.2 DIAGONALES CONCÉNTRICAS.....	21
2.1.3 DIAGONALES EXCÉNTRICAS .....	22

2.2 RESPUESTA DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES FRENTE A EFECTOS SÍSMICOS.....	23
2.2.1 DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO	23
2.2.2 RESPUESTA SISMICA DE LAS DIAGONALES CONCÉNTRICAS .....	26
2.2.3 RESPUESTA SISMICA DE LAS DIAGONALES EXCÉNTRICAS	29
2.2.3.1 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EXCENRICIDAD..	31
<b>CAPITULO III MODELACION.....</b>	<b>33</b>
3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES:.....	33
3.2 MATERIAL EMPLEADO:.....	36
3.2.1 ACERO:.....	36
3.2.2 HORMIGON.....	37
3.3 BASES DE DISEÑO .....	37
3.4 CARGAS: .....	40
3.4.1 PESO PROPIO:.....	40
3.4.2 CARGA PERMANENTE: .....	40
3.4.3 CARGA VIVA:.....	40
3.4.4 CARGAS LATERALES O SÍSMICAS:.....	40
3.5 PRE-DIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES .....	41
3.5.1 LOSA TIPO DECK METALICO:.....	41
3.5.2 VIGAS.....	42
3.5.2.1 VIGAS SECUNDARIAS:.....	43
3.5.2.2 VIGAS PRINCIPALES:.....	48
3.5.2.3 COMPACIDAD DE LAS VIGAS:.....	53
3.5.3 COLUMNAS .....	54
3.5.4 DIAGONALES .....	56
3.5.5 DECK METALICO .....	57
3.6 CONDICIONES DE APOYO .....	58
3.6.1 VIGAS SECUNDARIAS .....	58
3.6.2 ESTRUCTURA .....	60
3.7 PRINCIPIO DE DISEÑO COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL..	61
3.8 ASIGNACIÓN DE CARGAS:.....	62
3.8.1 COMBINACIONES DE CARGA.....	64
3.9 DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS UTILIZADOS .....	65
3.9.1 PÓRTICO ESPECIAL A MOMENTO .....	65
3.9.2 PÓRTICO ESPECIAL CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS EN X .....	66
3.9.3 PÓRTICO ESPECIAL CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS TIPO V INVERTIDA O CHEVRON.....	67
3.9.34 PÓRTICO ESPECIAL CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS ....	68

3.10 DATOS DE DISEÑO .....	69
3.10.1 CORTANTE BASAL DE ACUERDO A LA NORMA NEC .....	69
3.10.1.1 ESPECTROS DE DISEÑO:.....	71
3.11 CORTANTE BASAL DE ACUERDO A LA NORMA ASCE7 ....	72
3.11.1 ESPECTROS DE DISEÑO.....	76
3.12 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA .....	78
3.12.1 ANÁLISIS ESTÁTICO:.....	79
3.12.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL:.....	82
3.13 COMBINACIONES DE CARGA UTILIZADAS EN EL PROGRAMA:.....	83
3.14 ESPECTRO UTILIZADO EN EL PROGRAMA .....	84
3.15 CORRECIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO CON EL CORTANTE BASAL DINÁMICO .....	88
3.15.1 PÓRTICO ESPECIAL A MOMENTO:.....	88
3.15.2 PÓRTICO CON DIAGONALES EN X.....	93
3.15.3 PÓRTICO CON DIAGONALES EN V INVERTIDA.....	95
3.15.4 PÓRTICO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS.....	97
3.16 PARTICIPACIÓN MODAL DE LOS EDIFICIOS: .....	98
3.17 DERIVAS DE PISO .....	105
3.17.1 DERIVAS PÓRTICO ESPECIAL A MOMENTO PEM.....	106
3.17.2 DERIVAS PÓRTICO CON DIAGONALES EN X .....	108
3.17.3 DERIVAS PÓRTICO CON DIAGONALES EN V INVERTIDA .	110
3.17.4 DERIVAS PÓRTICO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS ....	112
3.18 PARÁMETRO DE COMPARACIÓN H/T (ALTURA SOBRE PERIODO):.....	114
3.19 RESUMEN DE RESULTADOS: .....	116
<b>CAPITULO IV APLICACIÓN DE DIAGONALES CON AMORTIGUADORES .....</b>	<b>117</b>
4.1 INTRODUCCIÓN.....	117
4.2 FUNCIONAMIENTO DE LOS AMORTIGUADORES.....	117
4.3 TIPOS DE DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA ....	119
4.3.1 DISIPADORES METÁLICOS.....	119
4.3.1.1 DISIPADOR DE ENERGÍA TIPO ADAS (ADDED DAMPING AND STIFFNESS): .....	120
4.3.1.2 DISIPADOR DE ENERGÍA TIPO TADAS (TRIANGULAR PLATE ADDED DAMPING AND STIFFNESS):.....	121
4.3.2 DISIPADORES DE AMORTIGUAMIENTO VISCOELASTICOS	122
4.3.3 DISIPADORES DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO.....	124
4.3.3.1 AMORTIGUADOR VISCOSO TIPO TAYLOR: .....	124
4.3.3.1.1 VENTAJAS:.....	127

4.4 APLICACIÓN DE AMORTIGUADORES .....	128
4.4.1 RESULTADOS .....	136
4.4.1.1 DERIVAS .....	136
4.4.1.2 DIAGRAMAS DE ENERGÍA .....	137
<b>CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>139</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>145</b>

## INDICE DE CUADROS

Cuadro 1 Definición de unidades y códigos .....	34
Cuadro 2 Características de la grilla .....	34
Cuadro 3 Propiedades del acero .....	36
Cuadro 4 Propiedades del hormigón.....	37
Cuadro 5 Características del perfil W10x22 .....	48
Cuadro 6 Grupo de vigas principales .....	52
Cuadro 7 Grupo de vigas secundarias.....	52
Cuadro 8 Propiedades de las columnas .....	55
Cuadro 9 Propiedades de las diagonales .....	56
Cuadro 10 Propiedades de la losa tipo deck.....	57
Cuadro 11 Condición de apoyo parcial de las vigas secundarias.....	59
Cuadro 12 Condiciones de apoyo.....	60
Cuadro 13 Criterio de la viga reducida.....	62
Cuadro 14 Cargas estáticas .....	62
Cuadro 15 Carga permanente .....	63
Cuadro 16 Carga viva.....	63
Cuadro 17 Ingreso del coeficiente del cortante basal.....	81
Cuadro 18 Espectro ingresado en el programa.....	85
Cuadro 19 Estados de carga dinámicos .....	86
Cuadro 20 Parámetros del espectro de respuesta en X.....	87
Cuadro 21 Parámetros del espectro de respuesta en Y.....	87
Cuadro 22 Aplicación del factor de corrección <i>fc1</i> .....	90
Cuadro 23 Aplicación del factor de corrección <i>fc2</i> .....	92
Cuadro 24 Pasos para crear el amortiguador .....	130
Cuadro 25 Propiedades del elemento.....	131
Cuadro 26 Propiedades del elemento.....	131
Cuadro 27 Propiedades del elemento.....	132
Cuadro 28 Pasos para el ingreso del acelerograma .....	134
Cuadro 29 Ingreso de la función desde archivo .....	134
Cuadro 30 Estado de carga tiempo - historia .....	135
Cuadro 31 Datos del estado de carga.....	135

## INDICE DE GRAFICOS

Gráfico 1 Espectro de respuesta general de acuerdo a la NEC .....	71
Gráfico 2 Espectro de respuesta reducido (norma NEC) .....	72
Gráfico 3 Espectro de respuesta general (ASCE7) .....	76
Gráfico 4 Espectro de respuesta reducido (ASCE7) .....	77
Gráfico 5 Comparación de espectros .....	77
Gráfico 6 Derivas inelásticas por efecto del sismo en X y en Y .....	107
Gráfico 7 Desplazamientos laterales en X .....	107
Gráfico 8 Derivas inelásticas por efecto del sismo en X y en Y .....	109
Gráfico 9 Desplazamientos laterales en X .....	109
Gráfico 10 Derivas inelásticas por efecto del sismo en X y en Y .....	111
Gráfico 11 Desplazamientos laterales en X .....	111
Gráfico 12 Derivas inelásticas por efecto del sismo en X y en Y .....	113
Gráfico 13 Desplazamientos laterales en X .....	113
Gráfico 14 Acelerograma “El Centro” .....	129
Gráfico 15 Acelerograma modificado .....	129
Gráfico 16 Diagrama de energía del modelo sin amortiguamiento .....	137
Gráfico 17 Diagrama de energía del modelo con amortiguamiento .....	138

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Diagrama Esfuerzo - Deformación del acero .....	7
Figura 2 Efectos de pandeo .....	9
Figura 3 Diagonal en V .....	14
Figura 4 Diagonal en V invertida .....	14
Figura 5 Arriostramiento en diagonal .....	14
Figura 6 Arriostramiento en cruz .....	14
Figura 7 Tipos de diagonales excéntricas .....	15
Figura 8 Cortante basal V .....	17
Figura 9 Zonas protegidas en riostras dispuestas en X.....	26
Figura 10 Configuraciones de riostra: (a) en X, (b) diagonales, (c) en V y (d) en V invertida o Chevron.....	27
Figura 11 Configuraciones inadecuadas de sistemas con diagonales .....	28
Figura 12 Diagramas de solicitaciones por acción sísmica, (a) momentos flectores, (b) corte, y (c) esfuerzos axiales .....	30
Figura 13 Diagrama de momentos flectores y esfuerzos de corte en la excentricidad .....	32
Figura 14 Grilla en planta.....	35
Figura 15 Grilla en elevación .....	35
Figura 16 Ancho cooperante losa .....	43
Figura 17 Viga simplemente apoyada con carga distribuida .....	45
Figura 18 Diagrama de momento de la viga simplemente apoyada .....	45
Figura 19 Viga principal con cargas puntuales.....	49
Figura 20 Diagrama de corte .....	49
Figura 21 Diagrama de momento .....	50
Figura 22 Eje de la losa tipo Deck .....	58
Figura 23 Vigas secundarias con liberación de momento .....	59
Figura 24 Edificio vista en 3D .....	60
Figura 25 Zonas en las que se debe generar las rotulas plásticas en un PEM .....	61
Figura 26 Elevación pórtico especial a momento.....	65
Figura 27 Pórtico especial con diagonales concéntricas tipo X.....	66
Figura 28 Pórtico especial con diagonales concéntricas tipo V invertida.....	67
Figura 29 Deformación de un pórtico con diagonales en V invertida.....	68
Figura 30 Pórtico especial con diagonales excéntricas .....	68
Figura 31 Características del espectro según ASCE7 .....	75
Figura 32 Cortante basal .....	80
Figura 33 Primer modo de vibración .....	80
Figura 34 Diferentes grados de libertad de una estructura.....	82
Figura 35 Disipador de energía tipo TADAS .....	122
Figura 36 Amortiguador viscoelastico .....	123
Figura 37 Esquema de un amortiguador viscoso .....	127
Figura 38 Creación de los amortiguadores .....	133
Figura 39 Modelo con amortiguadores.....	133

## INDICE DE FOTOS

Foto 1 Construcción de la CCTV (TV China) .....	11
Foto 2 La CCTV (TV China) edificio oficinas, Beijing .....	11
Foto 3 Torre Mayor, México .....	12
Foto 4 John Hancock Center (New York).....	22
Foto 5 Sistema de diagonales excéntricas.....	23
Foto 6 Torre del Banco de China .....	29
Foto 7 Disipador de energía tipo ADAS .....	120
Foto 8 Disipador de energía tipo ADAS en una arriostramiento en “X” .....	121
Foto 9 Disipador viscoelástico .....	123
Foto 10 Disipador de amortiguamiento viscoso .....	124
Foto 11 Amortiguador viscoso tipo Taylor .....	125
Foto 12 Amortiguadores instalados en la fachada principal de la estructura de la Torre Mayor en México .....	126

## INDICE DE TABLA

Tabla 1 Coeficientes de longitud efectiva.....	20
Tabla 2 Perfiles tipo W para vigas secundarias .....	47
Tabla 3 Perfiles tipo W para vigas principales.....	51
Tabla 4 Compacidad de las alas.....	54
Tabla 5 Compacidad de las almas.....	54
Tabla 6 Condiciones de los sistemas estructurales.....	71
Tabla 7 Condiciones de los sistemas estructurales (norma ASCE7).....	76
Tabla 8 Cargas verticales que determinan el peso W de la estructura.....	89
Tabla 9 Cortante basal en X y Y .....	89
Tabla 10 Valores corregidos de cortante basal estático .....	91
Tabla 11 Cortante basal estático y dinámico.....	91
Tabla 12 Valores corregidos de cortante basal estático y dinámico .....	93
Tabla 13 Cargas verticales y cortante basal calculado por el programa.....	93
Tabla 14 Valores corregidos de cortante basal estático .....	94
Tabla 15 Cortante basal estático y dinámico.....	94
Tabla 16 Valores corregidos de cortante basal estático y dinámico .....	95
Tabla 17 Cargas verticales y cortante basal calculado por el programa.....	95
Tabla 18 Valores corregidos de cortante basal estático .....	96
Tabla 18 Cortante basal estático y dinámico.....	96
Tabla 19 Valores corregidos de cortante basal estático y dinámico .....	96
Tabla 20 Cargas verticales y cortante basal calculado por el programa.....	97
Tabla 21 Valores corregidos de cortante basal estático .....	97
Tabla 22 Cortante basal estático y dinámico.....	98
Tabla 23 Valores corregidos de cortante basal estático y dinámico .....	98
Tabla 24 Participación modal pórtico a momento.....	99
Tabla 25 Participación modal pórtico con diagonales en X .....	100
Tabla 26 Participación modal pórtico con diagonales en V invertida.....	101
Tabla 27 Participación modal pórtico con diagonales excéntricas.....	102
Tabla 28 Valores máximos de $\Delta M$ .....	105
Tabla 29 Derivas del pórtico especial a momento PEM .....	106
Tabla 30 Derivas del pórtico con diagonales en X .....	108
Tabla 31 Derivas del pórtico con diagonales en V invertida .....	110
Tabla 32 Derivas del pórtico con diagonales excéntricas.....	112
Tabla 33 Resultados del parámetro H/T .....	115
Tabla 34 Resultados finales.....	116
Tabla 35 Porcentaje de reducción de derivas .....	136

## INDICE DE ECUACIONES

Ec. 3.1 .....	39
Ec. 3.2 .....	44
Ec. 3.3 .....	45
Ec. 3.4 .....	46
Ec. 3.5 .....	46
Ec. 3.6 .....	50
Ec. 3.7 .....	53
Ec. 3.8 .....	53
Ec. 3.9 .....	56
Ec.3.10 .....	69
Ec.3.11 .....	70
Ec. 3.12 .....	70
Ec. 3.13 .....	70
Ec. 3.14 .....	70
Ec. 3.15 .....	70
Ec. 3.16 .....	73
Ec. 3.17 .....	73
Ec. 3.18 .....	73
Ec. 3.19 .....	73
Ec. 3.20 .....	73
Ec. 3.21 .....	73
Ec. 3.22 .....	74
Ec. 3.23 .....	74
Ec. 3.24 .....	74
Ec. 3.25 .....	74
Ec. 3.26 .....	75
Ec. 3.27 .....	75
Ec. 3.28 .....	75
Ec. 3.29 .....	105
Ec.4.1 .....	118
Ec.4.2 .....	137

## **CAPITULO I GENERALIDADES**

### **1.1 INTRODUCCIÓN**

El uso del acero estructural en la construcción de edificios se empezó a utilizar a inicios del siglo XIX, revolucionando en este sentido los procesos constructivos, permitiendo de esta manera mejorar sus diseños; es así que a partir de esa época se diseñaron varias estructuras de acero como se puede observar en algunos ejemplos de edificios famosos tanto en Europa como en EE.UU. A finales del siglo XIX se tiene evidencia de la utilización del acero en la construcción de la famosa escuela de Chicago y otros edificios relevantes de gran altura como el Empire State (1920), Chicago Tribune (1922), el Rockefeller Center (1931), las Torres Gemelas y el World Trade Center a finales del siglo 20.

Las ventajas del uso del acero estructural en la construcción de edificios a lo largo del tiempo se ha visto evidenciado, por cuanto ha permitido algunas bondades como es la alta resistencia, el fácil montaje estructural, la durabilidad dependiendo del mantenimiento que se brinde al edificio, así también la garantía de un adecuado comportamiento estructural sísmico similar a los edificios de hormigón armado; incrementando de esta manera en gran escala la construcción de edificios de acero a nivel de todo el mundo en las últimas décadas. Por estas consideraciones el sector de la construcción

con el paso del tiempo ha tenido que desarrollar técnicas y métodos constructivos en edificios de acero a nivel mundial.

Para garantizar un comportamiento seguro de los edificios altos de acero se requiere de sistemas estructurales complejos para calcular la resistencia sísmica y por ende lograr la estabilidad de la estructura. La presente investigación pretende determinar tres tipos de sistemas estructurales que ofrecen cierta rigidez a la estructura, entre las cuales se tiene: diagonales excéntricas y diagonales concéntricas; las cuales generan grandes niveles de resistencia, estabilidad y ductilidad, en diferentes proporciones que serán analizadas cada una en su ámbito.

## **1.2 JUSTIFICACIÓN**

Actualmente en el Distrito Metropolitano de Quito, debido al creciente desarrollo urbanístico, en algunas zonas se ha incrementado la altura que puede tener una edificación, sin embargo es importante considerar que la ciudad de Quito específicamente se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo sísmico y las consecuencias que provoca un sismo pueden ser catastróficas si las estructuras no están correctamente diseñadas. En este sentido y para evitar pérdidas humanas y daños en las estructuras de los edificios, se debe tomar las debidas precauciones en la planificación y el diseño estructural, como es considerar una adecuada rigidez así como cumplir con criterios de estructuración, irregularidad en planta y en elevación y todas

las especificaciones descritas en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC y también las diferentes normativas tanto nacionales como internacionales relacionadas a la construcción de edificaciones de acero.

Por tanto surge la necesidad de analizar los sistemas estructurales sismoresistentes propicios para este tipo de edificios específicamente los relacionados con estructura metálica; así como compararlos y verificar cual es el más eficiente en su aplicabilidad y que cumpla con las normas formuladas para garantizar la estabilidad y seguridad constructiva requerida.

Los sistemas estructurales a ser analizados en la presente investigación están relacionados a diagonales excéntricas, diagonales concéntricas y diagonales con amortiguadores, las cuales tiene la capacidad de disipar la energía que se produce en un sismo y por ende comprobar su grado de estabilidad estructural.

### **1.3 OBJETIVOS**

#### **1.3.1 OBJETIVO GENERAL**

Realizar un estudio comparativo de edificios de acero de gran altura con diagonales excéntricas, concéntricas y diagonales con amortiguadores ubicados en la ciudad de Quito, que permita verificar la eficiencia de un diseño

estructural sismoresistente adecuado conforme a las exigencias de las normas nacionales e internacionales.

### **1.3.2 OBJETIVOS ESPECIFICOS**

- Preparar un marco teórico conceptual y metodológico de los sistemas estructurales sismoresistentes aplicados en edificios de acero de gran altura.
- Analizar la opción más viable en términos estructurales para mitigar los efectos sísmicos que se presentarán en la estructura a lo largo de su vida útil.
- Modelar los diferentes sistemas estructurales que permitan la verificación y el cumplimiento de la normativa tanto nacional como internacional requerida para este tipo de edificaciones.
- Diseñar un edificio de gran altura con diferentes sistemas estructurales sismoresistentes mediante la aplicación de diagonales excéntricas y concéntricas y verificar que cumpla con la normativa exigida.
- Dotar de un dispositivo de amortiguamiento a uno de los sistemas estructurales.

## **1.4 BASES TEORICAS**

### **1.4.1 ACERO ESTRUCTURAL**

Desde el inicio del desarrollo en la construcción de edificios de gran altura alrededor del mundo, el acero se ha convertido en un material fundamental que poco a poco ha ido desplazando al hormigón, aunque los dos son utilizados como materiales complementarios. Es importante señalar que en la mayoría de edificios altos construidos en todo el mundo se utiliza acero como material principal y hormigón como material secundario ya que mientras el acero ofrece grandes ventajas de resistencia, ductilidad y capacidad de absorción de energía, el concreto puede proporcionar rigidez y amortiguamiento.

Actualmente el acero ha mejorado su calidad y resistencia por lo cual se puede dar diferentes formas de acuerdo a la necesidad debido a la gran flexibilidad que posee, haciéndolo compatible con los diseños de la arquitectura moderna. El acero es el producto de la combinación de hierro y carbono en su mayor proporción y de otros elementos como silicio, fosforo, azufre y oxígeno en menor escala; mientras el contenido de carbono sea menor la ductilidad y soldabilidad serán mucho mayores, esto hace que presente beneficios en ciertos diseños novedosos.

El acero utilizado para la construcción de edificios y obras civiles es el acero laminado, el cual es fundido a altas temperaturas que permiten una deformación para convertirlo en diferentes tipos de perfiles. Se caracteriza por su gran rigidez, ductilidad y resistencia mecánica que le permite soportar diferentes tipos de esfuerzos al mismo tiempo; es decir, que se comporta de manera similar bajo esfuerzos de tensión que bajo esfuerzos de compresión en relación a su deformación. Por lo tanto el acero es muy recomendable para estructuras sismo resistentes ya que durante un evento sísmico se producen fuerzas de tensión y compresión alternadamente que pueden ser controladas por las propiedades que presenta el acero.

#### **1.4.1.1 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO**

Las propiedades del acero dependen del proceso de laminado y al tratamiento térmico al cual sea sometido, las más importantes son las siguientes: alta resistencia, ductilidad, elasticidad, uniformidad y tenacidad.

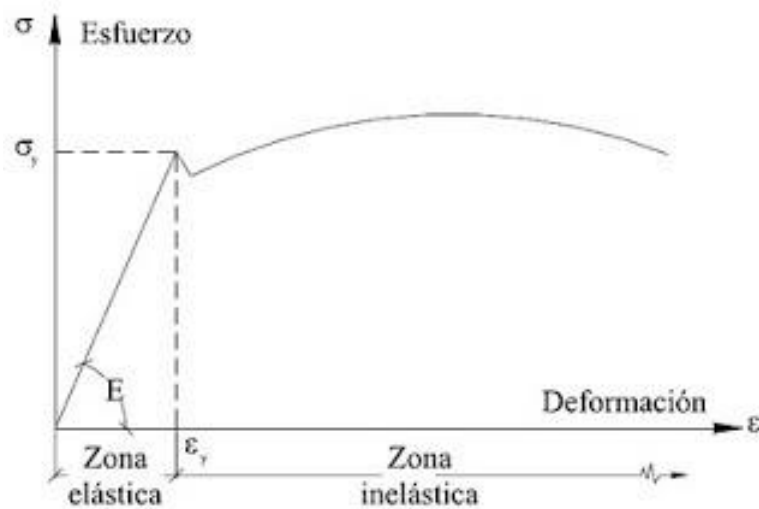
##### **1.4.1.1.1 ALTA RESISTENCIA**

Debido a la alta resistencia que presenta el acero estructural se pueden diseñar secciones más esbeltas y debido al poco peso que tienen en comparación al concreto se puede reducir el peso propio de la estructura, esto proporciona una gran ventaja al construir edificaciones de gran altura.

### 1.4.1.1.2 DUCTILIDAD

Esta propiedad permite que el material tenga la facilidad de soportar grandes deformaciones plásticas antes de llegar a la falla bajo la acción de una fuerza y sin disminuir su resistencia. Por lo tanto es posible detectar cuando una estructura está a punto de fallar, cuando la deformación que presente sea excesiva.

Figura 1 Diagrama Esfuerzo - Deformación del acero



Fuente: <http://www.cuevadelcivil.com/2010/10/linealidad.html>

### 1.4.1.1.3 ELASTICIDAD

Es la capacidad que tiene el acero para recuperar su estado inicial al término de una fuerza actuante. La elasticidad se determina mediante el módulo de Young o módulo de elasticidad que es la relación que existe entre el incremento de esfuerzo y variación de la deformación unitaria que presenta el

acero y tiene el mismo valor siempre que no se exceda de un valor máximo llamado límite elástico.

#### **1.4.1.1.4 UNIFORMIDAD**

Las propiedades del acero estructural se mantienen constantes a través del tiempo, lo que no sucede con las propiedades del concreto.

#### **1.4.1.1.5 TENACIDAD**

Se define como la propiedad del acero que hace que el material absorba gran cantidad de energía para que se presente la falla por ruptura. Para una ruptura frágil se requiere menor cantidad de energía y para una ruptura dúctil se requiere mayor cantidad de energía y este es el caso en que la energía se consume por la deformación plástica del material. Esta propiedad le permite tener resistencia y ductilidad al mismo tiempo.

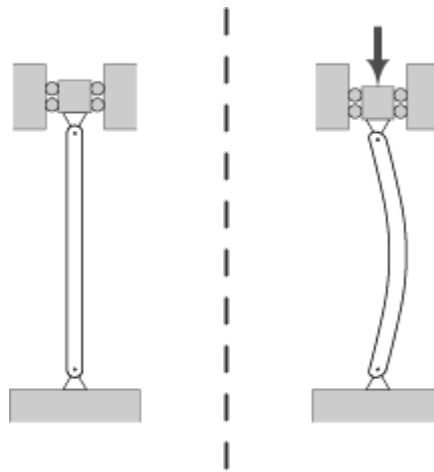
Así mismo es necesario indicar ciertas desventajas importantes que al momento de utilizar en la construcción de edificaciones de acero de gran escala se debe tomar en cuenta, estas son:

- **Corrosión:** es un deterioro que sufre el material al estar expuesto a condiciones atmosféricas determinadas, por lo tanto para la construcción de edificios de acero se lo debe proteger con pintura anti-óxido, algún

tratamiento que evite la corrosión, así utilizar aceros resistentes a la corrosión.

- Pandeo: el problema de pandeo puede presentarse en secciones demasiado esbeltas sujetas a compresión como es el caso de columnas.

**Figura 2 Efectos de pandeo**



Fuente: [http://es.wikipedia.org/wiki/Pandeo#mediaviewer/Archivo:Buckled\\_column.png](http://es.wikipedia.org/wiki/Pandeo#mediaviewer/Archivo:Buckled_column.png)

#### **1.4.2 DISEÑO DE EDIFICIOS DE ACERO**

Los edificios de acero se empezaron a construir a inicios del siglo XIX, para varios propósitos: viviendas, oficinas y almacenamiento. Debido a las propiedades de este material antes mencionadas, se puede lograr construir estructuras mucho más altas capaces de soportar las cargas permanentes o peso propio de la estructura y las cargas vivas o temporales generadas a lo largo de su vida útil y transmitirlos a la cimentación con ciertas ventajas en cuanto a las estructuras de hormigón armado. El acero permite una mayor

separación entre columnas generando grandes espacios libres, en los cuales se puede ofrecer una mayor flexibilidad en cuanto a la distribución y separación del espacio mediante muros ligeros.

Hoy en día gracias al acero estructural se puede diseñar y construir gran cantidad de edificios irregulares con ciertas formas sinuosas o curvas especiales de secciones menores que las de concreto, adaptables a cualquier forma arquitectónica, como por ejemplo el Edificio Central de Televisión CCTV en China, el cual fue considerado como un problema estructural principalmente porque se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico y también por su diseño arquitectónico. Este edificio está formado por dos torres inclinadas que giran 90 grados desde su nivel más bajo hasta el nivel más alto; además se puede determinar en este edificio el sistema de rigidización mediante diagonales concéntricas, como se puede observar en las siguientes figuras:

**Foto 1 Construcción de la CCTV (TV China)**



Fuente: <http://espaciosenconstruccion.blogspot.com/2011/06/edificio-cctv-en-pekín.html>

**Foto 2 La CCTV (TV China) edificio oficinas, Beijing**



Fuente: <http://www.panoramio.com/photo/27968234>

También se puede citar a la Torre Mayor ubicada en la ciudad de México, este es un rascacielos de 225 metros de altura, el más alto de América Latina hasta el año 2010, considerándose en la actualidad el edificio más seguro por su diseño sismoresistente comprobado; ya que debido a los problemas de sismicidad de la zona se encuentra aislada sísmicamente mediante 98

amortiguadores que disipan una gran cantidad de energía y reducen los desplazamientos provocados por los sismos.

**Foto 3 Torre Mayor, México**



Fuente: <http://www.ciudadmexico.com.mx/images/zones/reforma/torremayor.htm>

Por lo tanto la estructura de acero diseñada debe estar proporcionada de gran resistencia para que pueda soportar todas las solicitudes propuestas en el diseño y también debe estar dotada de un efectivo sistema estructural que garantice la resistencia sísmica lo cual está determinado por el tipo de arriostamiento (diagonales excéntricas, concéntricas y diagonales con amortiguadores) que le dan rigidez a la estructura.

### **1.4.3 ALTERNATIVAS DE RIGIDIZACIÓN**

Para edificios de acero de gran altura, la rigidez consiste en estabilizar el sistema mediante elementos estructurales secundarios denominados

diagonales excéntricas y concéntricas, formadas por perfiles laminados o compuestos, las cuales son ubicadas en los marcos rígidos del edificio para garantizar estabilidad y un adecuado comportamiento estructural capaz de restringir los movimientos horizontales provocados por el viento y sismo fundamentalmente, durante su vida útil. Así mismo se utilizan para disminuir los efectos de ciertas cargas que actúan en la estructura.

Mientras más alto sea un edificio la necesidad de considerar alguna alternativa de rigidización es mayor; por tanto estos sistemas de rigidización deben ubicarse de manera que puedan resistir las fuerzas horizontales provocadas por movimientos en cualquier dirección que se presenten de manera que puedan reducir los desplazamientos laterales bajo efectos de los sismos.

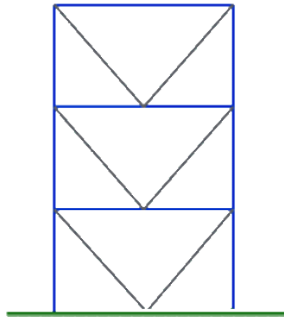
Se debe tener en cuenta que los ductos de los ascensores y de las escaleras influyen en la rigidez de una edificación, pero debido a la ubicación en la que se encuentren pueden incidir en la simetría de la estructura.

### **1.4.3.1 TIPOS DE ARREGLOS DE DIAGONALES EN EDIFICIOS DE ACERO**

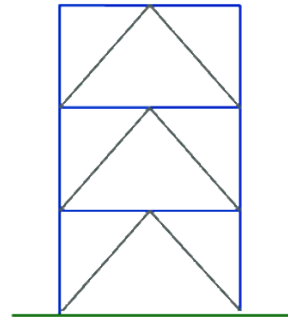
#### **1.4.3.1.1 DIAGONALES CONCÉNTRICAS**

Son aquellas en las que sus líneas de acción se interceptan en puntos

**Figura 3 Diagonal en V**

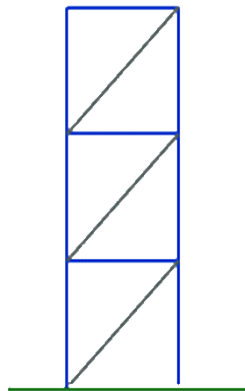


**Figura 4 Diagonal en V invertida**

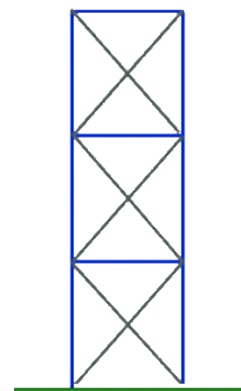


Fuente: <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/amicab/09-disenioSismorresistente/9-24.html>

**Figura 5 Arriostramiento en diagonal**



**Figura 6 Arriostramiento en cruz**

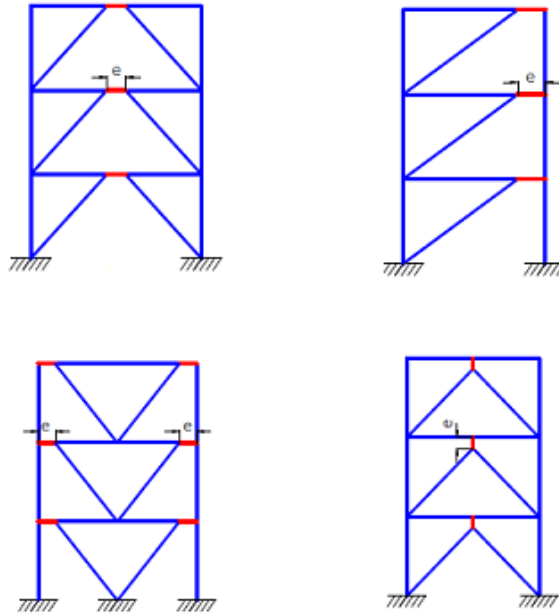


Fuente: <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/amicab/09-disenioSismorresistente/9-24.html>

#### **1.4.3.1.2 DIAGONALES EXCÉNTRICAS**

Son aquellas que no se logran unir en la viga sino que dejan un espacio libre llamado excentricidad.

**Figura 7 Tipos de diagonales excéntricas**



Fuente: Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sísmoresistente de construcciones de acero", 1ra edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, capítulo 5, página 55.

## CAPITULO II EFECTIVIDAD DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

### 2.1 DESCRIPCIÓN DEL FUNCIONAMIENTO DE LAS DIAGONALES

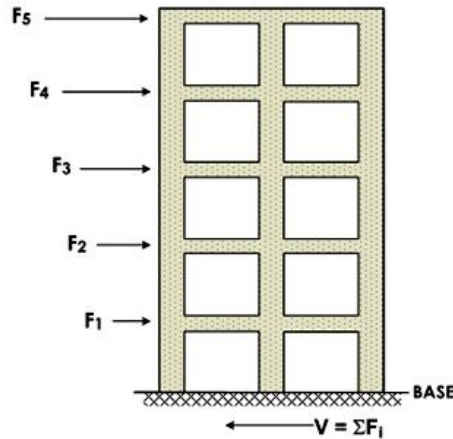
Las diagonales de arriostramiento son componentes estructurales diseñados para soportar las fuerzas horizontales, ejercidas sobre una edificación debido a las cargas del viento y sismo, las mismas que deben ser construidas de manera que cumpla con las exigencias mínimas determinadas en las normas tanto nacionales como internacionales diseñadas para tal efecto.

Las diagonales deben estar diseñadas para desarrollar ductilidad en toda la estructura y disipar la energía mediante el desarrollo de deformaciones inelásticas, que se genera durante un sismo.

La disipación de energía se da mediante un mecanismo de columnas fuertes – vigas débiles, el cual hace que esta disipación se localice en las vigas, arriostramientos y conexiones.

*“Para que la estructura se considere pórtico con diagonales se requiere que el sistema de diagonales absorba al menos el 75% del cortante basal en cada dirección.”* NEC (2014) (pág. 6) Considerando que el cortante basal es la fuerza total generada por las cargas laterales (sismo o viento) la cual es aplicada en la base de la estructura.

**Figura 8 Cortante basal V**



Fuente: <http://portales.puj.edu.co/javevirtual/Proyecto%20Estructuras/html/2clasificaion.htm>

Las diagonales deben estar ubicadas simétricamente y en la periferia en toda la edificación para garantizar adecuada rigidez y resistencia, pero no solo se debe respetar los criterios estructurales sino los criterios funcionales de la edificación, como es la ubicación de puertas y ventanas; por otro lado, es necesario considerar otros criterios como son los económicos y estéticos del diseño de la construcción. Además para lograr un eficiente funcionamiento de las diagonales se debe tener en cuenta el ángulo de inclinación, cuyo valor es recomendable que se encuentre comprendido entre 30 y 60° para facilitar la construcción de las conexiones entre las riostras y el pórtico.

Para un correcto diseño estructural y adecuada respuesta sismoresistente de las riostras, se debe asegurar que aunque las diagonales puedan sufrir algún daño, los demás elementos de la estructura como vigas y columnas este diseñados adecuadamente, capaces de soportar las cargas verticales.

## **2.1.1 FACTORES QUE AFECTAN LA RESPUESTA DE LAS DIAGONALES**

Existen algunos factores importantes que afectan la respuesta de las riostras, que son esbeltez, condiciones de conexión y forma de las diagonales.

### **2.1.1.1 ESBELTEZ:**

La esbeltez es una característica de los cuerpos prismáticos que relaciona la longitud con la sección transversal de un elemento. En las diagonales este parámetro es el más importante ya que no solo influye en la resistencia a compresión sino que influye en la resistencia post-crítica.

Se puede clasificar a las diagonales en tres grupos diferentes:

#### **➤ DIAGONALES ESBELTAS**

Son aquellas en las que la tensión crítica producida por el pandeo elástico del sistema es menor que la tensión de fluencia, por lo que su principal característica es tener una disminución relevante de resistencia y rigidez por causa del pandeo.

#### **➤ DIAGONALES ROBUSTAS**

Son aquellas en las que la respuesta que producen a compresión está dada por la fluencia y el pandeo de la diagonal, generando una rótula plástica en el centro del elemento haciendo que su capacidad de disipar la

energía disminuya. Para definir el límite entre las diagonales esbeltas y robustas se debe analizar la relación ancho - espesor de la sección y la relación esfuerzo – deformación del acero.

#### ➤ DIAGONALES INTERMEDIAS

Son aquellas en las que su comportamiento se encuentra definido entre las diagonales esbeltas y robustas mencionadas anteriormente. Por lo tanto la disminución de rigidez y resistencia que presenten deben ser menores que las diagonales esbeltas y mayores que las diagonales robustas.

### **2.1.1.2 CONDICIONES DE CONEXIÓN DE LAS DIAGONALES**

Las conexiones realizadas entre la diagonales y el pórtico afectan los efectos de pandeo y por lo tanto la longitud efectiva de la riostra. La longitud efectiva está determinada por la siguiente expresión:  $K l$  (K es el factor de longitud efectiva y l es la longitud de la diagonal); y puede determinarse mediante los valores indicados en la siguiente tabla:

Tabla 1 Coeficientes de longitud efectiva.

Columna articulada-articulada	Columna empotrada-articulada	Columna empotrada-empotrada	Columna empotrada-libre
$L_e = L$	$L_e = 0.699L$	$L_e = 0.5L$	$L_e = 2L$
$K = 1$	$K = 0.699$	$K = 0.5$	$K = 2$

Fuente: <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/americanab/05-elementosSolicitadosACompresion/5-4.html>

### 2.1.1.3 FORMA DE LA SECCIÓN

Para analizar el comportamiento estructural de las diagonales es necesario considerar la eficiencia de la sección. Las diagonales con secciones cuadradas o circulares presentan ciertas ventajas principalmente económicas frente a las diagonales con secciones tipo I o secciones canal debido a que se logra disminuir la cantidad de material utilizado; pero no necesariamente el comportamiento estructural es mejor. Además la conexión es más complicada de ejecutar.

También es importante analizar la compacidad de la sección que se mide a través de la relación ancho – espesor, este parámetro se relaciona directamente con los problemas de pandeo que se puedan presentar en las

riostros; por lo tanto los elementos más compactos tienen mayor capacidad de disipar la energía y evitar que las riostras sufran fracturas debido a las grandes deformaciones que puedan existir por efectos del pandeo.

### **2.1.2 DIAGONALES CONCÉNTRICAS**

Las estructuras con diagonales concéntricas son aquellas en las que sus diagonales se intersecan en los nudos, formando de esta manera una estructura sujeta principalmente a fuerzas axiales de compresión y tensión, provocadas por los sismos.

Este sistema se caracteriza por la elevada rigidez lateral, lo que facilita el registro de desplazamientos laterales generados en cada piso, y de esta manera controlar el cumplimiento con la normativa existente. Los nudos son los que proveen la mayor parte de la rigidez de la estructura.

Por efecto de la compresión de ciertos elementos en este tipo de arriostramiento se puede tener problemas de pandeo lo que ocasiona que la estructura pierda su ductilidad; por lo tanto las diagonales concéntricas aumentan la rigidez y resistencia de la estructura pero disminuyen la ductilidad en ciertos elementos.

En la figura se puede observar un sistema de arriostramiento concéntrico en X, en el edificio John Hancock Center ubicado en la ciudad de Nueva York.

**Foto 4 John Hancock Center (New York)**



Fuente: <http://www.arquitecturamundial.com/wp-content/uploads/john-hancock-center.jpg>

### **2.1.3 DIAGONALES EXCÉNTRICAS**

Las estructuras con diagonales excéntricas son aquellas en las que sus diagonales no se logran intersecar en la viga sino que se encuentran separadas por una distancia llamada excentricidad, que permite de la disipación de energía liberada durante un sismo.

La excentricidad que se genera en la viga absorbe grandes esfuerzos de corte y momentos flectores, y también controla los efectos de pandeo haciendo que la estructura desarrolle una respuesta dúctil y estable.

Es necesario que esta excentricidad esté localizada en la viga ya que el sismo provoca un efecto horizontal que, si estuviera en la columna, no podría ser

absorbido; también puede ocasionar piso flexible que, en caso de falla, las consecuencias serían mucho más graves en las columnas que en las vigas. A diferencia del arriostramiento con diagonales concéntricas este tipo de arriostramiento tiene la ventaja de no solo proveer de rigidez y resistencia a la estructura sino también ductilidad.

**Foto 5 Sistema de diagonales excéntricas**



Fuente: <http://acero6.blogspot.com/2012/02/contraventeo.html>

## **2.2 RESPUESTA DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES FRENTE A EFECTOS SÍSMICOS**

### **2.2.1 DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO**

Muchas ciudades del mundo y la población en general se encuentran altamente vulnerables a ciertas circunstancias especiales o fenómenos naturales como son los sismos que pueden ocurrir en cualquier momento. Las consecuencias provocadas por este tipo de eventos naturales dependen de la intensidad y de la duración en la que se presenten, así como también de las condiciones en las que se encuentre el lugar donde ocurren.

El sismo también conocido como terremoto, es un fenómeno que se produce por el movimiento pasajero de la corteza terrestre, que se origina en las zonas internas de la tierra; los sismos más intensos son producidos por las fallas geológicas y ruptura de placas, lo que libera de energía acumulada en forma de ondas sísmicas de diversas frecuencias.

El Ecuador es un país que se encuentra localizado en el Cinturón de Fuego del Pacífico, la zona de mayor vulnerabilidad sísmica del mundo y en la cual se encuentran localizados varios volcanes algunos de ellos todavía activos. Por esta razón en el Ecuador se registra una larga historia de actividad sísmica, que en los últimos 460 años ha destruido muchas ciudades.

En el Ecuador, siendo un país en vías de desarrollo, en la actualidad las construcciones representan la realidad económica del país, por lo cual aproximadamente un 70% de las viviendas son de tipo informal y sin ningún tipo de control en su proceso constructivo, según indica la Cámara de la Industria de la Construcción CAMICON, por ende estas construcciones son vulnerables a sufrir daños frente a un evento sísmico.

Por las consideraciones expuestas y para garantizar cierta confianza en los procesos constructivos existen organismos dedicados a analizar la problemática de la construcción en el sentido de controlar la calidad sismoresistente de las estructuras, que con su aplicación lo que se pretende es minimizar la pérdida de vidas humanas y daños excesivos de las

construcciones; es así que en el país actualmente se pretende regularizar las construcciones a través de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, vigente desde agosto del 2014. Esta norma pretende preservar la calidad de vida de los ecuatorianos en estos eventos naturales.

Para evitar estas pérdidas y daños en las construcciones, así como evitar la problemática social, se deben diseñar las estructuras lo mayor estable posibles cumpliendo con ciertos criterios de estructuración como son regularidad en planta y en elevación, y además considerando los criterios que implican estar en una zona de peligro sísmico en la cual se encuentra el Ecuador.

Gracias a ciertas características propias del acero como material estructural, como es la ductilidad que posee, se lo ha visto adecuado y de cierta manera económica para la construcción de estructuras ubicadas en zonas altamente sísmicas.

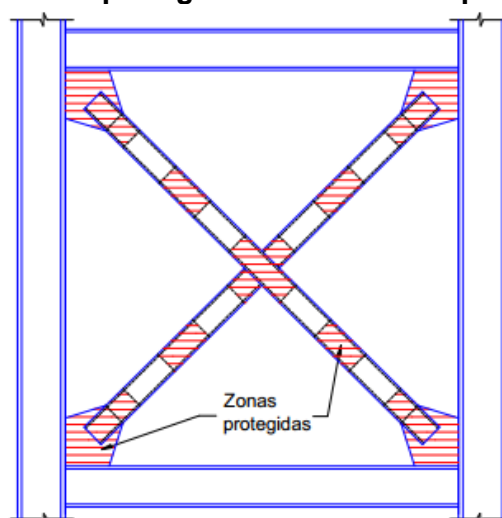
Las ondas producidas por un sismo se propagan en diferentes direcciones, pero para el diseño de construcciones se trabaja con una fuerza horizontal denominada cortante basal que es la carga horizontal máxima que se produce durante un sismo, por lo tanto se debe lograr la formación de articulaciones plásticas en miembros horizontales antes que en los verticales para que respondan correctamente frente a sismo.

Para un correcto diseño sismoresistente de edificios de acero es importante dotar a los edificios de una rigidez mediante ciertos elementos diagonales como las señaladas anteriormente capaces de disipar la energía y mantenerse elásticos durante un sismo para evitar daños mayores. La disipación de energía se genera mediante el desarrollo de rotulas plásticas.

### 2.2.2 RESPUESTA SISMICA DE LAS DIAGONALES CONCÉNTRICAS

Durante un sismo, en el sistema de diagonales concéntricas se desarrollan deformaciones inelásticas por lo tanto es posible la disipación de energía mediante la fluencia por las barras en tracción y pandeo por las barras en compresión con formación de rotulas plásticas en la zona central y en los extremos de las riostras. A estas zonas se las denomina zonas protegidas:

**Figura 9 Zonas protegidas en riostras dispuestas en X**

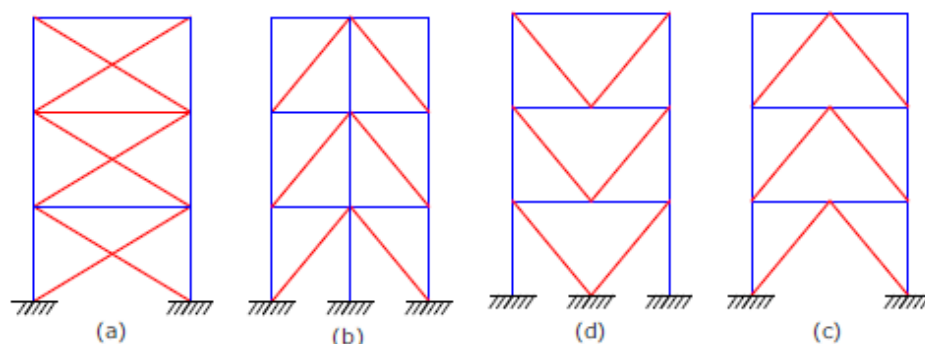


Fuente: Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismoresistente de construcciones de acero", 1ra edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, capítulo 4, página 51.

El comportamiento sismoresistente de las diagonales concéntricas puede verse afectado por el pandeo de las riostras que se encuentran en compresión. Las diagonales que se encuentran a tracción deben estar diseñadas para resistir entre un 30% y 70% de la fuerza sísmica actuante en un plano determinado.

Cuando la estructura es sometida a cargas laterales por efectos de la acción sísmica, las riostras de cada plano del edificio deben estar colocadas de manera que la respuesta del sistema es prácticamente simétrica en cuanto a resistencia y rigidez; para lo cual es recomendable que exista un número par de riostras en cada plano existente, y además deben tener igual sección y ángulo de inclinación.

**Figura 10 Configuraciones de riostra: (a) en X, (b) diagonales, (c) en V y (d) en V invertida o Chevron.**



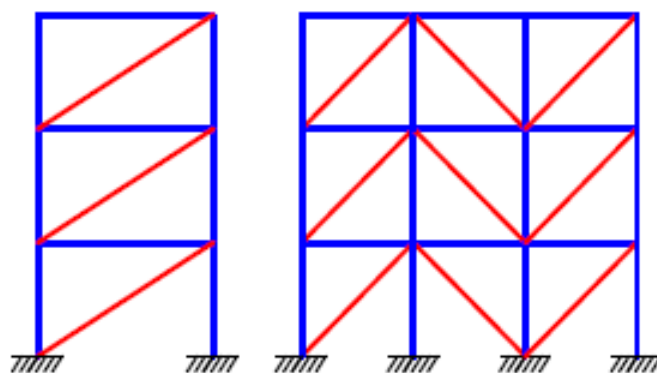
Fuente: Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismoresistente de construcciones de acero", 1ra edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, capítulo 4, página 47.

Al disponer las diagonales en base a estos criterios estructurales se logra que se produzcan esfuerzos de tracción y compresión alternadamente, variando su resistencia y rigidez pero al mismo tiempo logrando que la respuesta estructural sea similar en ambos sentidos.

Por otro lado existen otras configuraciones que no son recomendables y las especificaciones de diseño sismoresistente establecen que no deben ser usadas debido a que no existe un adecuado balance entre las diagonales que se encuentran a tracción y las que se encuentran a compresión, lo que daría una respuesta asimétrica del sistema y puede ocasionar graves problemas de distorsiones de piso.

Las configuraciones de diagonales no recomendables se muestran en la siguiente figura:

**Figura 11 Configuraciones inadecuadas de sistemas con diagonales**



Fuente: Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sismoresistente de construcciones de acero", 1ra edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, capítulo 4, página 47.

**Foto 6 Torre del Banco de China**

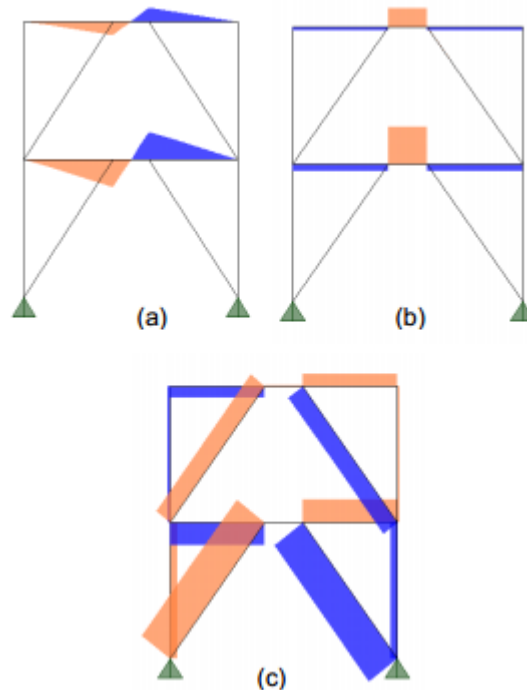


Fuente: <http://www.disfrutahongkong.com/edificios-famosos>

### **2.2.3 RESPUESTA SISMICA DE LAS DIAGONALES EXCENTRICAS**

Este tipo de arriostramiento es más adecuado para edificios altos y esbeltos, la disipación de energía se produce por fluencia del acero mediante la excentricidad que se genera en la viga; las fuerzas axiales que se generan en las riostras son transferidas mediante esfuerzos de corte y flexión dependiendo de la longitud de la excentricidad.

**Figura 12 Diagramas de solicitaciones por acción sísmica, (a) momentos flectores, (b) corte, y (c) esfuerzos axiales**



Fuente: Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sísmoresistente de construcciones de acero", 1ra edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, capítulo 2, página 21.

Las fuerzas axiales que se presentan en las diagonales como consecuencia de un sismo se logran transmitir a las columnas o vigas mediante la excentricidad que posee el sistema, esta excentricidad se la debe ubicar cuidadosamente ya que de esta depende la rigidez elástica y la ductilidad de la estructura, por lo tanto no es recomendable ubicarla en las columnas de la estructura debido a que puede formarse una rótula plástica que puede generar un mecanismo de piso flexible.

Las rotulas plásticas se forman en los extremos de las diagonales a medida que aumentan los esfuerzos de corte y flexión generados por la acción sísmica.

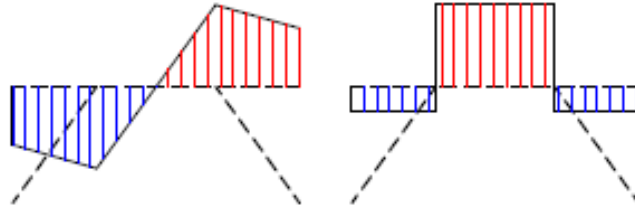
Las diagonales se diseñan para que permanezcan en el intervalo elástico de manera que no se pandeen, y la actividad inelástica se concentra en zonas donde no se ven afectados la resistencia y estabilidad de la estructura.

### **2.2.3.1 COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA EXCENTRICIDAD**

La longitud de la excentricidad es muy importante ya que de esta depende la rigidez del pórtico analizado, cuando esta excentricidad es muy pequeña en comparación a la longitud total de la viga, la rigidez lateral del pórtico y por ende de la estructura es muy elevada casi como la de un pórtico con diagonales concéntricas; por el contrario si la longitud de la excentricidad es grande, la rigidez lateral del sistema disminuye pudiéndose comparar con la de un pórtico no arriostrado.

Durante un sismo, esta excentricidad está sometida a grandes esfuerzos de corte y flexión por las cargas generadas, y a medida que aumentan estos esfuerzos se pueden generar rotulas plásticas en esta zona o en los extremos de las diagonales, que se encuentran determinados por las condiciones de fluencia balanceada al producirse al mismo tiempo plastificación por flexión y rótula de corte (en la zona de la excentricidad).

**Figura 13 Diagrama de momentos flectores y esfuerzos de corte en la excentricidad**



Fuente: Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sísmoresistente de construcciones de acero", 1ra edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, capítulo 5, página 57.

A partir de esta condición de balance se puede clasificar las excentricidades de la siguiente manera:

- Excentricidades cortas: Son aquellas en las que se produce rótulas de corte, generadas en la viga.
- Excentricidades largas: Son aquellas en las que se forman rótulas plásticas debido a la flexión de la diagonal, producidas en los extremos del enlace diagonal – viga.

Generalmente las longitudes diseñadas de las excentricidades son cortas, para producir rótulas de corte ya que varios datos experimentales demuestran que de esta manera la fluencia se distribuye en forma regular en toda la sección; por lo que la deformación plástica producida es menor que las producidas en excentricidades largas en las que la falla se produce por fractura del material. Sin embargo las longitudes de las excentricidades también se encuentran determinadas por el diseño arquitectónico y funcional de la estructura.

## **CAPITULO III MODELACION**

### **3.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES:**

El estudio consiste en modelar cuatro edificios de treinta y cinco niveles cada uno, destinados a vivienda. La altura total del edificio es de 113.4 metros, con una área total de 1.600 m<sup>2</sup> por piso; están ubicados en la ciudad de Quito, Ecuador.

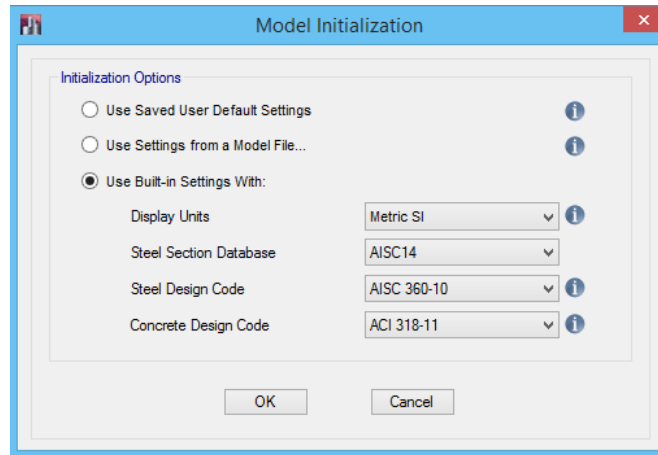
El edificio es de estructura metálica con un amortiguamiento del 5%, y no presenta irregularidades en planta ni en elevación.

El primer modelo es un edificio con un sistema de pórticos a momento, el segundo y el tercer modelo son edificios con un sistema de diagonales concéntricas; y el cuarto modelo es un edificio con un sistema de diagonales excéntricas.

Para el diseño estructural y análisis comparativo se utilizará el programa ETABS 2013, el cual se basa en el método de los elementos finitos y es especializado para el análisis de edificaciones.

Para empezar a modelar primero se debe definir las unidades y códigos con los que se va a trabajar en el programa:

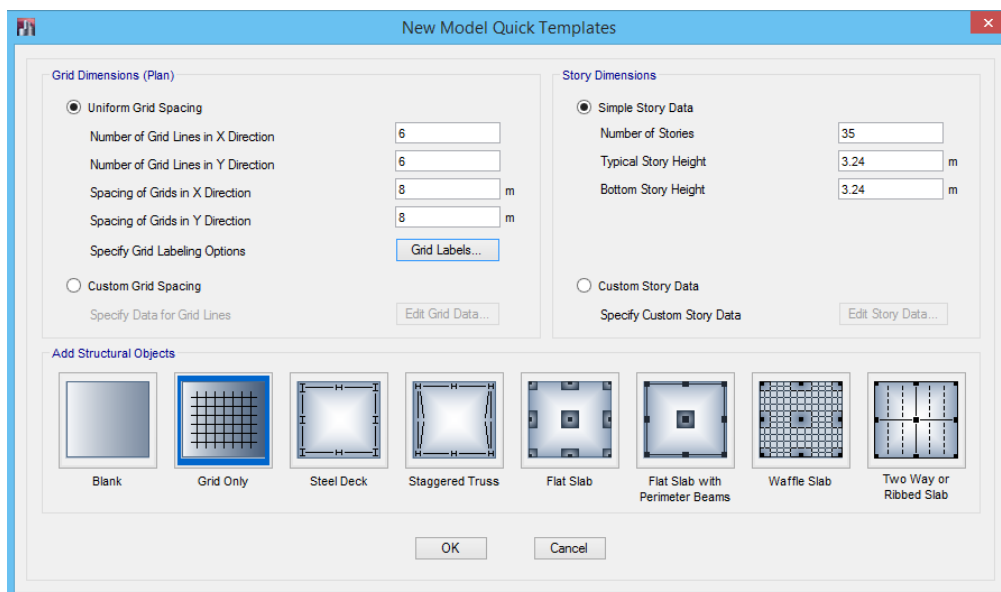
**Cuadro 1 Definición de unidades y códigos**



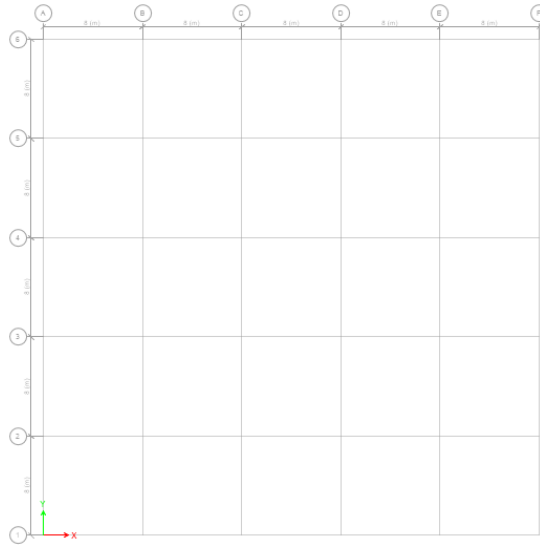
A continuación se define la grilla:

- Número de ejes: 6
- Distancias entre ejes: 8 metros
- Número de pisos: 35
- Altura de entrepiso: 3.24 metros

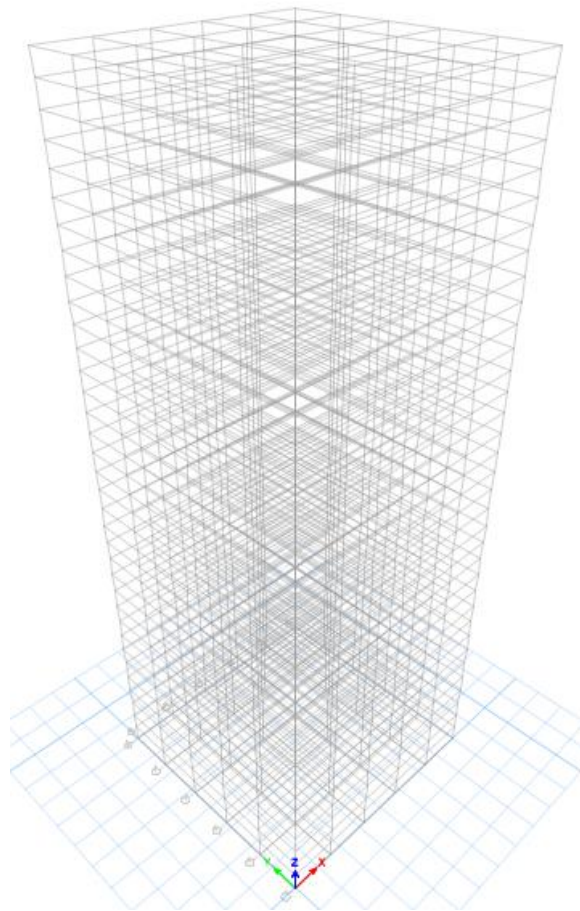
**Cuadro 2 Características de la grilla**



**Figura 14 Grilla en planta**



**Figura 15 Grilla en elevación**



## 3.2 MATERIAL EMPLEADO:

### 3.2.1 ACERO:

El acero con el cual se trabajará en todos los elementos estructurales es el acero A-36 que es un tipo de acero al carbono utilizado para edificios, y otras estructuras atornilladas o empernadas. El esfuerzo mínimo de fluencia  $F_y$  es de 36 ksi ( $2530\text{kg/cm}^2$ ), aunque tiene ciertas variaciones de acuerdo al espesor; y la resistencia mínima especificada a la tensión  $F_u$  es de 58 – 80 ksi ( $4076 – 5622\text{ kg/cm}^2$ ).

Definición del acero en el programa ETABS 2013:

**Cuadro 3 Propiedades del acero**

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'ACEROA36'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name is 'ACEROA36', Material Type is 'Steel', Directional Symmetry Type is 'Isotropic', and Material Display Color is orange.
- Material Weight and Mass:** 'Specify Weight Density' is selected. Weight per Unit Volume is 76.8194 kN/m<sup>3</sup> and Mass per Unit Volume is 7826.688 kg/m<sup>3</sup>.
- Mechanical Property Data:** Modulus of Elasticity, E is 199947.98 MPa; Poisson's Ratio, U is 0.3; Coefficient of Thermal Expansion, A is 0.0000117 1/C; Shear Modulus, G is 76903.07 MPa.
- Design Property Data:** A button to 'Modify/Show Material Property Design Data...' is present.
- Advanced Material Property Data:** Buttons for 'Nonlinear Material Data...', 'Material Damping Properties...', and 'Time Dependent Properties...' are shown.

At the bottom of the dialog are 'OK' and 'Cancel' buttons.

### 3.2.2 HORMIGON

Se utilizará hormigón solamente para la losa de deck metálico, con una resistencia de  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$

**Cuadro 4 Propiedades del hormigón**

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box with the following values:

Section	Property	Value	Unit
General Data	Material Name	H210	
	Material Type	Concrete	
	Directional Symmetry Type	Isotropic	
	Material Display Color	[Green]	
	Material Notes		
Material Weight and Mass	Weight per Unit Volume	23.5615	kN/m <sup>3</sup>
	Mass per Unit Volume	2400.668	kg/m <sup>3</sup>
Mechanical Property Data	Modulus of Elasticity, E	19895.66	MPa
	Poisson's Ratio, U	0.2	
	Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
	Shear Modulus, G	8289.86	MPa

### 3.3 BASES DE DISEÑO

El diseño será realizado de acuerdo al método *Diseño en Base a Factores de Carga y Resistencia* (LRFD), este método está relacionado con el diseño último, el diseño plástico y el diseño al límite. Se basa principalmente en los estados límite, este término es usado para referir que una estructura que no

cumple con esta condición simplemente no cumple la función para la que fue diseñada; se clasifica en dos tipos de estado:

- Estados límite de servicio: están relacionados con las cargas de servicio dadas por el uso y ocupación de la estructura, en este estado se debe controlar las deflexiones, vibraciones y agrietamientos.
- Estados límite de resistencia: están relacionados con la capacidad de carga de la estructura, se controla resistencias plásticas, de pandeo, fatiga, etc., y determinados por el comportamiento estructural bajo cargas de servicio.

Por lo tanto para un buen diseño estructural no solo se debe satisfacer las cargas últimas o de diseño sino las cargas de servicio que permiten controlar el comportamiento de la estructura como las deformaciones laterales de un edificio para que no sean excesivas.

Para este método LRFD existen factores de carga, que por lo general son mayores a uno, estos son multiplicados por las cargas de servicio, para obtener las cargas mayoradas utilizadas en el diseño de los diferentes elementos estructurales. Los valores de los factores de carga dependen del tipo de combinación de cargas con las que se vaya a trabajar.

Las cargas de resistencia nominal de la estructura deben estar en capacidad de resistir las cargas mayoradas, estas cargas están determinadas por la geometría y el tipo de material de cada elemento estructural.

La resistencia nominal es multiplicada por un factor menor que uno, lo que produce una reducción de resistencia con la cual se toma en consideración ciertas incertidumbres que vienen dadas por la variabilidad en la resistencia de los materiales, las dimensiones y la mano de obra durante la ejecución de un proyecto estructural; logrando de esta manera una mayor seguridad y confiabilidad al momento del diseño. Por lo tanto se establece la siguiente condición:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Ec. 3.1

Donde:

$R_u$  = resistencia ultima de diseño.

$R_n$  = resistencia nominal.

$\phi$  = factor de seguridad.

Al incrementar la resistencia ultima de diseño mediante factores de mayoración de carga y al reducir la resistencia nominal mediante factores de seguridad, se logra obtener una mayor confiabilidad en el diseño estructural.

### **3.4 CARGAS:**

#### **3.4.1 PESO PROPIO:**

El programa asigna automáticamente esta carga de acuerdo al peso propio de los elementos estructurales, vigas, columnas, diagonales.

#### **3.4.2 CARGA PERMANENTE:**

Es la carga constante dada por el peso de elementos como: mampostería, recubrimientos, enlucidos y masillados, determinados anteriormente. Estas cargas son las que permanecen fijas en la estructura.

#### **3.4.3 CARGA VIVA:**

Esta carga considera todas las fuerzas que son variables en lugar y magnitud dentro de una estructura, como personas, equipos y todo tipo de materiales. Depende del tipo de uso al cual está determinada la estructura. En este caso para vivienda se considera  $200 \text{ kg/m}^2$ .

#### **3.4.4 CARGAS LATERALES O SÍSMICAS:**

Estas cargas están determinadas por factores del cortante basal que se definirá más adelante.

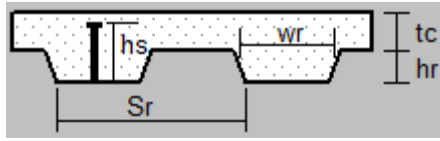
### **3.5 PRE-DIMENSIONAMIENTO DE LAS SECCIONES**

Para el diseño de un elemento estructural de acero no solo es importante el cálculo de las propiedades requeridas para las diferentes solicitaciones, sino también, la selección del perfil más ligero que se acomode a dichas propiedades y no necesariamente será el más económico. Por esta razón es importante realizar un pre-dimensionamiento que nos permita escoger las secciones más adecuadas para el diseño:

#### **3.5.1 LOSA TIPO DECK METALICO:**

Las losas son las encargadas de recibir todas las cargas permanentes y sobrecargas para transmitir las a las vigas secundarias, principales y columnas.

En este caso la losa estará formada por placas colaborantes de deck metálico (Steel deck), este sistema está formado por planchas de acero estructural galvanizado, consiste en un molde metálico que actúa como encofrado pero al mismo tiempo forma parte de la estructura de refuerzo inferior de las losas debido a que contrarresta los esfuerzos de tracción que se generan en las fibras inferiores. También este tipo de losa permite salvar grandes luces. Las siguientes dimensiones son las que caracterizan a un deck metálico disponible en el mercado:



Losa tipo

$t_c = 5.5 \text{ cm}$

$h_r = 6.5 \text{ cm}$

$S_r = 30 \text{ cm}$

Peso de la placa (espesor  $e=0.65\text{mm}$ ): 3.68 kg/m<sup>2</sup>

Peso del hormigón =  $0.075\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3$ : 180 kg/m<sup>2</sup>

Peso propio de la losa: 186.38 kg/m<sup>2</sup>

Enlucido y masillado =  $1\text{m} \times 1\text{m} \times 0.02\text{m} \times 2200 \text{ kg/m}^3$ : 44 kg/m<sup>2</sup>

Recubrimiento de piso: 44 kg/m<sup>2</sup>

Peso mampostería (asumido): 200 kg/m<sup>2</sup>

Carga permanente: 288 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva (L): 200 kg/m<sup>2</sup>

Carga permanente + Peso propio losa (D) = **474.38 kg/m<sup>2</sup>**

### 3.5.2 VIGAS

Las vigas son elementos que principalmente están sometidas a flexión, estos elementos poseen gran peralte ya que son las que poseen los mayores momentos de inercia y de resistencia, pero conforme aumenta la altura del



$$L_b \leq 0.086 r_y \frac{E}{F_y}$$

Donde

$L_b$  : Distancia máxima entre vigas

$r_y$ : Radio de giro de la sección alrededor del eje Y

E: módulo de elasticidad del acero (29000Ksi =  $2.04 \times 10^6$  Kg/cm<sup>2</sup>)

$F_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero (acero A36 = 2530 Kg/cm<sup>2</sup>)

Longitud viga secundaria: 8 m

Ancho cooperante: 1.33 m

Carga muerta:  $D = 474.38$  kg/m<sup>2</sup>

Carga viva:  $L = 200$ kg/m<sup>2</sup>

Se trabaja con la combinación de carga LRFD

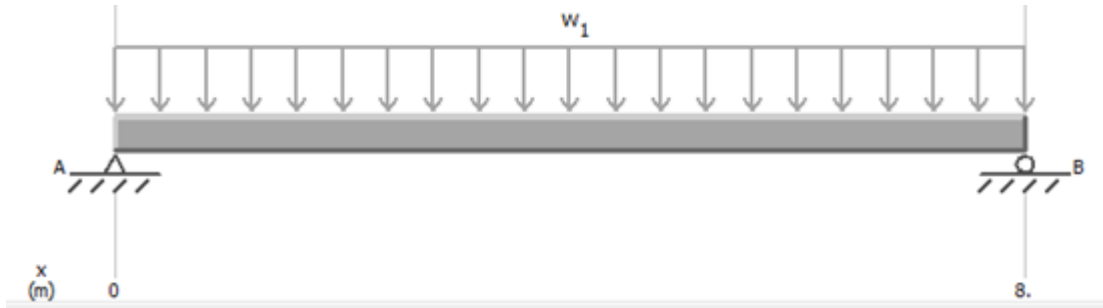
$$U = 1.2 D + 1.6 L = 1.2 (474.38) + 1.6 (200) = 898.26 \text{ kg/m}^2$$

Se multiplica por el ancho cooperante y se obtiene la carga que soporta cada viga secundaria por metro:

$$U = 898.26 \text{ kg/m}^2 \times 1.33\text{m} = \mathbf{1.18 \text{ t/m}} \quad \text{ó} \quad \mathbf{12.17 \text{ kN/m}}$$

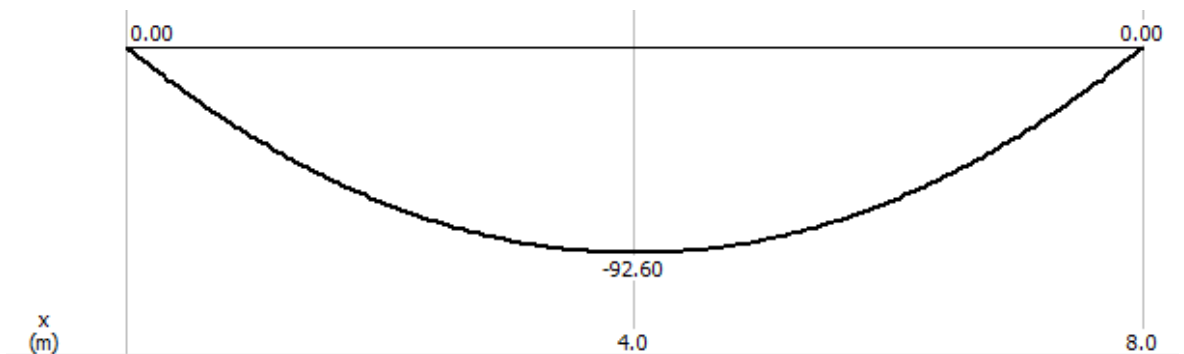
Las vigas secundarias estarán simplemente apoyadas sobre las vigas principales como se indica en la siguiente figura:

Figura 17 Viga simplemente apoyada con carga distribuida



$$w_1 = 1.18 \frac{t}{m} = 11.575 \frac{kN}{m}$$

Figura 18 Diagrama de momento de la viga simplemente apoyada



Momento máximo actuante:

Ec. 3.3

$$Mu = \frac{w L^2}{8}$$

$$Mu = \frac{1.18 \times 8^2}{8} = 9.44 t.m = 92.6 kN.m$$

Reacciones:

Ec. 3.4

$$R = \frac{wL}{2}$$

$$R = \frac{1.18 \times 8}{2} = 4.72 \text{ t} = 46.3 \text{ kn}$$

Modulo plástico requerido:

Ec. 3.5

$$Z_{xreq} = \frac{Mu}{\phi_b f_y}$$

$$Z_{xreq} = \frac{9.44 \times 10^5}{0.9 \times 2530} = 414.58 \text{ cm}^3$$

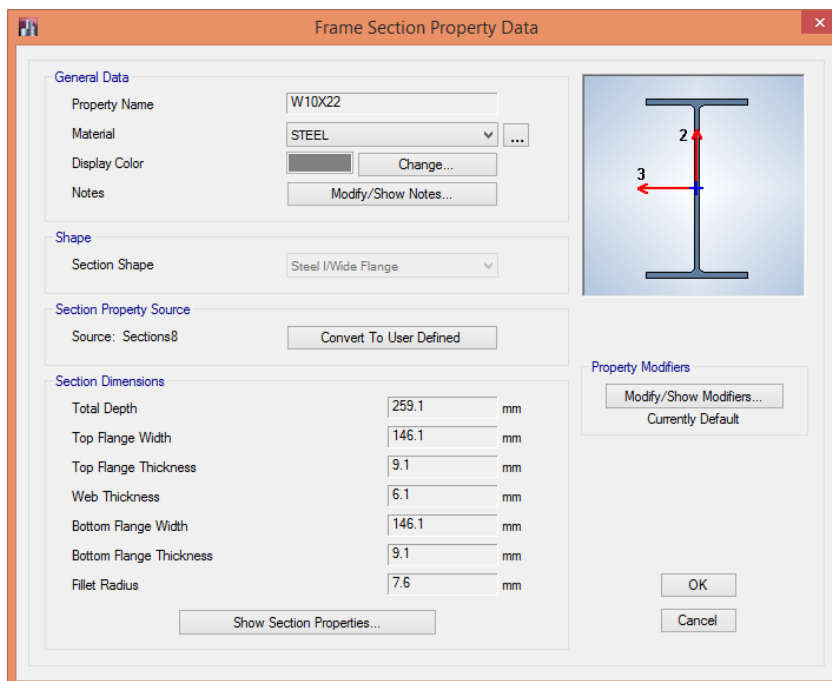
Con el modulo plástico se procede a buscar, en las tablas de perfiles tipo W, las secciones que tengan un módulo plástico Z parecido al requerido por los cálculos.

**Tabla 2 Perfiles tipo W para vigas secundarias**

Designación	Dimensiones						Relaciones		Ag	Peso	X - X				
	d	bf	tf	hw *	tw	r *	bf 2tf	hw tw			ix	Sx	rx	Qx	Zx
	mm	mm	mm	mm	mm	mm					cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
x30	313	166	11,2	267	6,60	12,7	7,41	40,4	56,71	44,6	9906	633	13,23	353	706
x26	310	165	9,65	267	5,84	12,7	8,54	45,7	49,35	38,7	8491	547	13,13	305	610
W12x22	313	102	10,8	267	6,60	12,7	4,74	40,4	41,81	32,7	6493	416	12,47	240	480
x19	309	102	8,89	267	5,97	12,7	5,72	44,7	35,94	28,3	5411	349	12,24	202	405
W10x45	257	204	15,7	194	8,89	17,5	6,47	21,8	85,81	67,0	10323	805	10,97	450	900
x39	252	203	13,5	194	8,00	17,5	7,53	24,2	74,19	58,0	8699	690	10,85	383	767
x33	247	202	11,0	194	7,37	17,5	9,15	26,3	62,65	49,1	7076	574	10,64	318	636
W10x30	266	148	13,0	219	7,62	12,7	5,70	28,8	57,03	44,6	7076	531	11,13	300	600
x26	262	147	11,2	219	6,60	12,7	6,56	33,2	49,10	38,7	5994	457	11,05	256	513
x22	258	146	9,14	219	6,10	12,7	7,99	35,9	41,87	32,7	4912	380	10,85	213	426
W8x67	229	210	23,7	156	14,5	17,5	4,43	10,7	127,1	99,7	11321	990	9,45	575	1150
x58	222	209	20,6	156	13,0	17,5	5,07	12,0	110,3	86,3	9490	852	9,27	490	980
x48	216	206	17,4	156	10,2	15,9	5,92	15,3	90,97	71,4	7659	710	9,17	401	803
x40	210	205	14,2	156	9,14	15,9	7,21	17,0	75,48	59,5	6077	582	8,97	326	652
x35	206	204	12,6	156	7,87	14,3	8,10	19,8	66,45	52,1	5286	511	8,92	284	569
W8x31	203	203	11,0	156	7,24	14,3	9,19	21,5	58,90	46,1	4579	451	8,81	249	498
W8x28	205	166	11,8	156	7,24	14,3	7,03	21,5	53,23	41,7	4079	398	8,76	223	446
x24	201	165	10,2	156	6,22	14,3	8,12	25,0	45,68	35,7	3446	342	8,69	190	380

Los perfiles que se utilizará como vigas secundarias son W12x22, W12x19, W10x22 y W8x28, las cuales se las puede ingresar al programa como indica el siguiente gráfico:

**Cuadro 5 Características del perfil W10x22**

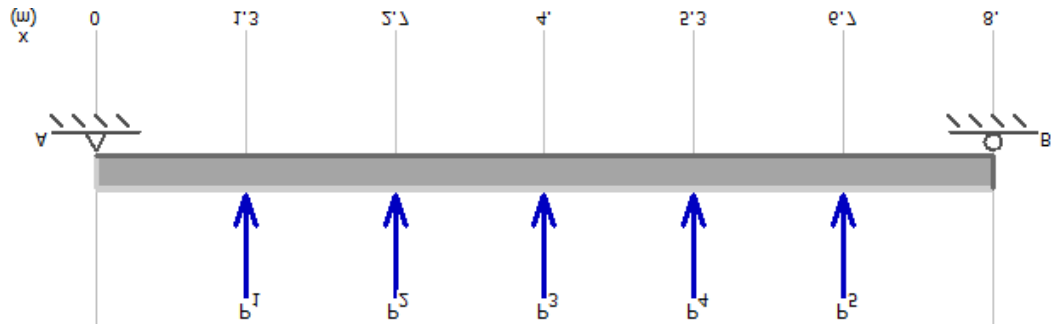


### 3.5.2.2 VIGAS PRINCIPALES:

Las vigas principales son las que reciben las cargas que provienen de las vigas secundarias, y las transmiten a las columnas. Los esfuerzos que transmitan a las columnas dependen de la conexión viga-columna.

Para el pre-diseño se tomará en cuenta el momento mayor que es obtenido por la condición de viga simplemente apoyada:

**Figura 19 Viga principal con cargas puntuales**



$$P_1 = P_2 = P_3 = P_4 = P_5 = 2 (4.72) = 9.44 \text{ t} = 92.6 \text{ kN}$$

Reacciones:

$$R_A = R_B = 26.03 \text{ t} = 231.53 \text{ kN}$$

Diagrama de corte (kN):

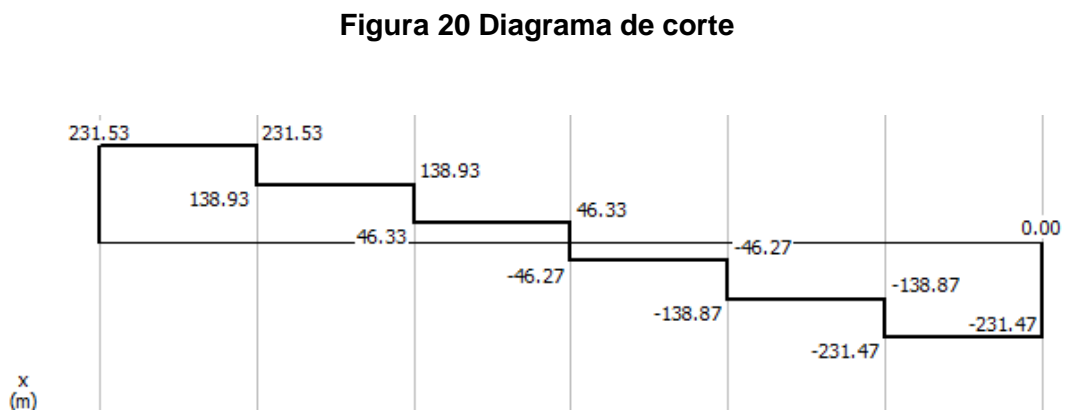
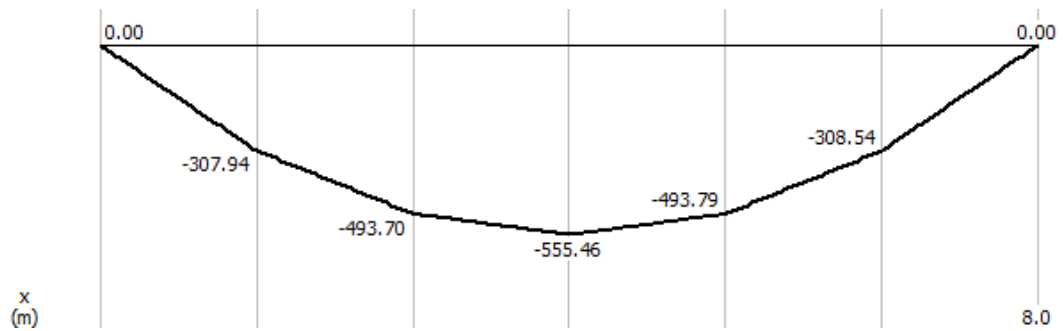


Diagrama de momento (kN.m):

**Figura 21 Diagrama de momento**



$$M_{\max} = 555.46 \text{ kN.m} = 56.62 \text{ tm}$$

Módulo plástico requerido:

Ec. 3.6

$$Z_{xreq} = \frac{Mu}{\phi_b f_y}$$

$$Z_{xreq} = \frac{56.62 \times 10^5}{0.9 \times 2530} = 2486.61 \text{ cm}^3$$

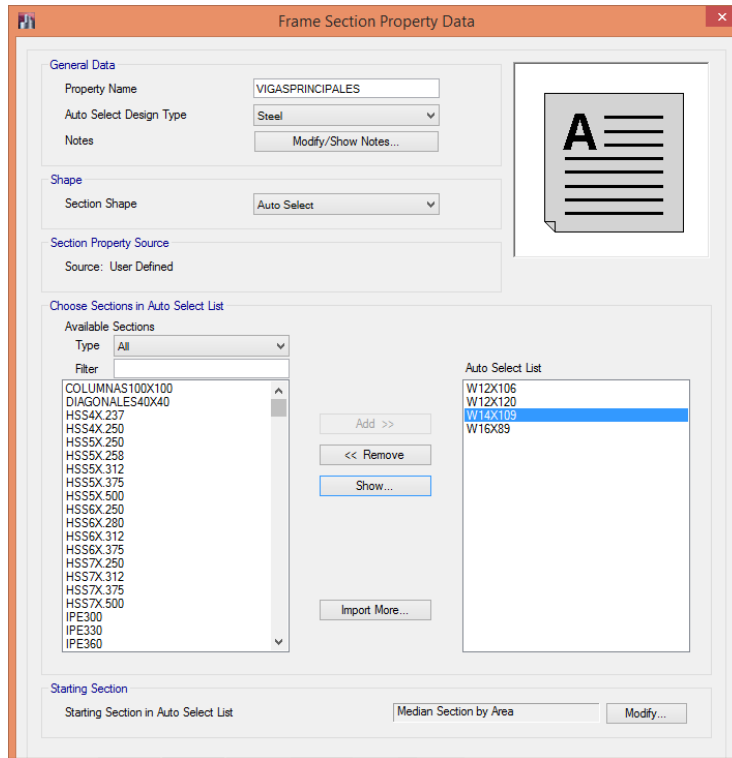
**Tabla 3 Perfiles tipo W para vigas principales**

Designación	Dimensiones						Relaciones		Ag	Peso	X - X				
	d	bf	tf	hw *	tw	r *	$\frac{bf}{2tf}$	$\frac{hw}{tw}$			lx	Sx	rx	Qx	Zx
	mm	mm	mm	mm	mm	mm			cm <sup>2</sup>	Kg/m	cm <sup>4</sup>	cm <sup>3</sup>	cm	cm <sup>3</sup>	cm <sup>3</sup>
W12x 279	403	334	62,7	241	38,9	34,9	2,66	6,21	528,4	415,2	129448	6440	15,65	3941	7882
x136	341	315	31,8	241	20,1	25,4	4,96	12,0	257,4	202,4	51613	3048	14,17	1753	3507
x120	333	313	28,1	241	18,0	25,4	5,57	13,4	227,7	178,6	44537	2671	14,00	1524	3048
x106	327	310	25,1	241	15,5	23,8	6,17	15,6	201,3	157,7	38834	2376	13,89	1344	2687
x96	323	309	22,9	241	14,0	22,2	6,76	17,3	181,9	142,9	34672	2147	13,82	1204	2409
x87	318	308	20,6	241	13,1	22,2	7,48	18,4	165,2	129,5	30801	1934	13,67	1082	2163
W14x132	372	374	26,2	286	16,4	23,8	7,15	17,4	250,3	166,4	63683	3425	15,95	1917	3835
x120	368	373	23,9	286	15,0	23,8	7,80	19,1	227,7	178,6	57440	3114	15,85	1737	3474
x109	364	371	21,8	286	13,3	22,2	8,49	21,4	206,5	162,2	51613	2835	15,80	1573	3146
x99	360	370	19,8	286	12,3	22,2	9,34	23,2	187,7	147,3	46202	2573	15,67	1417	2835
x90	356	369	18,0	286	11,2	22,2	10,2	25,6	171,0	133,9	41582	2343	15,60	1286	2573
W16x100	431	265	250	346	14,9	23,5	5,29	23,3	189,7	148,8	62018	2868	18,03	1622	3245
x89	425	263	222	346	13,3	22,2	5,92	26,0	169,0	132,4	54110	2540	17,91	1434	2868
x77	420	261	193	346	11,6	22,2	6,77	29,9	145,8	114,6	46202	2196	17,78	1229	2458

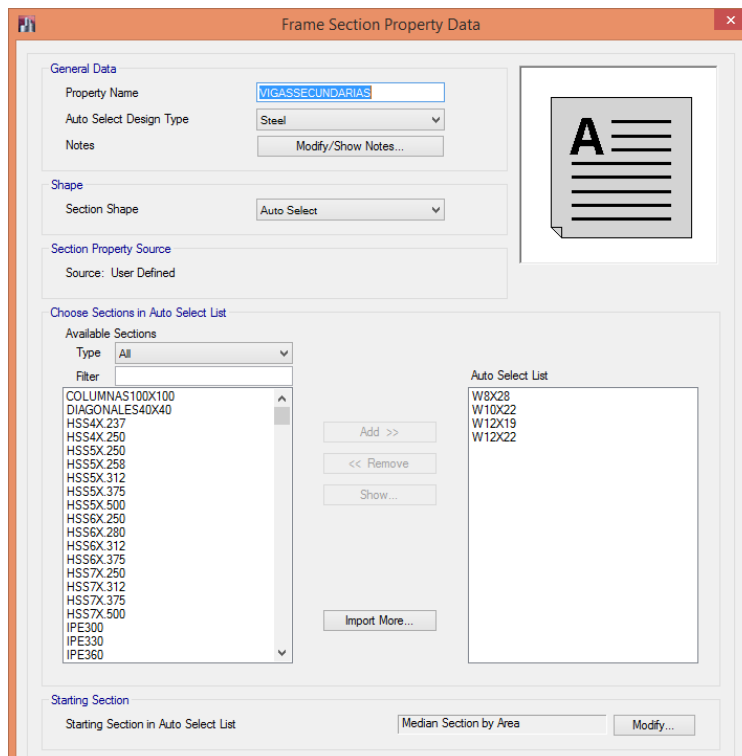
Los perfiles W12x120, W12x106, W14x109 y W16x89 son los que se utilizará para las vigas principales.

Se ingresa las secciones obtenidas mediante el pre-diseño, y se crea un grupo de vigas principales y secundarias para que el programa elija en el diseño la sección óptima. Este tipo de perfiles en forma de I facilita las conexiones.

**Cuadro 6 Grupo de vigas principales**

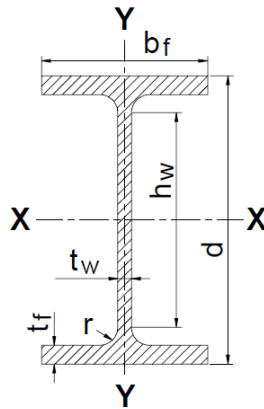


**Cuadro 7 Grupo de vigas secundarias**



### 3.5.2.3 COMPACIDAD DE LAS VIGAS:

De acuerdo a las especificaciones establecidas por el LRFD las relaciones ancho – espesor de las secciones de los perfiles I de las vigas principales escogidas anteriormente, son las que soportan los efectos de las fuerzas sísmicas, estas deben satisfacer ciertos requisitos de compacidad como indica la norma AISC 341-10, para evitar el pandeo local.



Ala:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Ec. 3.7

Alma:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Ec. 3.8

$$E = 29000 \text{ ksi}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

**Tabla 4 Compacidad de las alas**

PERFIL	bf (mm)	tf (mm)	ALA: $\frac{b_f}{2t_f}$	$\leq 0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	COMPACIDAD
<b>W12x120</b>	313	28.1	5.57	8.51	CUMPLE
<b>W12x106</b>	310	25.1	6.18	8.51	CUMPLE
<b>W14x109</b>	371	21.8	8.51	8.51	CUMPLE
<b>W16x89</b>	263	22.2	5.92	8.51	CUMPLE

**Tabla 5 Compacidad de las almas**

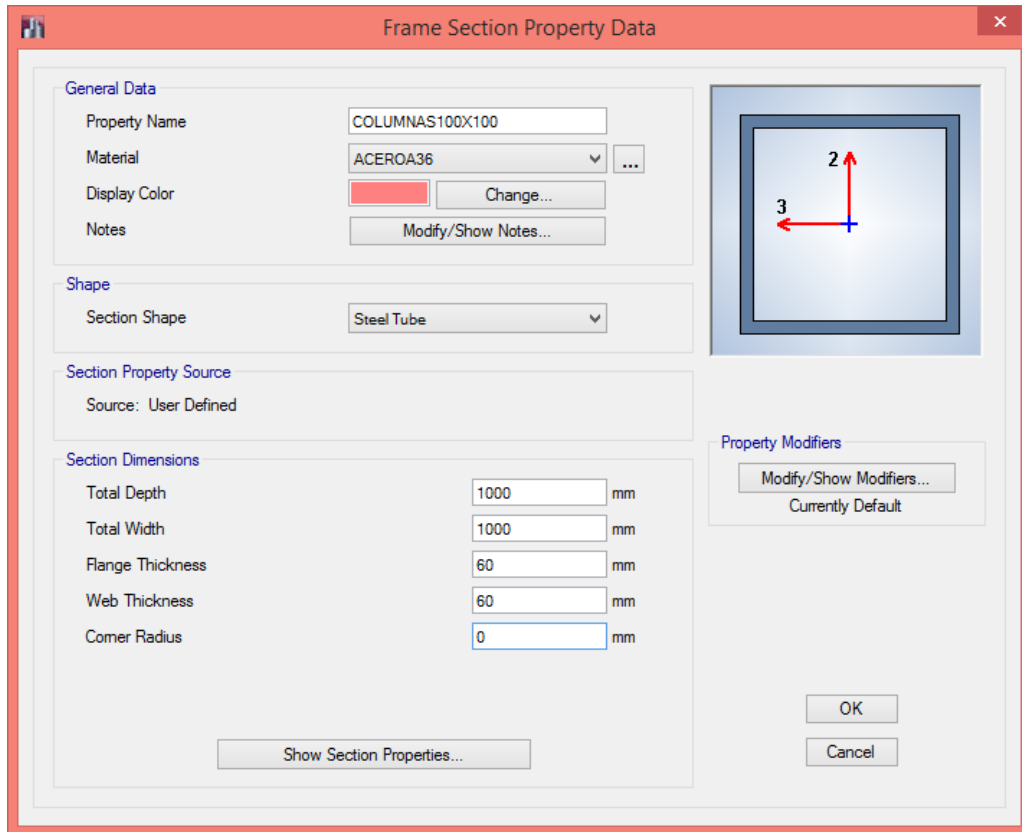
PERFIL	hw (mm)	tw (mm)	ALMA: $\frac{h_w}{t_w}$	$\leq 2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	COMPACIDAD
<b>W12x120</b>	241	18	13.39	69.54	CUMPLE
<b>W12x106</b>	241	15.5	15.55	69.54	CUMPLE
<b>W14x109</b>	286	13.3	21.50	69.54	CUMPLE
<b>W16x89</b>	346	13.3	26.02	69.54	CUMPLE

### 3.5.3 COLUMNAS

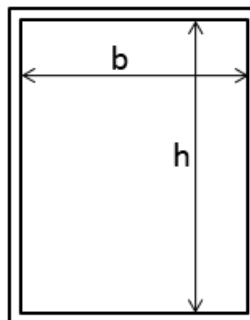
Las columnas son elementos verticales cuya función estructural es recibir las cargas de las vigas principales y transmitir las a la cimentación.

Para el análisis de los diferentes pórticos se utilizarán columnas huecas de acero de 100cm x 100cm con un espesor de 60 mm.

**Cuadro 8 Propiedades de las columnas**



Según la norma AISC 341-10, sección E3 5, las columnas huecas utilizadas para pórticos de tipo especial, deben cumplir con el siguiente criterio de compacidad:



$$\frac{b}{t} \text{ ó } \frac{h}{t} \leq 0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{100 - 2(6)}{6} \leq 0.55 \sqrt{\frac{29000}{36}}$$

$$14.66 \leq 15.61 \quad \text{Si cumple}$$

### 3.5.4 DIAGONALES

Las diagonales para los casos de los arriostramientos excéntricos y concéntricos serán de 40cm x 40cm con un espesor de 20mm.

**Cuadro 9 Propiedades de las diagonales**

Frame Section Property Data

**General Data**

Property Name: DIAGONALES40X40

Material: STEEL

Display Color: [Green Swatch] Change...

Notes: Modify/Show Notes...

**Shape**

Section Shape: Steel Tube

**Section Property Source**

Source: User Defined

**Section Dimensions**

Total Depth: 400 mm

Total Width: 400 mm

Flange Thickness: 20 mm

Web Thickness: 20 mm

Corner Radius: 0 mm

**Property Modifiers**

Modify/Show Modifiers...  
Currently Default

Show Section Properties...

OK Cancel

### 3.5.5 DECK METALICO

Se ingresa el deck metálico de las características antes analizadas y se le asigna a la losa, estos paneles de la losa deben estar orientados en forma perpendicular o normal a las vigas secundarias.

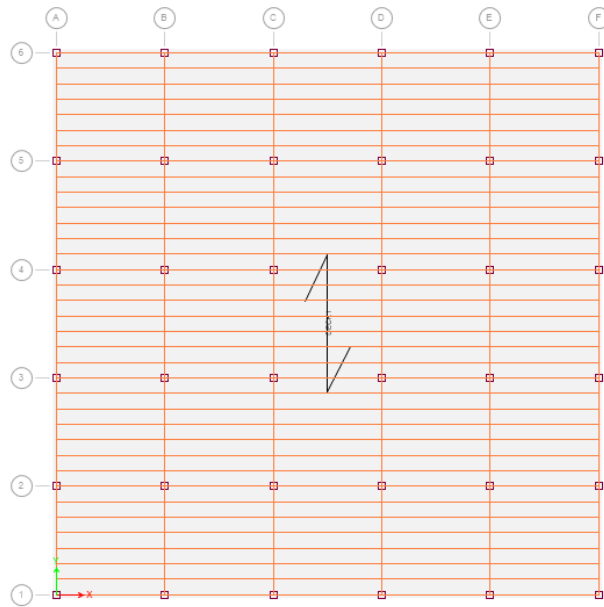
**Cuadro 10 Propiedades de la losa tipo deck**

General Data	
Property Name	DECK1
Type	Filled
Slab Material	H210
Deck Material	ACEROA36
Modeling Type	Membrane
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Slab Depth, tc	55 mm
Rib Depth, hr	65 mm
Rib Width Top, wrt	150 mm
Rib Width Bottom, wrb	150 mm
Rib Spacing, sr	300 mm
Deck Shear Thickness	0.9 mm
Deck Unit Weight	0.078 kN/m <sup>2</sup>
Shear Stud Diameter	18 mm
Shear Stud Height, hs	90 mm
Shear Stud Tensile Strength, Fu	441.3 MPa

**Figura 22 Eje de la losa tipo Deck**



### **3.6 CONDICIONES DE APOYO**

#### **3.6.1 VIGAS SECUNDARIAS**

Para asignar las condiciones de apoyo (simplemente apoyadas) de las vigas secundarias sobre las vigas principales se debe liberar las restricciones por momentos de la siguiente manera:

**Cuadro 11 Condición de apoyo parcial de las vigas secundarias**

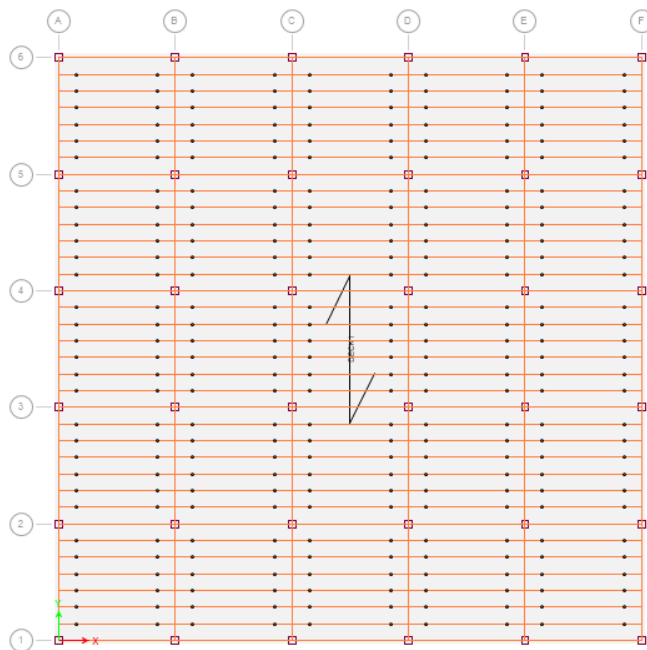
Frame Assignment - Releases/Partial Fixity

	Release		Frame Partial Fixty Springs		
	Start	End	Start	End	
Axial Load	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			tonf/mm
Shear Force 2 (Major)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			tonf/mm
Shear Force 3 (Minor)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			tonf/mm
Torsion	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>			tonf-mm/rad
Moment 22 (Minor)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0	0	tonf-mm/rad
Moment 33 (Major)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	0	0	tonf-mm/rad

No Releases

OK Close Apply

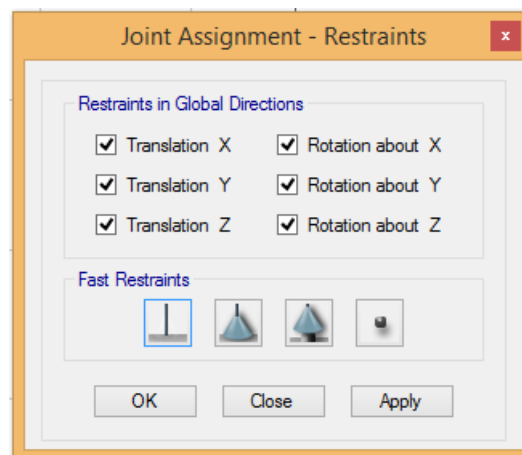
**Figura 23 Vigas secundarias con liberación de momento**



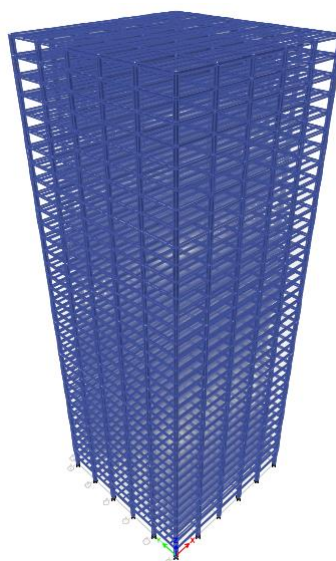
### 3.6.2 ESTRUCTURA

Las condiciones de apoyo de la estructura se modelarán como empotramiento:

**Cuadro 12 Condiciones de apoyo**



**Figura 24 Edificio vista en 3D**

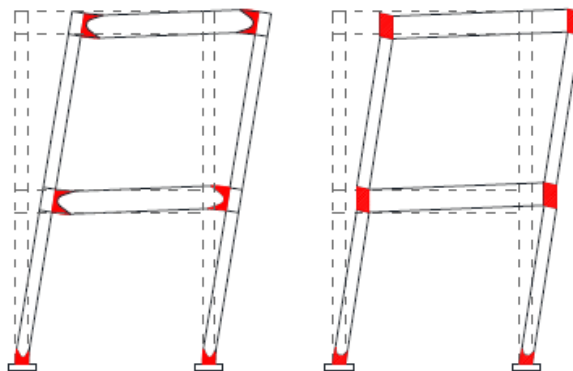


### 3.7 PRINCIPIO DE DISEÑO COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL

Este principio está basado en el método de diseño por capacidad el cual establece un adecuado mecanismo de falla de los elementos estructurales, para esto se determinan ciertas zonas en la estructura sismoresistente las cuales son diseñadas para que se generen las rotulas plásticas, y se disipe la energía producida por una acción sísmica.

Cuando un edificio tiene un comportamiento inelástico debido a un evento sísmico, los extremos de las vigas de un pórtico son las que entran en el rango inelástico de tal forma que estas zonas se consideran como zonas protegidas para que la estructura desarrolle una respuesta dúctil y estable, de manera que su mecanismo de diseño se lo conoce como columna fuerte – viga débil.

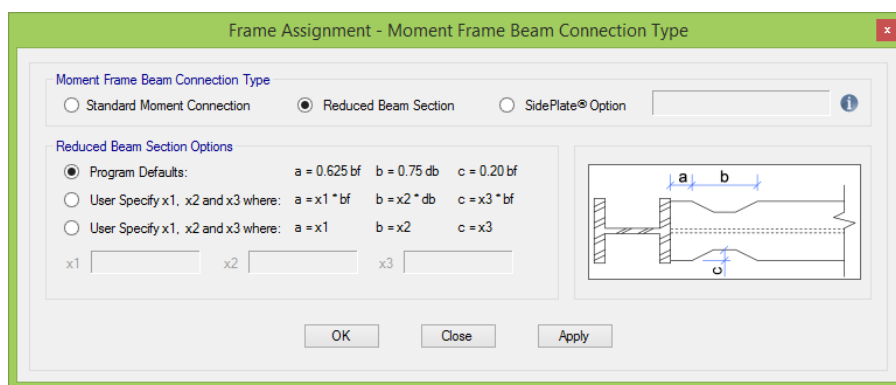
**Figura 25 Zonas en las que se debe generar las rotulas plásticas en un PEM**



Fuente: Norma Ecuatoriana de la construcción NEC 2011, Estructuras de Acero, Quito – Ecuador, 2011, Capítulo 5 página 31.

Para garantizar el comportamiento de columna fuerte – viga débil en el programa ETABS se debe considerar una reducción de sección en la viga antes de la unión con la columna, para que la rótula plástica se genere en esta sección reducida y los daños producidos no se transmitan a las columnas.

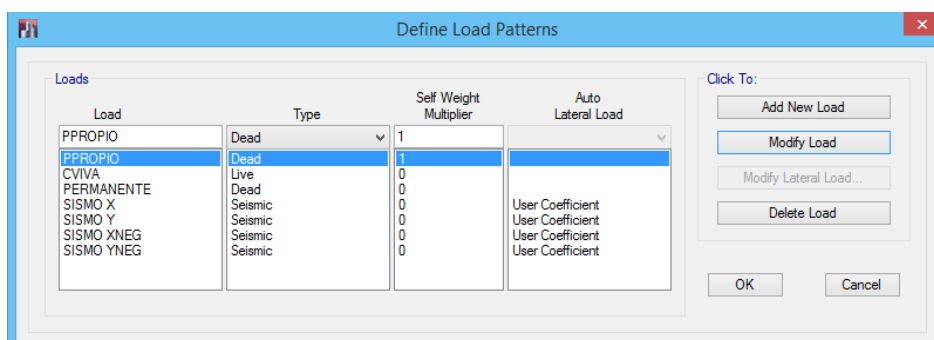
**Cuadro 13 Criterio de la viga reducida**



### 3.8 ASIGNACIÓN DE CARGAS:

En el siguiente cuadro se encuentran los estados de carga estáticos del programa, por lo cual se puede ingresar los valores de carga permanente y carga viva que fueron determinados anteriormente.

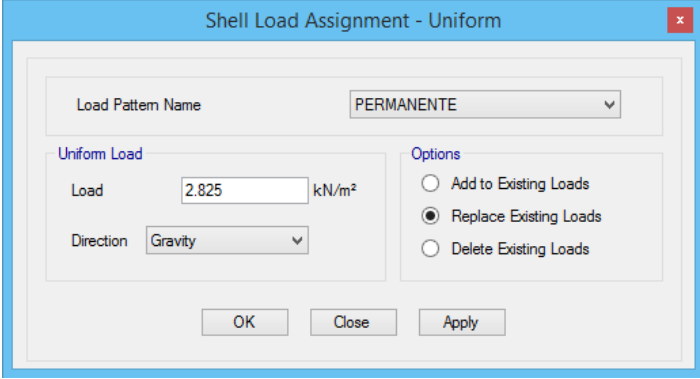
**Cuadro 14 Cargas estáticas**



Para los estados de carga sismo en X y sismo en Y se debe ingresar un coeficiente del cortante basal en cual será calculado de acuerdo a las normas más adelante.

Carga permanente:  $288 \text{ kg/ m}^2 = 2.825 \text{ kN/ m}^2$

**Cuadro 15 Carga permanente**



Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: PERMANENTE

Uniform Load

Load: 2.825 kN/m<sup>2</sup>

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

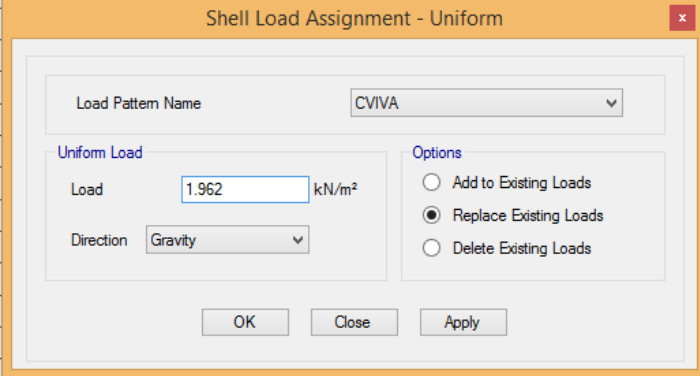
Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Close Apply

Carga viva:  $200 \text{ kg/ m}^2 = 1.962 \text{ kN/ m}^2$

**Cuadro 16 Carga viva**



Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: CVIVA

Uniform Load

Load: 1.962 kN/m<sup>2</sup>

Direction: Gravity

Options

Add to Existing Loads

Replace Existing Loads

Delete Existing Loads

OK Close Apply

### 3.8.1 COMBINACIONES DE CARGA

Las configuraciones de cargas establecidas en el método LRFD, que se usará en el presente diseño, son las utilizadas por las normas ASCE 7 y NEC, y son las siguientes:

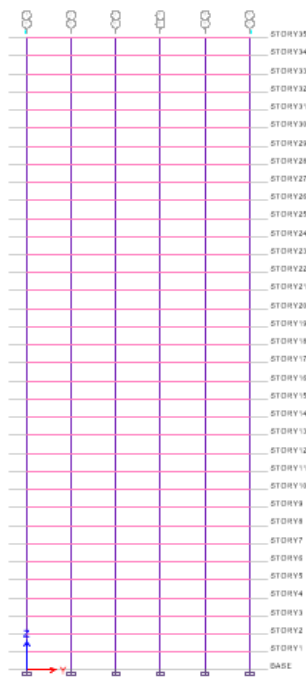
1.  $1,4 D$
2.  $1,2 D + 1,6 L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
3.  $1,2 D + 1,6 (Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0,5W)$
4.  $1,2 D + 1,0 W + L + 0,5 (Lr \text{ o } S \text{ o } R)$
5.  $1,2 D + 1,0 E + L + 0,2 S$
6.  $0,9 D + 1,0 W$
7.  $0,9 D + 1,0 E$

Para las combinaciones 3, 4 y 5 existe un factor de incremento para la carga L (carga viva). Este factor es de 0.5 cuando L es menor que  $4.8 \text{ kN/m}^2$  y 1 cuando es mayor a este valor.

### 3.9 DESCRIPCIÓN DE LOS SISTEMAS UTILIZADOS

#### 3.9.1 PÓRTICO ESPECIAL A MOMENTO

Figura 26 Elevación pórtico especial a momento

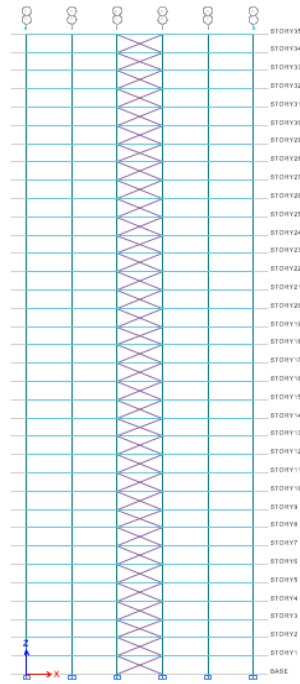


El primer modelo consiste en un pórtico especial a momento (PEM), estos pórticos son los que presentan una mayor capacidad de disipación de energía en comparación a los pórticos intermedios y ordinarios de acuerdo a lo estipulado en las especificaciones AISC 341-05.

Por lo tanto deben estar diseñados para resistir las deformaciones inelásticas producidas por el sismo de diseño las cuales deben producirse principalmente en las articulaciones de las vigas y en la base de las columnas, aplicando el principio de diseño columna fuerte – viga débil.

### 3.9.2 PÓRTICO ESPECIAL CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS EN X

Figura 27 Pórtico especial con diagonales concéntricas tipo X

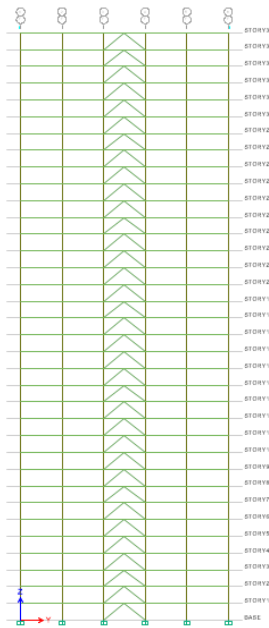


Este es el segundo modelo, en este sistema de arriostramiento en X la disipación de energía se da mediante la fluencia de las diagonales en tracción y el pandeo de las diagonales en compresión, y la formación de las rotulas plásticas se producen en el cruce y en los extremos de las diagonales.

Las riostras están ubicadas simétricamente en la periferia de la estructura en todos los pisos, para que su comportamiento sea eficiente.

### 3.9.3 PÓRTICO ESPECIAL CON DIAGONALES CONCÉNTRICAS TIPO V INVERTIDA O CHEVRON

Figura 28 Pórtico especial con diagonales concéntricas tipo V invertida



En este tipo de configuración de riostras en V invertida o Chevron el vértice de las diagonales está conectado en la zona central de las vigas, no en un nudo viga – columna. En la respuesta de la estructura durante el rango elástico las fuerzas axiales de compresión y tracción que se generan en las diagonales del pórtico son iguales en magnitud; mientras la diagonal comprimida pandea, su capacidad resistente disminuye, y la diagonal traccionada aumenta su resistencia.

Por lo tanto la respuesta en el rango inelástico no solo depende de la relación de la resistencia a compresión y tracción y de la resistencia pos-pandeo de la diagonal comprimida, sino también de la resistencia a la flexión que tenga la

viga. Por esta razón las vigas de estos pórticos deben ser capaces de resistir los esfuerzos de cargas sísmicas, sin que se produzca una rotula plástica en la viga.

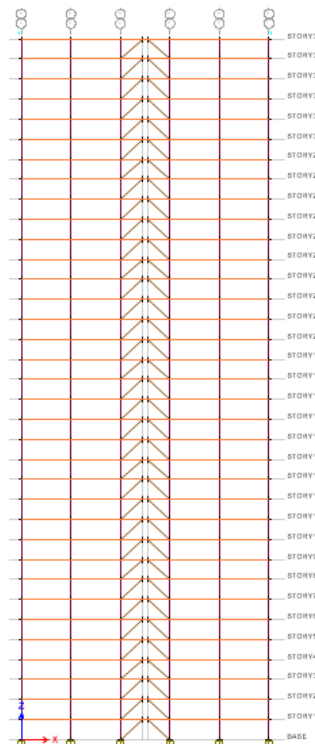
**Figura 29 Deformación de un pórtico con diagonales en V invertida**



Fuente: Crisafulli Francisco Javier, 2008, "Diseño sísmoresistente de construcciones de acero", 1ra edición, Asociación Latinoamericana del Acero, Santiago de Chile, capítulo 4, página 48.

### 3.9.34 PÓRTICO ESPECIAL CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS

**Figura 30 Pórtico especial con diagonales excéntricas**



En el cuarto modelo es el de diagonales excéntricas, la disipación de energía en este tipo de sistema estructural se da través de la excentricidad generada en la viga. Las rotulas plásticas se producen en los extremos de las diagonales a medida que aumentan los esfuerzos generados por la fuerza sísmica.

Las excentricidad de este modelo es de un metro de longitud, por lo cual las diagonales tienen un ángulo de inclinación de 45 grados aproximadamente, el cual se encuentra 30 y 60 grados, valores establecidos por las normas.

### 3.10 DATOS DE DISEÑO

#### 3.10.1 CORTANTE BASAL DE ACUERDO A LA NORMA NEC

Parámetros de la norma ecuatoriana:

Zona sísmica Z (Quito):	0.4
Tipo de suelo:	C

Coefficientes de amplificación dinámica:

Factores de sitio Fa:	1.2
Factores de sitio Fd:	1.3
Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs:	1.3
r para tipo de suelo A, B o C	1

Ecuación del cortante basal:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_P \phi_E} W$$

Ec.3.10

Donde:

I: Factor de importancia.

Sa: Aceleración de la gravedad.

R: Coeficiente de reducción de respuesta estructural.

Coeficientes de configuración estructural:

$\emptyset_P$ : Factor que considera la irregularidad en planta.  $\emptyset_P = \emptyset_{PA} \cdot \emptyset_{PB}$

$\emptyset_E$ : Factor que considera la irregularidad en elevación.  $\emptyset_E = \emptyset_{EA} \cdot \emptyset_{EB}$

W: Peso de la estructura.

Periodo de vibración:

La norma establece los límites para los periodos  $T_c$ ,  $T_o$  y  $T_L$  mediante las siguientes ecuaciones:

$$T_c = 0.55 F_S \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec.3.11}$$

$$T_o = 0.10 F_S \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 3.12}$$

$$T_L = 2.4 F_d \quad \text{Ec. 3.13}$$

$$S_a = n Z F_a \left(\frac{T}{T_o}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad \text{Ec. 3.14}$$

$$T = C_t h_n^\alpha \quad \text{Ec. 3.15}$$

Donde:

n: Valor de relación de amplificación espectral.

hn: Altura máxima de la edificación medida desde la base de la estructura en metros.

$C_t$  y  $\alpha$ : Coeficientes que dependen del tipo de estructura

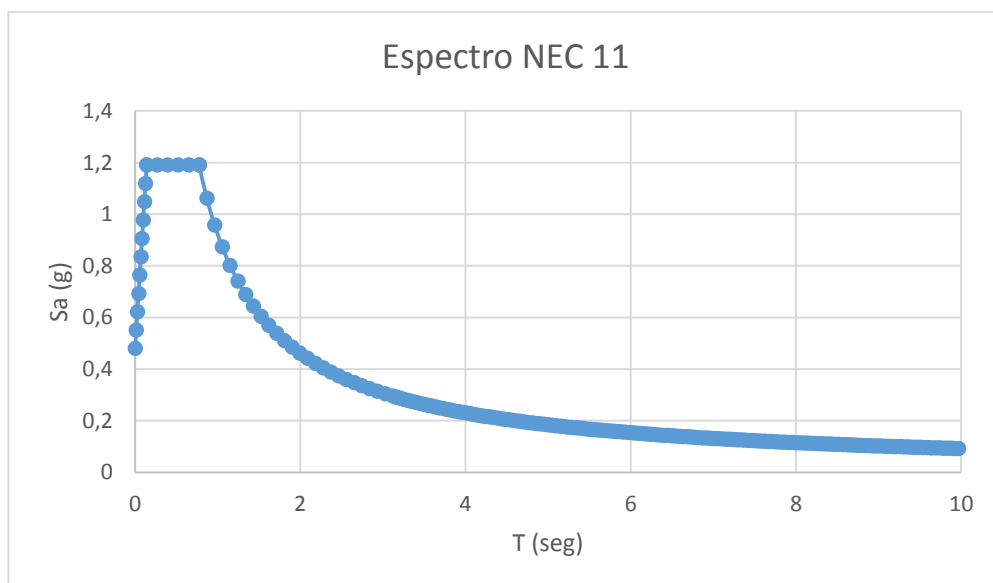
Condiciones de los diferentes sistemas estructurales de acuerdo a la norma

NEC:

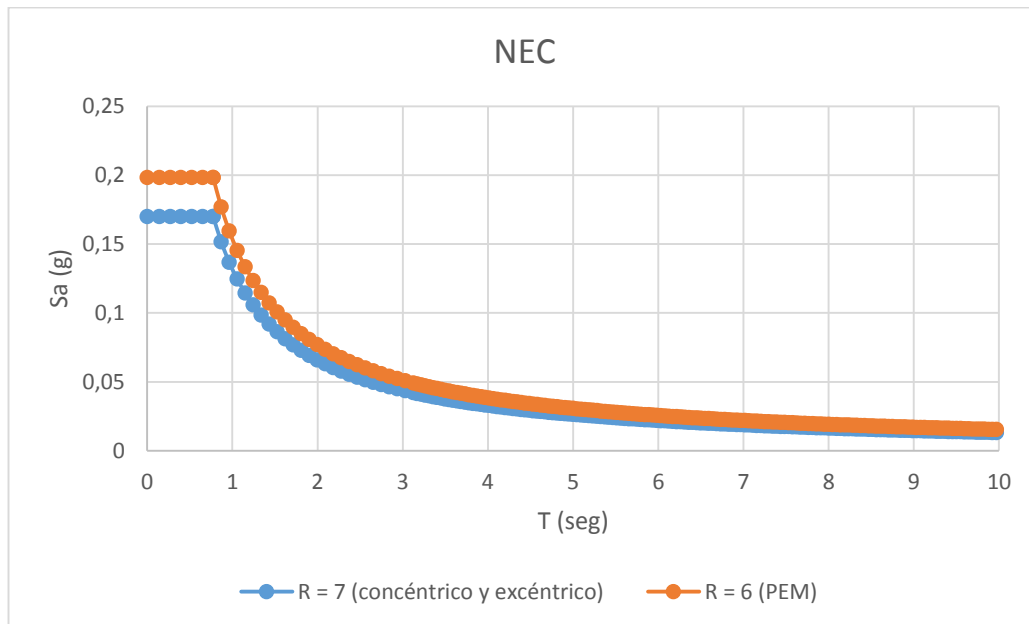
**Tabla 6 Condiciones de los sistemas estructurales**

	PÓRTICO (PEM)	DIAGONALES	
		CONCÉNTRICAS	EXCÉNTRICAS
<b>hn</b>	113.4	113.4	113.4
<b>Ct</b>	0.072	0.073	0.073
<b><math>\alpha</math></b>	0.8	0.75	0.75
<b>T</b>	3.169	2.536	2.536
<b>Sa</b>	0.29	0.363	0.363
<b>R</b>	6	7	7
<b><math>\Phi_P</math></b>	1	1	1
<b><math>\Phi_E</math></b>	1	1	1
<b>V</b>	0.048	0.052	0.052

### 3.10.1.1 ESPECTROS DE DISEÑO:



**Gráfico 1 Espectro de respuesta general de acuerdo a la NEC**



**Gráfico 2 Espectro de respuesta reducido (norma NEC)**

### 3.11 CORTANTE BASAL DE ACUERDO A LA NORMA ASCE7

Parámetros establecidos por la norma ASCE7:

Tipo de suelo: C

Aceleraciones en roca (de Quito):

$$S_s = 2.04$$

$$S_1 = 0.86$$

Dependiendo del tipo de suelo en el que se encuentre la estructura es necesario hacer ajustes en la aceleración espectral, este ajuste se lo hace para el tramo del espectro controlado por velocidad con un parámetro llamado  $F_v$ ; y también se hace un ajuste para el tramo controlado por la aceleración  $F_a$ :

$$F_a = 1$$

$$F_v = 1.3$$

Con estos valores se puede calcular las aceleraciones:

$$S_{MS} = F_a S_S \quad \text{Ec. 3.16}$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad \text{Ec. 3.17}$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad \text{Ec. 3.18}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad \text{Ec. 3.19}$$

$S_{MS}$ : Aceleración modificada a periodo corto.

$S_{M1}$ : Aceleración modificada a 1 segundo.

$S_{DS}$ : Aceleración de diseño a periodo corto.

$S_{D1}$ : Aceleración de diseño a 1 segundo.

$T = \text{Periodo fundamental de la estructura}$

$$T_o = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{Ec. 3.20}$$

$$T_s = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \quad \text{Ec. 3.21}$$

Resultados:

<b>SMS</b>	2.06
<b>SM1</b>	1.066
<b>SDS</b>	1.373333
<b>SD1</b>	0.710667
<b>To</b>	0.103495
<b>Ts</b>	0.517476
<b>TL</b>	4

Factor de importancia de ocupación: 1

Categoría de diseño sísmico: E

Para ocupaciones 1,2 y 3, cuando  $S1 \geq 0.75$  se debe diseñar con categoría "E"

Ecuación del cortante basal:

$$V = C_s W \quad \text{Ec. 3.22}$$

donde:

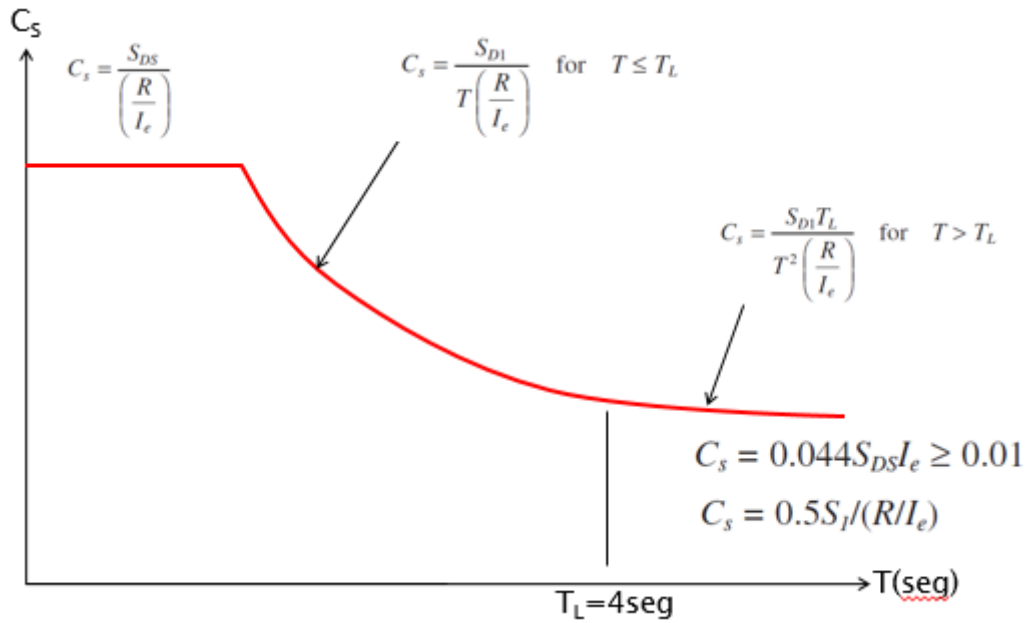
$$C_s = \frac{S_{DS}}{R} \frac{1}{I_e} \quad \text{Ec. 3.23}$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ para } T \leq T_L \quad \text{Ec. 3.24}$$

$$C_s = \frac{S_{DS}}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} \text{ para } T > T_L \quad \text{Ec. 3.25}$$

$T_L =$  Periodo largo en transición  $> 4$  seg.

**Figura 31 Características del espectro según ASCE7**



Fuente: Garcés Pout, Juan Carlos, Clases de Diseño Sismoresistente PUCE2014

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01$$

Ec. 3.26

$$C_s = 0.5 S_1 / (R / I_e)$$

Ec. 3.27

$$T_a = C_t h_n^x$$

Ec. 3.28

Donde:

$h_n$ : Altura máxima de la edificación, medida desde la base de la estructura en metros.

$C_t$  y  $x$ : Coeficientes que dependen del tipo de estructura.

Condiciones de los diferentes sistemas estructurales de acuerdo a la norma ASCE7:

Tabla 7 Condiciones de los sistemas estructurales (norma ASCE7)

	PÓRTICO	DIAGONALES	
		CONCÉNTRICAS	EXCÉNTRICAS
<b>SD1</b>	0.711	0.711	0.711
<b>hn</b>	113.4	113.4	113.4
<b>Ct</b>	0.0724	0.0488	0.0731
<b><math>\alpha</math></b>	0.8	0.75	0.75
<b>T</b>	3.187	1.695	2.54
<b>R</b>	8	6	8
<b>I</b>	1	1	1
<b>Cs</b>	0.028	0.070	0.035

### 3.11.1 ESPECTROS DE DISEÑO

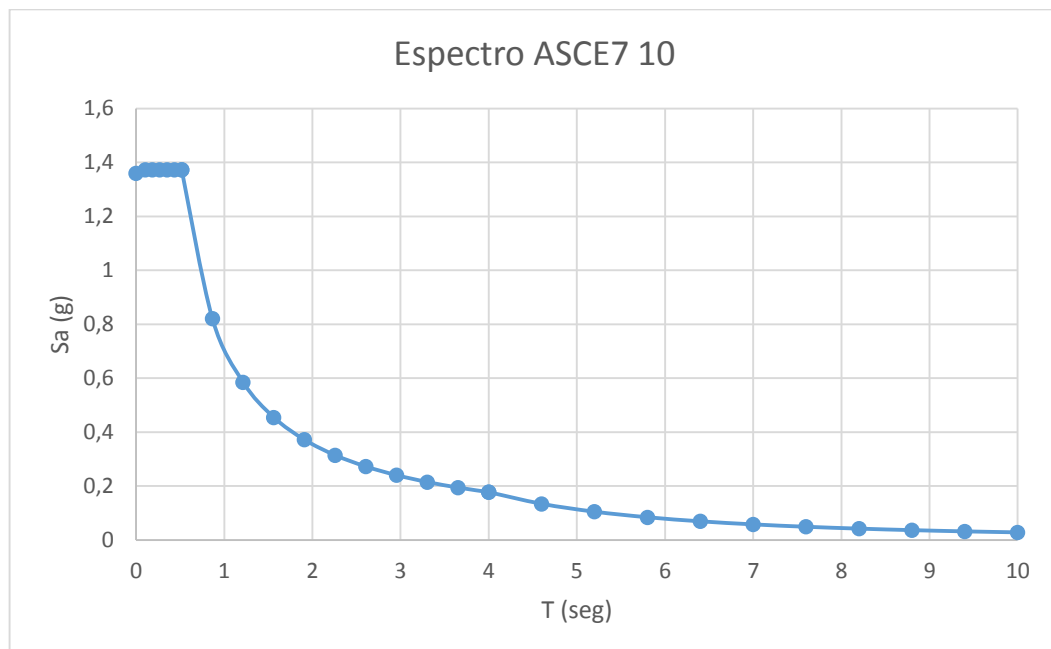
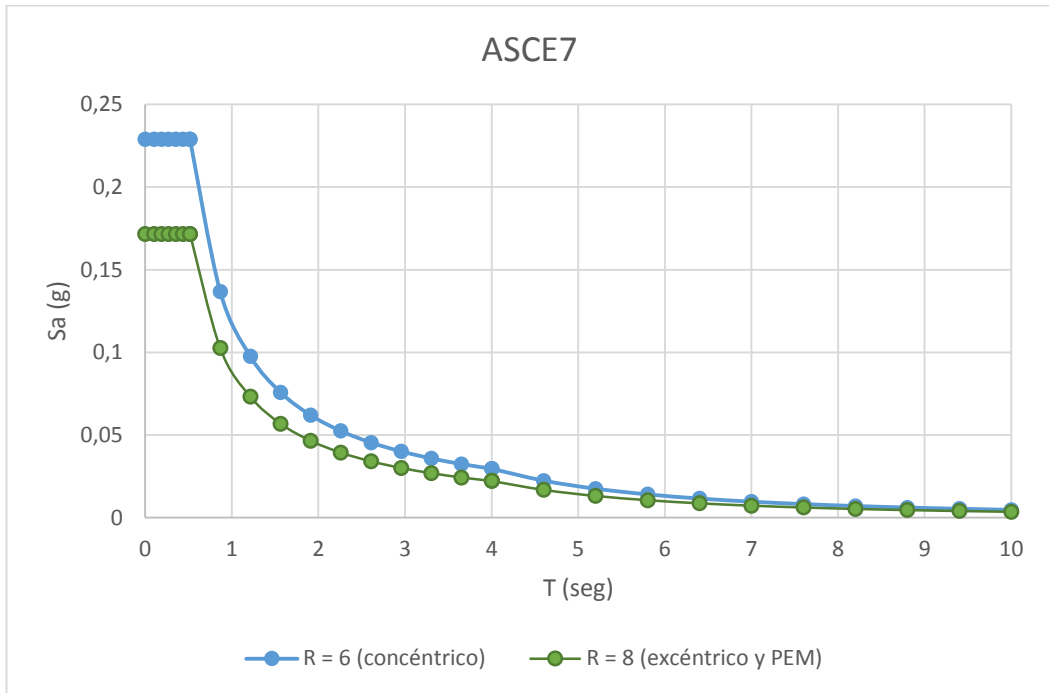
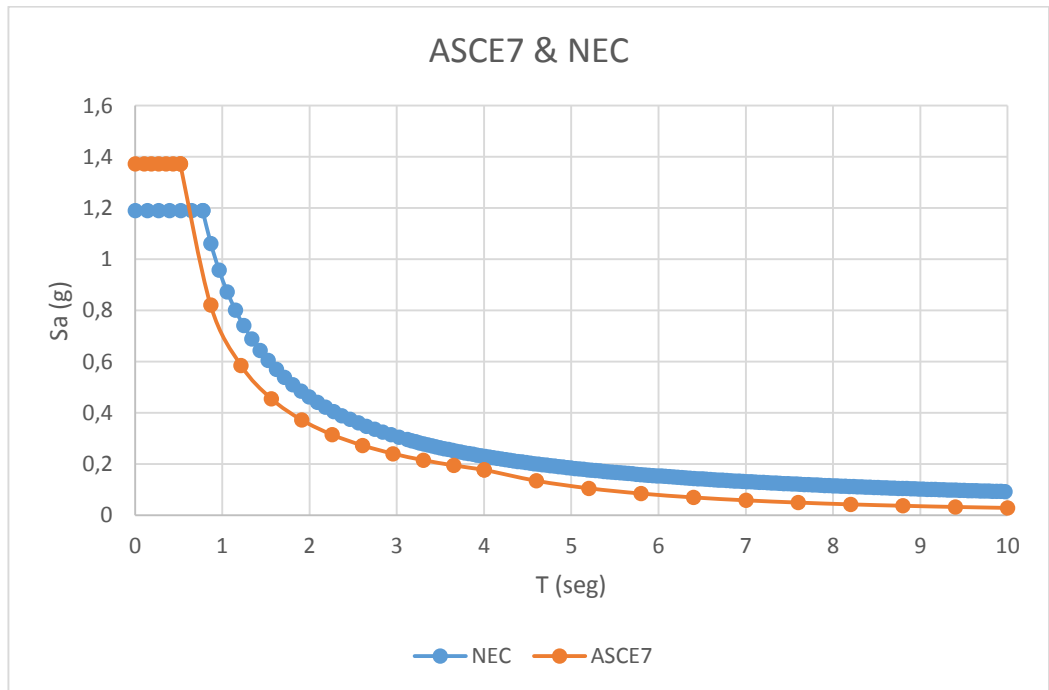


Gráfico 3 Espectro de respuesta general (ASCE7)



**Gráfico 4 Espectro de respuesta reducido (ASCE7)**



**Gráfico 5 Comparación de espectros**

Como se puede observar en el gráfico donde se encuentran los dos espectros de acuerdo a la norma NEC y ASCE 7 respectivamente; y considerando que las estructuras que se han diseñado debido a la gran altura que poseen, responden a periodos altos más allá de 4 segundos aproximadamente, por lo cual se utilizará para efectos de diseño de análisis dinámico en el programa el espectro de la norma NEC que es el más crítico en esa zona.

### **3.12 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA**

El diseño de estructuras sismoresistentes está basado en el método de las fuerzas, el cual considera la rigidez y la fuerza actuante sobre la estructura como datos iniciales a partir de los cuales se determina los desplazamientos laterales provocados por acciones como sismo y viento; para comprobarlos con los permitidos por las normas.

Para analizar una estructura es fundamental determinar cómo actúan las fuerzas horizontales producidas por los movimientos de vibración del suelo en caso de un sismo. Estas fuerzas tienen una frecuencia y aceleración máxima, la cual es característica propia de cada suelo y además es variable en el tiempo.

La vibración que se produce en el suelo se transmite a la estructura principalmente mediante sus apoyos, pero afecta a toda la estructura, por lo cual los principales elementos estructurales sufren desplazamientos

diferentes respecto al suelo. Cabe recalcar que no todos los edificios responden de la misma manera frente a un movimiento del suelo, la respuesta depende de la frecuencia natural propia que posea la estructura, la cual se puede determinar mediante la rigidez y la altura.

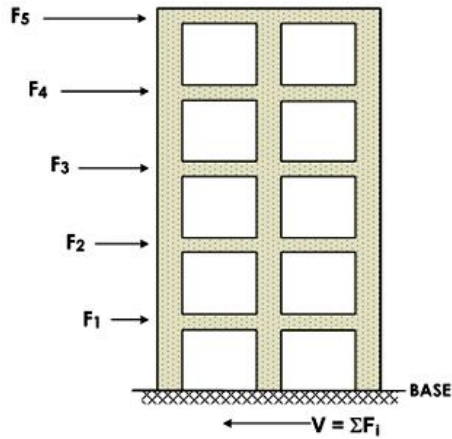
Tanto la norma NEC como la ASCE 7 establecen dos métodos de para analizar la respuesta que presenta la estructura frente a un evento sísmico: el análisis estático y el análisis modal espectral.

### **3.12.1 ANÁLISIS ESTÁTICO:**

En este análisis el proceso consiste en encontrar una fuerza horizontal que actúa sobre la estructura para lo cual se utiliza ciertos parámetros que dependen de las características propias de la estructura, como materiales, ubicación, geometría, sistema estructural utilizado (pórtico a momento, pórtico con diagonales excéntricas, concéntricas, entre otros).

Con estas características propias de la estructura se determina la fuerza lateral actuante conocida como cortante basal. Esta fuerza reemplaza el efecto vibratorio que provoca el sismo en la base y se distribuye a toda la estructura en puntos donde se concentra la masa como se indica en la siguiente figura:

**Figura 32 Cortante basal**

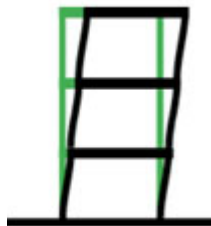


Fuente: <http://portales.puj.edu.co/javevirtual/Proyecto%20Estructuras/html/2clasificaion.htm>

$$F = m \cdot a$$

El cortante basal se distribuye a cada piso del edificio en forma triangular, por lo tanto en este método se analiza el primer modo de vibración de la estructura, es decir el modo principal al que se supone que responderá la estructura, de un lado al otro en sentido X y Y, frente a una fuerza sísmica como se indica en la siguiente figura:

**Figura 33 Primer modo de vibración**



Fuente: <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=527>

Por esta razón la mayoría de las normas existentes permiten realizar este análisis para edificios de baja y mediana altura que presenten una regularidad tanto en planta como elevación, ya que para edificios de gran altura, este método de fuerzas estáticas equivalentes no toma en consideración que al momento de formarse las rótulas plásticas la rigidez inicial disminuye y las fuerzas dentro de la estructura se redistribuyen por lo que se generan otros modos de vibración superiores.

Para el análisis estático de las estructuras se debe ingresar el coeficiente del cortante basal ya calculado, en las cargas de sismo como se indica en el siguiente gráfico:

**Cuadro 17 Ingreso del coeficiente del cortante basal**

The image shows a software dialog box titled "Seismic Load Pattern - User Defined". It contains several input fields and checkboxes. Under "Direction and Eccentricity", the "X Dir + Eccentricity" checkbox is selected, and the "Ecc. Ratio (All Diaph.)" is set to 0.05. Under "Factors", the "Base Shear Coefficient, C" is set to 0.048 and the "Building Height Exp., K" is set to 1. The "Story Range" section shows "Top Story" as STORY35 and "Bottom Story" as BASE. There are "OK" and "Cancel" buttons at the bottom.

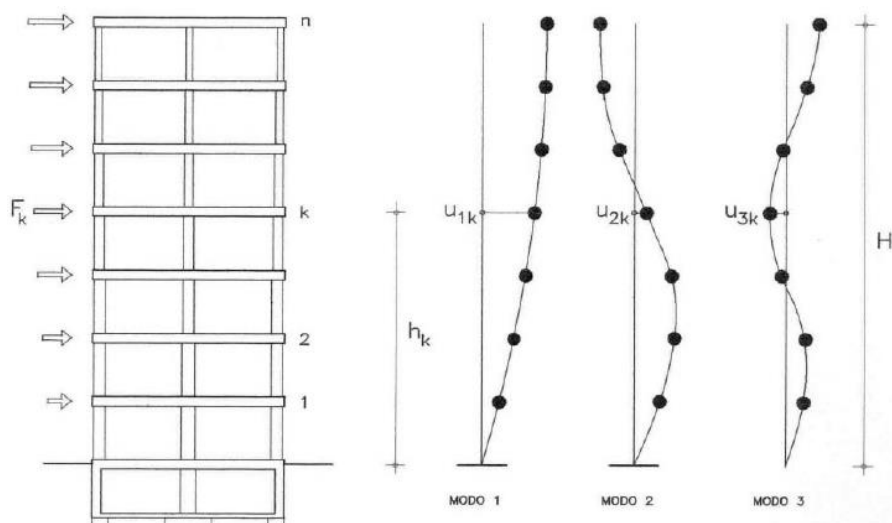
Este valor debe ser ingresado para todos los estados de carga: sismo en X, sismo en Y, sismo en X negativo y sismo en Y negativo, con su respectivo valor de coeficiente del cortante basal, 0.048 para el pórtico sin diagonales y 0.052 para los pórticos con diagonales (concéntricas y excéntricas).

### 3.12.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL:

Este análisis representa la acción de una carga dinámica sobre la estructura, la cual se obtiene a partir de los espectros de respuesta, que facilita el cálculo de las fuerzas sísmicas que actúan sobre una estructura. El espectro de respuesta representa la relación entre la aceleración de la estructura con respecto a un periodo natural conocido.

Debido a que las estructuras son tridimensionales, tienen la capacidad de deformarse o desplazarse en las tres direcciones en el espacio, y también de rotar con respecto a diferentes ejes de rotación. Por lo tanto existen varios modos o formas de vibración que pueden tener las estructuras frente a una fuerza sísmica, y cada modo presenta su propio desplazamiento y frecuencia de vibración.

**Figura 34 Diferentes grados de libertad de una estructura**



Fuente: <http://xfma.wordpress.com/2013/02/19/estructuras-sismoresistentes-analisis-modal-espectral-capitulo-2/>

Por lo tanto para obtener la respuesta máxima en el análisis se determinan los modos de vibración que contribuyan significativamente a la respuesta total de la estructura, para lo cual se requiere una participación modal de al menos un 90% de la masa total de la estructura. De esta manera se puede obtener el desplazamiento de cada piso del edificio.

El análisis modal espectral o análisis dinámico es el más utilizado en las normas para el diseño sismoresistentes y es posible utilizarlo para cualquier tipo de estructura. Este tipo análisis se utilizará para los sistemas estructurales de este trabajo.

### **3.13 COMBINACIONES DE CARGA UTILIZADAS EN EL PROGRAMA:**

Estados de carga:

PP	=	Peso Propio
PERM	=	Carga Permanente
CV	=	Carga Viva
DX	=	Dinámico en X
DY	=	Dinámico en Y
fL	=	0.5 de Carga Viva

En total se obtiene 41 combinaciones de carga:

1:	1.4 (PP+PERM)
2:	1.2 (PP+PERM) + 1.6CV

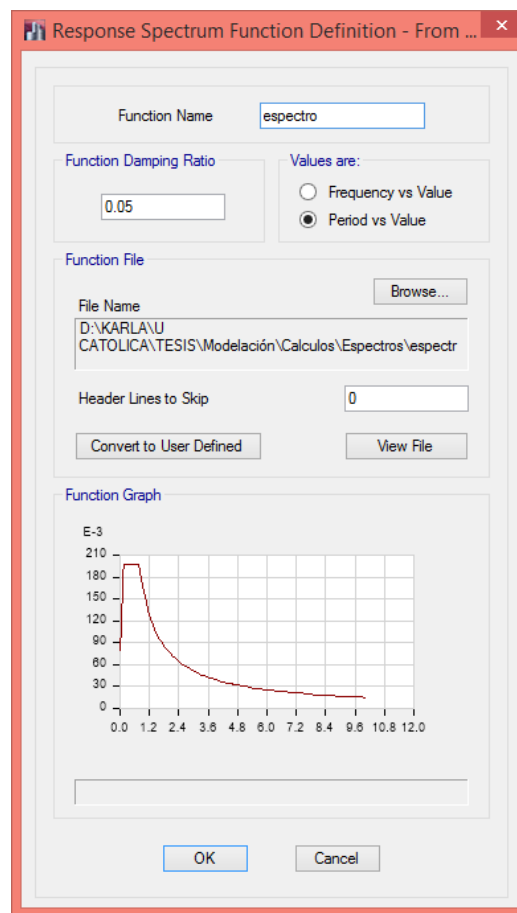
3:	$1.2 (PP+PERM) + CV$
4:	$1.2 (PP+PERM)$
5, 6:	$1.2 (PP+PERM) \pm 1.0DX + fL$
7, 8:	$1.2 (PP+PERM) \pm 1.0DX$
9, 10:	$1.2 (PP+PERM) \pm 1.0DY + fL$
11, 12:	$1.2 (PP+PERM) \pm 1.0DY$
13:	$0.9 (PP+PERM)$
14, 15:	$0.9 (PP+PERM) \pm 1.0DX$
16, 17:	$0.9 (PP+PERM) \pm 1.0DX$
18, 19, 20, 21:	$1.2 (PP+PERM) \pm 1.0DX \pm 0.3DY + fL$
22, 23, 24, 25:	$1.2 (PP+PERM) \pm 1.0DX \pm 0.3DY$
26, 27, 28, 29:	$1.2 (PP+PERM) \pm 0.3DX \pm 1.0DY + fL$
30, 31, 32, 33:	$1.2 (PP+PERM) \pm 0.3DX \pm 1.0DY$
34, 35, 36, 37:	$0.9 (PP+PERM) \pm 1.0DX \pm 0.3DY$
38, 39, 40, 41:	$0.9 (PP+PERM) \pm 0.3DX \pm 1.0DY$

### **3.14 ESPECTRO UTILIZADO EN EL PROGRAMA**

Como ya se estableció se utilizara el espectro de la norma NEC. Para ingresarlo al programa se debe generar un archivo en Excel que contenga los periodos en una columna y las aceleraciones en otra, después se lo debe guardar con extensión de archivo de texto (.txt), o también se puede copiar las columnas en un archivo de block de notas.

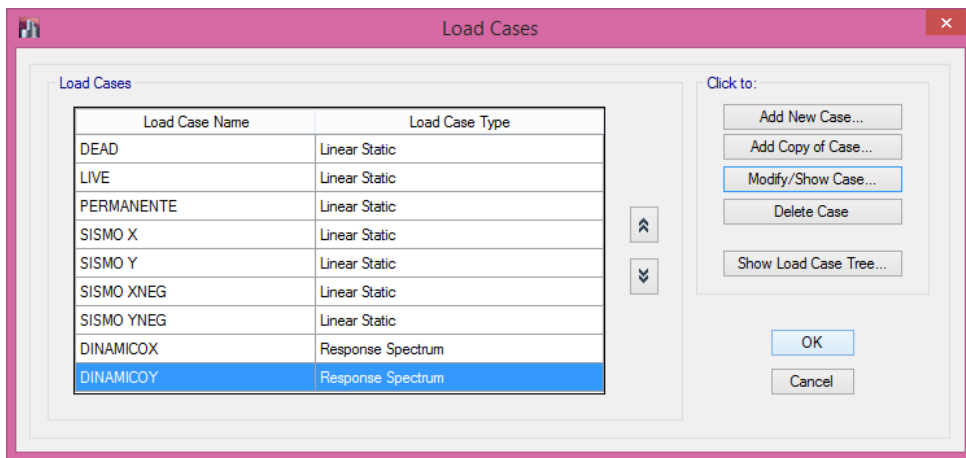
En el ETABS, desde la pestaña “definir, response spectrum” se debe seleccionar “añadir función desde archivo” y escoger el archivo del espectro que se desea ingresar.

**Cuadro 18 Espectro ingresado en el programa**



Es importante considerar que estos edificios de gran altura tendrán periodos de vibración altos, por lo tanto en el espectro de diseño que se ingresa en el programa, se debe alargar el periodo de dos a tres veces el periodo de la estructura aproximadamente, en este caso hasta un periodo entre 9 y 10 segundos.

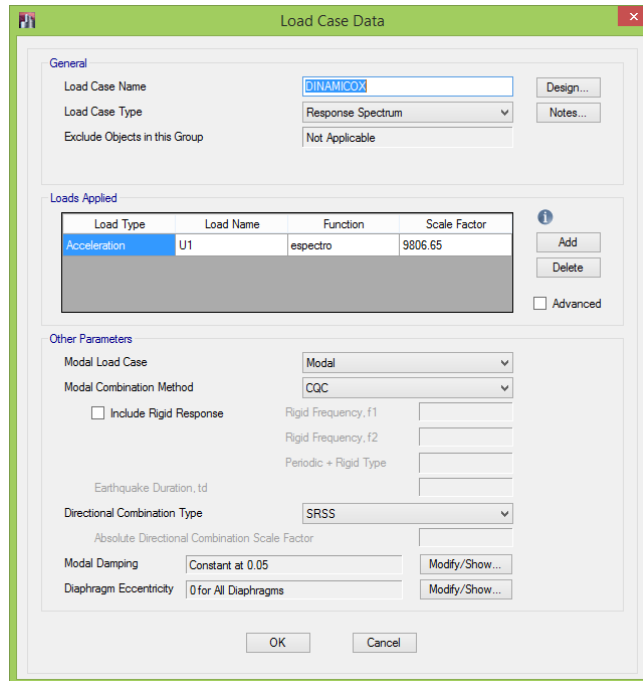
**Cuadro 19 Estados de carga dinámicos**



Para añadir el espectro de respuesta se debe crear los estados de carga dinámicos (dinámico en X y dinámico en Y), y localizar en la función el espectro ingresado, U1 para la dirección X y U2 para la dirección Y.

En la combinación modal se utilizará la combinación cuadrática completa CQC, la cual evita que los modos de vibración se superpongan; y en la combinación direccional se utilizará el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados SRSS que combina los resultados en todas las direcciones.

**Cuadro 20 Parámetros del espectro de respuesta en X**



**General**

Load Case Name: DINAMICOX  
Load Case Type: Response Spectrum  
Exclude Objects in this Group: Not Applicable

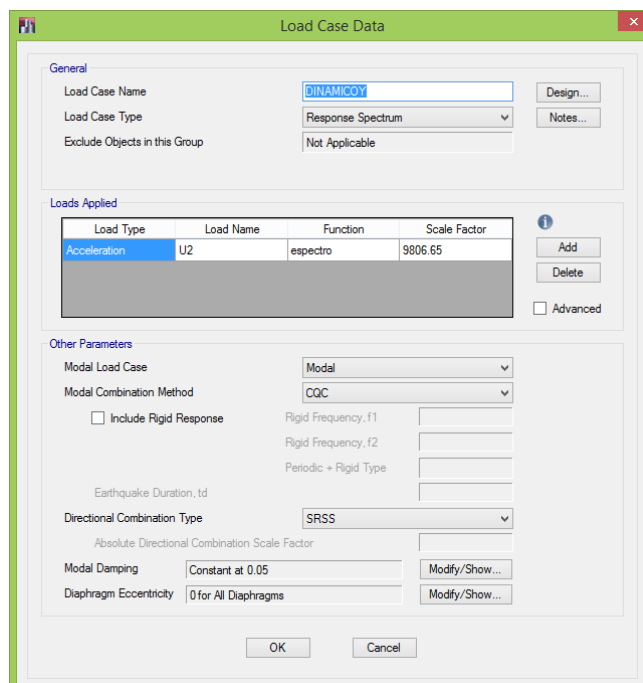
**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	espectro	9806.65

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal  
Modal Combination Method: CQC  
 Include Rigid Response  
Rigid Frequency, f1:   
Rigid Frequency, f2:   
Periodic + Rigid Type:   
Earthquake Duration, td:   
Directional Combination Type: SRSS  
Absolute Directional Combination Scale Factor:   
Modal Damping: Constant at 0.05  
Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

**Cuadro 21 Parámetros del espectro de respuesta en Y**



**General**

Load Case Name: DINAMICOY  
Load Case Type: Response Spectrum  
Exclude Objects in this Group: Not Applicable

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	espectro	9806.65

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal  
Modal Combination Method: CQC  
 Include Rigid Response  
Rigid Frequency, f1:   
Rigid Frequency, f2:   
Periodic + Rigid Type:   
Earthquake Duration, td:   
Directional Combination Type: SRSS  
Absolute Directional Combination Scale Factor:   
Modal Damping: Constant at 0.05  
Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

### **3.15 CORRECIÓN DEL CORTANTE BASAL ESTÁTICO CON EL CORTANTE BASAL DINÁMICO**

El cortante basal de las estructuras debe ser calculado por el método estático equivalente para cada dirección X y Y. Para esto se multiplica el coeficiente del cortante basal por el peso de la estructura, este valor debe ser igual al cortante basal calculado por el programa, y a su vez con el cortante basal dinámico de la estructura que también lo determina el programa.

Para los cuatro sistemas analizados el cortante basal en dirección X y el cortante basal en dirección Y es el mismo ya que las estructuras son simétricas en estos dos ejes ortogonales.

Según las normas el cortante basal dinámico debe ser al menos el 85% del cortante basal estático, para este caso en específico se igualará al 100% estos valores, para lo cual se sigue el siguiente procedimiento para los cuatro sistemas analizados:

#### **3.15.1 PÓRTICO ESPECIAL A MOMENTO:**

Se debe determinar el peso de la estructura que está dado por la suma de las cargas verticales de la estructura que son: el peso propio (DEAD) y la carga permanente.

**Tabla 8 Cargas verticales que determinan el peso W de la estructura**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	23849.0992	476981.9836	-476982	0
LIVE	0	0	11771.0194	235420.3885	-235420	0
PERMANENTE	0	0	16948.5881	338971.7623	-338972	0
SISMO X	-1109.0547	0	0	0	-84687.9042	22181.0939
SISMO Y	0	-1109.0547	0	84687.9042	0	-22181.0939
DINAMICOX Max	588.1627	0.0021	0	0.005	36371.5195	11763.2578
DINAMICOY Max	0.0019	587.8979	0	36363.1505	0.0053	11757.9539
SISMO XNEG	-1109.0547	0	0	0	-84687.9042	22181.0939
SISMO YNEG	0	-1109.0547	0	84687.9042	0	-22181.0939

$$W = 23849.099 + 16948.58$$

$$W = 40797.68 t$$

Cortante basal para X y Y:

$$V = 0.048 * 40797.68 t$$

$$V = 1958.29 t$$

**Tabla 9 Cortante basal en X y Y**

Cortante basal calculado por el programa:

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	23849.0992	476981.9836	-476982	0
LIVE	0	0	11771.0194	235420.3885	-235420	0
PERMANENTE	0	0	16948.5881	338971.7623	-338972	0
SISMO X	-1109.0547	0	0	0	-84687.9042	22181.0939
SISMO Y	0	-1109.0547	0	84687.9042	0	-22181.0939
DINAMICOX Max	588.1627	0.0021	0	0.005	36371.5195	11763.2578
DINAMICOY Max	0.0019	587.8979	0	36363.1505	0.0053	11757.9539
SISMO XNEG	-1109.0547	0	0	0	-84687.9042	22181.0939
SISMO YNEG	0	-1109.0547	0	84687.9042	0	-22181.0939

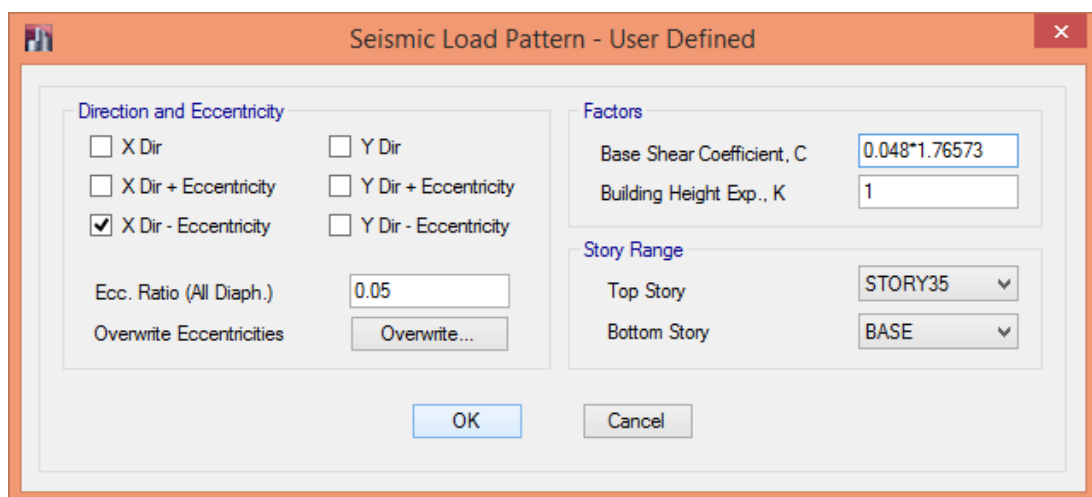
Como se puede observar existe una diferencia entre los cortantes basales, por lo cual es necesario realizar una corrección mediante un factor calculado de la siguiente forma:

Factor de corrección 1:

$$f_{c_1} = \frac{1958.29}{1109.054} = 1.765$$

Para aplicar este factor de corrección en el programa se ingresa a los estados de carga estáticos y se modifica los que corresponden al sismo (sismo x, sismo y, sismo x neg y sismo y neg).

**Cuadro 22 Aplicación del factor de corrección  $f_{c_1}$**



Después de realizar este proceso se vuelve a analizar la estructura y se verifica que el cortante basal analizado en el programa sea el mismo que el determinado a partir del peso de la estructura ( $V=1958.29$  t).

**Tabla 10 Valores corregidos de cortante basal estático**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	23849.0992	476981.9836	-476982	0
LIVE	0	0	11771.0194	235420.3885	-235420	0
PERMANENTE	0	0	16948.5881	338971.7623	-338972	0
SISMO X	-1958.2912	0	0	-7.686E-07	-149536	39165.823
SISMO Y	0	-1958.2911	0	149535.973	7.697E-07	-39165.823
DINAMICOX Max	588.1627	0.0021	0	0.005	36371.5195	11763.2578
DINAMICOY Max	0.0019	587.8979	0	36363.1505	0.0053	11757.9539
SISMO XNEG	-1958.2912	0	0	-7.686E-07	-149536	39165.823
SISMO YNEG	0	-1958.2911	0	149535.973	7.697E-07	-39165.823

Una vez obtenido el cortante basal estático se procede a hacer la corrección con el cortante basal dinámico que está determinado por el programa en el siguiente cuadro:

**Tabla 11 Cortante basal estático y dinámico**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	23849.0992	476981.9836	-476982	0
LIVE	0	0	11771.0194	235420.3885	-235420	0
PERMANENTE	0	0	16948.5881	338971.7623	-338972	0
SISMO X	-1958.2912	0	0	-7.686E-07	-149536	39165.823
SISMO Y	0	-1958.2911	0	149535.973	7.697E-07	-39165.823
DINAMICOX Max	588.1627	0.0021	0	0.005	36371.5195	11763.2578
DINAMICOY Max	0.0019	587.8979	0	36363.1505	0.0053	11757.9539
SISMO XNEG	-1958.2912	0	0	-7.686E-07	-149536	39165.823
SISMO YNEG	0	-1958.2911	0	149535.973	7.697E-07	-39165.823

Factor de corrección:

$$f_{c_2} = \frac{1958.29}{588.16} = 3.3295$$

Para ingresarlo al programa se lo hace desde los estados de carga y se escoge los estados dinámico en X, dinámico en Y y en el factor escala se multiplica por el factor de corrección  $f_{c2}$ :

**Cuadro 23** Aplicación del factor de corrección  $f_{c2}$

**Load Case Data**

**General**

Load Case Name: DINAMICOY [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	espectro	9806.65*3.3295

[Add] [Delete]  Advanced

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: [ ]

Rigid Frequency, f2: [ ]

Periodic + Rigid Type: [ ]

Earthquake Duration, td: [ ]

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: [ ]

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Al introducir el nuevo factor de corrección se vuelve a analizar la estructura para que el programa calcule los nuevos valores de cortante basal, como se puede observar en el cuadro los valores de cortante basal estático con prácticamente iguales a los valores de cortante basal dinámico.

**Tabla 12 Valores corregidos de cortante basal estático y dinámico**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	23849.0992	476981.9836	-476982	0
LIVE	0	0	11771.0194	235420.3885	-235420	0
PERMANENTE	0	0	16948.5881	338971.7623	-338972	0
SISMO X	-1958.2912	0	0	-7.686E-07	-149536	39165.823
SISMO Y	0	-1958.2911	0	149535.973	7.697E-07	-39165.823
DINAMICOX Max	1958.2879	0.0068	0	0.0165	121098.974	39165.7667
DINAMICOY Max	0.0062	1957.4061	0	121071.1094	0.0178	39148.1075
SISMO XNEG	-1958.2912	0	0	-7.686E-07	-149536	39165.823
SISMO YNEG	0	-1958.2911	0	149535.973	7.697E-07	-39165.823

### 3.15.2 PÓRTICO CON DIAGONALES EN X

**Tabla 13 Cargas verticales y cortante basal calculado por el programa**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	24198.9094	484279.8303	-483767	0
LIVE	0	0	11493.8248	229876.4955	-229876	0
PERMANENTE	0	0	16549.4674	330989.3474	-330989	0
SISMO X	-1219.7155	0	0	0	-93305.7468	24407.8251
SISMO Y	0	-1219.7155	0	93305.7468	0	-24384.3702
SISMO XNEG	-1219.7155	0	0	0	-93305.7468	24407.8251
SISMO YNEG	0	-1219.7155	0	93305.7468	0	-24384.3702
DINAMICOX Max	764.5739	0.0198	0	1.4867	43552.0077	15288.8076
DINAMICOY Max	0.0197	765.0051	0	43591.181	1.4859	15288.8016

Peso de la estructura:

$$W = 24198.909 + 16549.46$$

$$W = 40748.37 t$$

Cortante basal para X y Y:

$$V = 0.052 * 40748.37 t$$

$$V = 2118.915 t$$

Factor de corrección 1:

$$f_{c1} = \frac{2118.915}{1219.715} = 1.7372$$

**Tabla 14 Valores corregidos de cortante basal estático**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	24198.9094	484279.8303	-483767	0
LIVE	0	0	11493.8248	229876.4955	-229876	0
PERMANENTE	0	0	16549.4674	330989.3474	-330989	0
SISMO X	-2118.9141	0	0	0	-162093	42401.7619
SISMO Y	0	-2118.9141	0	162092.6094	0	-42361.0156
SISMO XNEG	-2118.9141	0	0	0	-162093	42401.7619
SISMO YNEG	0	-2118.9141	0	162092.6094	0	-42361.0156
DINAMICOX Max	764.5739	0.0198	0	1.4867	43552.0077	15288.8076
DINAMICOY Max	0.0197	765.0051	0	43591.181	1.4859	15288.8016

**Tabla 15 Cortante basal estático y dinámico**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	24198.9094	484279.8303	-483767	0
LIVE	0	0	11493.8248	229876.4955	-229876	0
PERMANENTE	0	0	16549.4674	330989.3474	-330989	0
SISMO X	-2118.9141	0	0	0	-162093	42401.7619
SISMO Y	0	-2118.9141	0	162092.6094	0	-42361.0156
SISMO XNEG	-2118.9141	0	0	0	-162093	42401.7619
SISMO YNEG	0	-2118.9141	0	162092.6094	0	-42361.0156
DINAMICOX Max	764.5739	0.0198	0	1.4867	43552.0077	15288.8076
DINAMICOY Max	0.0197	765.0051	0	43591.181	1.4859	15288.8016

Factor de corrección 2:

$$f_{c2} = \frac{2118.914}{764.57} = 2.771$$

**Tabla 16 Valores corregidos de cortante basal estático y dinámico**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	24198.9094	484279.8303	-483767	0
LIVE	0	0	11493.8248	229876.4955	-229876	0
PERMANENTE	0	0	16549.4674	330989.3474	-330989	0
SISMO X	-2118.9141	0	0	0	-162093	42401.7619
SISMO Y	0	-2118.9141	0	162092.6094	0	-42361.0156
SISMO XNEG	-2118.9141	0	0	0	-162093	42401.7619
SISMO YNEG	0	-2118.9141	0	162092.6094	0	-42361.0156
DINAMICOX Max	2118.9171	0.0549	0	4.1203	120698.7275	42370.9427
DINAMICOY Max	0.0546	2120.1122	0	120807.2912	4.1181	42370.9262

### 3.15.3 PÓRTICO CON DIAGONALES EN V INVERTIDA

**Tabla 17 Cargas verticales y cortante basal calculado por el programa**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	23940.3541	478772.0272	-478804	0
LIVE	0	0	11494.5584	229876.4955	-229890	0
PERMANENTE	0	0	16550.5236	330989.3474	-331008	0
SISMO X	-1205.9142	0	0	0	-92277.8456	24118.1876
SISMO Y	0	-1205.9142	0	92277.8456	0	-24118.2744
SISMO XNEG	-1205.9142	0	0	0	-92277.8456	24118.1876
SISMO YNEG	0	-1205.9142	0	92277.8456	0	-24118.2744
DINAMICOX Max	746.2652	0.0755	0	1.8317	43215.1404	14921.6089
DINAMICOY Max	0.0756	753.1164	0	43313.4744	1.8584	15062.6214

Peso de la estructura:

$$W = 23940.35 + 16550.52$$

$$W = 40490.87 \text{ t}$$

Cortante basal para X y Y:

$$V = 0.052 * 40490.87 \text{ t}$$

$$V = 2105.53 \text{ t}$$

Factor de corrección 1:

$$fc_1 = \frac{2105.53}{1205.91} = 1.746$$

**Tabla 18 Valores corregidos de cortante basal estático**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	23940.3541	478772.0272	-478804	0
LIVE	0	0	11494.5584	229876.4955	-229890	0
PERMANENTE	0	0	16550.5236	330989.3474	-331008	0
SISMO X	-2105.5262	0	0	0	-161117	42110.3556
SISMO Y	0	-2105.5262	0	161117.1185	0	-42110.5071
SISMO XNEG	-2105.5262	0	0	0	-161117	42110.3556
SISMO YNEG	0	-2105.5262	0	161117.1185	0	-42110.5071
DINAMICOX Max	746.2652	0.0755	0	1.8317	43215.1404	14921.6089
DINAMICOY Max	0.0756	753.1164	0	43313.4744	1.8584	15062.6214

**Tabla 18 Cortante basal estático y dinámico**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	23940.3541	478772.0272	-478804	0
LIVE	0	0	11494.5584	229876.4955	-229890	0
PERMANENTE	0	0	16550.5236	330989.3474	-331008	0
SISMO X	-2105.5262	0	0	0	-161117	42110.3556
SISMO Y	0	-2105.5262	0	161117.1185	0	-42110.5071
SISMO XNEG	-2105.5262	0	0	0	-161117	42110.3556
SISMO YNEG	0	-2105.5262	0	161117.1185	0	-42110.5071
DINAMICOX Max	746.2652	0.0755	0	1.8317	43215.1404	14921.6089
DINAMICOY Max	0.0756	753.1164	0	43313.4744	1.8584	15062.6214

Factor de corrección 2:

$$f_{c_2} = \frac{2105.526}{746.265} = 2.821 \quad \text{para } X$$

$$f_{c_2} = \frac{2105.526}{753.116} = 2.795 \quad \text{para } Y$$

**Tabla 19 Valores corregidos de cortante basal estático y dinámico**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	23940.3541	478772.0272	-478804	0
LIVE	0	0	11494.5584	229876.4955	-229890	0
PERMANENTE	0	0	16550.5236	330989.3474	-331008	0
SISMO X	-2105.5262	0	0	0	-161117	42110.3556
SISMO Y	0	-2105.5262	0	161117.1185	0	-42110.5071
SISMO XNEG	-2105.5262	0	0	0	-161117	42110.3556
SISMO YNEG	0	-2105.5262	0	161117.1185	0	-42110.5071
DINAMICOX Max	2105.5262	0.2131	0	5.1681	121927.9847	42100.0992
DINAMICOY Max	0.2114	2105.5219	0	121093.4479	5.1957	42111.255

### 3.15.4 PÓRTICO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS

**Tabla 20 Cargas verticales y cortante basal calculado por el programa**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	24193.2301	483662.1229	-483730	0
LIVE	0	0	11771.0194	235420.3885	-235420	0
PERMANENTE	0	0	16948.5881	338971.7623	-338972	0
SISMO X	-1219.3083	0	0	0	-93158.2928	24377.3832
SISMO Y	0	-1219.3083	0	93158.2929	0	-24380.3106
DINAMICOX Max	695.9095	0.0349	0	2.5548	42265.8867	13858.9263
DINAMICOY Max	0.0348	684.1521	0	41750.6248	2.5686	13676.8595
SISMO XNEG	-1219.3083	0	0	0	-93158.2928	24377.3832
SISMO YNEG	0	-1219.3083	0	93158.2929	0	-24380.3106

Peso de la estructura:

$$W = 24193.23 + 16948.58$$

$$W = 41141.81 t$$

Cortante basal para X y Y:

$$V = 0.052 * 41141.81 t$$

$$V = 2139.37 t$$

Factor de corrección 1:

$$fc_1 = \frac{2139.37}{1219.308} = 1.754$$

**Tabla 21 Valores corregidos de cortante basal estático**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	24193.2301	483662.1229	-483730	0
LIVE	0	0	11771.0194	235420.3885	-235420	0
PERMANENTE	0	0	16948.5881	338971.7623	-338972	0
SISMO X	-2139.3739	0	0	0	-163454	42772.0691
SISMO Y	0	-2139.3739	0	163453.6775	5.095E-07	-42777.2053
DINAMICOX Max	695.9095	0.0349	0	2.5548	42265.8867	13858.9263
DINAMICOY Max	0.0348	684.1521	0	41750.6248	2.5686	13676.8595
SISMO XNEG	-2139.3739	0	0	0	-163454	42772.0691
SISMO YNEG	0	-2139.3739	0	163453.6775	5.095E-07	-42777.2053

**Tabla 22 Cortante basal estático y dinámico**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	24193.2301	483662.1229	-483730	0
LIVE	0	0	11771.0194	235420.3885	-235420	0
PERMANENTE	0	0	16948.5881	338971.7623	-338972	0
SISMO X	-2139.3739	0	0	0	-163454	42772.0691
SISMO Y	0	-2139.3739	0	163453.6775	5.095E-07	-42777.2053
DINAMICOX Max	695.9095	0.0349	0	2.5548	42265.8867	13858.9263
DINAMICOY Max	0.0348	684.1521	0	41750.6248	2.5686	13676.8595
SISMO XNEG	-2139.3739	0	0	0	-163454	42772.0691
SISMO YNEG	0	-2139.3739	0	163453.6775	5.095E-07	-42777.2053

Factor de corrección 2:

$$f_{c_2} = \frac{2139.37}{695.909} = 3.074 \quad \text{para } X$$

$$f_{c_2} = \frac{2139.37}{684.152} = 3.127 \quad \text{para } Y$$

**Tabla 23 Valores corregidos de cortante basal estático y dinámico**

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
DEAD	0	0	24193.2301	483662.1229	-483730	0
LIVE	0	0	11771.0194	235420.3885	-235420	0
PERMANENTE	0	0	16948.5881	338971.7623	-338972	0
SISMO X	-2139.3739	0	0	0	-163454	42772.0691
SISMO Y	0	-2139.3739	0	163453.6775	5.095E-07	-42777.2053
DINAMICOX Max	2139.3719	0.1072	0	7.854	129934.2116	42605.2499
DINAMICOY Max	0.1089	2139.371	0	130555.8738	8.0322	42768.0866
SISMO XNEG	-2139.3739	0	0	0	-163454	42772.0691
SISMO YNEG	0	-2139.3739	0	163453.6775	5.095E-07	-42777.2053

### 3.16 PARTICIPACIÓN MODAL DE LOS EDIFICIOS:

En el análisis modal de la estructura se debe considerar una participación modal no menor al 90% de la masa de la estructura. Para edificios de gran

altura como los analizados en el presente trabajo se recomienda hacer el análisis con 3 modos de vibración por piso. Para el caso específico de los cuatro sistemas escogidos fue necesario 12 modos para cumplir con ese criterio pero se hizo el análisis con 35 modos para comparar el comportamiento de las estructuras con los modos superiores de vibración, como se muestra en las siguientes tablas:

**Tabla 24 Participación modal pórtico a momento**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	5.562	0	0.7409	0	0	0.7409	0	0.2619	0	0	0.2619	0	0
Modal	2	5.562	0.7409	0	0	0.7409	0.7409	0	0	0.262	0	0.2619	0.262	0
Modal	3	4.499	0	0	0	0.7409	0.7409	0	0	0	0.7507	0.2619	0.262	0.7507
Modal	4	1.674	0	0.1048	0	0.7409	0.8457	0	0.3827	0	0	0.6446	0.262	0.7507
Modal	5	1.673	0.1048	0	0	0.8457	0.8457	0	0	0.3826	0	0.6446	0.6446	0.7507
Modal	6	1.39	0	0	0	0.8457	0.8457	0	0	0	0.0997	0.6446	0.6446	0.8504
Modal	7	0.851	0	0.0461	0	0.8457	0.8918	0	0.0695	0	0	0.7142	0.6446	0.8504
Modal	8	0.851	0.0461	0	0	0.8917	0.8918	0	0	0.0695	0	0.7142	0.7141	0.8504
Modal	9	0.733	0	0	0	0.8917	0.8918	0	0	0	0.0436	0.7142	0.7141	0.894
Modal	10	0.509	0	0.0269	0	0.8917	0.9187	0	0.0712	0	0	0.7853	0.7141	0.894
Modal	11	0.508	0.0269	0	0	0.9186	0.9187	0	0	0.0711	0	0.7853	0.7853	0.894
Modal	12	0.449	0	0	0	0.9186	0.9187	0	0	0	0.0257	0.7853	0.7853	0.9197
Modal	13	0.334	0	0.0176	0	0.9186	0.9363	0	0.0395	0	0	0.8248	0.7853	0.9197
Modal	14	0.334	0.0176	0	0	0.9362	0.9363	0	0	0.0395	0	0.8248	0.8247	0.9197
Modal	15	0.3	0	0	0	0.9362	0.9363	0	0	0	0.0171	0.8248	0.8247	0.9368
Modal	16	0.234	0	0.0124	0	0.9362	0.9486	0	0.0327	0	0	0.8575	0.8247	0.9368
Modal	17	0.234	0.0124	0	0	0.9486	0.9486	0	0	0.0327	0	0.8575	0.8574	0.9368
Modal	18	0.213	0	0	0	0.9486	0.9486	0	0	0	0.0121	0.8575	0.8574	0.9489
Modal	19	0.173	0.0091	0	0	0.9577	0.9486	0	0	0.0231	0	0.8575	0.8805	0.9489
Modal	20	0.173	0	0.0091	0	0.9577	0.9578	0	0.0231	0	0	0.8806	0.8805	0.9489
Modal	21	0.158	0	0	0	0.9577	0.9578	0	0	0	0.009	0.8806	0.8805	0.9579
Modal	22	0.133	0.007	0	0	0.9647	0.9578	0	0	0.019	0	0.8806	0.8995	0.9579
Modal	23	0.133	0	0.007	0	0.9647	0.9648	0	0.019	0	0	0.8997	0.8995	0.9579
Modal	24	0.122	0	0	0	0.9647	0.9648	0	0	0	0.0069	0.8997	0.8995	0.9648
Modal	25	0.106	0.0055	0	0	0.9702	0.9648	0	0	0.0148	0	0.8997	0.9143	0.9648
Modal	26	0.106	0	0.0055	0	0.9702	0.9703	0	0.0148	0	0	0.9145	0.9143	0.9648
Modal	27	0.097	0	0	0	0.9702	0.9703	0	0	0	0.0055	0.9145	0.9143	0.9703
Modal	28	0.086	0.0045	0	0	0.9747	0.9703	0	0	0.0124	0	0.9145	0.9268	0.9703
Modal	29	0.086	0	0.0045	0	0.9747	0.9747	0	0.0124	0	0	0.9269	0.9268	0.9703
Modal	30	0.079	0	0	0	0.9747	0.9747	0	0	0	0.0044	0.9269	0.9268	0.9747
Modal	31	0.072	0.0037	0	0	0.9783	0.9747	0	0	0.0102	0	0.9269	0.9369	0.9747
Modal	32	0.071	0	0.0037	0	0.9783	0.9784	0	0.0102	0	0	0.9371	0.9369	0.9747
Modal	33	0.066	0	0	0	0.9783	0.9784	0	0	0	0.0037	0.9371	0.9369	0.9784
Modal	34	0.061	0	0	0	0.9783	0.9784	0	0	0	0	0.9371	0.9369	0.9784
Modal	35	0.061	0.0031	0	0	0.9814	0.9784	0	0	0.0087	0	0.9371	0.9456	0.9784

**Tabla 25 Participación modal pórtico con diagonales en X**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	3.972	0.6925	0.000002489	0	0.6925	0.000002489	0	0.000001128	0.3139	7.611E-07	0.000001128	0.3139	7.611E-07
Modal	2	3.967	0.000002488	0.6927	0	0.6925	0.6927	0	0.3137	0.000001126	0	0.3137	0.3139	0.00000099
Modal	3	2.781	0.000001003	0	0	0.6925	0.6927	0	0	0	0.6868	0.3137	0.3139	0.6868
Modal	4	1.046	0.1585	0	0	0.851	0.6927	0	0	0.3276	0	0.3137	0.6415	0.6868
Modal	5	1.046	0	0.1584	0	0.851	0.8511	0	0.3279	0	0	0.6416	0.6415	0.6868
Modal	6	0.718	0	0	0	0.851	0.8511	0	0	0	0.1684	0.6416	0.6415	0.8552
Modal	7	0.498	0.0531	0	0	0.9041	0.8511	0	0	0.1012	0	0.6416	0.7427	0.8552
Modal	8	0.497	0	0.0531	0	0.9041	0.9042	0	0.1012	0	0	0.7428	0.7427	0.8552
Modal	9	0.34	0	0	0	0.9041	0.9042	0	0	0	0.0548	0.7428	0.7427	0.91
Modal	10	0.313	0.0253	0	0	0.9294	0.9042	0	0	0.0642	0	0.7428	0.8069	0.91
Modal	11	0.313	0	0.0253	0	0.9294	0.9295	0	0.0643	0	0	0.8071	0.8069	0.91
Modal	12	0.223	0.0148	0	0	0.9442	0.9295	0	0	0.0362	0	0.8071	0.8432	0.91
Modal	13	0.223	0	0.0148	0	0.9442	0.9443	0	0.0363	0	0	0.8434	0.8432	0.91
Modal	14	0.216	0	0	0	0.9442	0.9443	0	0	0	0.0252	0.8434	0.8432	0.9352
Modal	15	0.17	0.0101	0	0	0.9542	0.9443	0	0	0.0272	0	0.8434	0.8704	0.9352
Modal	16	0.17	0	0.0101	0	0.9542	0.9543	0	0.0272	0	0	0.8706	0.8704	0.9352
Modal	17	0.156	0	0	0	0.9542	0.9543	0	0	0	0.0142	0.8706	0.8704	0.9494
Modal	18	0.135	0.0074	0	0	0.9616	0.9543	0	0	0.0196	0	0.8706	0.89	0.9494
Modal	19	0.134	0	0.0074	0	0.9616	0.9617	0	0.0196	0	0	0.8902	0.89	0.9494
Modal	20	0.121	0	0	0	0.9616	0.9617	0	0	0	0.0093	0.8902	0.89	0.9588
Modal	21	0.109	0.0058	0	0	0.9674	0.9617	0	0	0.016	0	0.8902	0.906	0.9588
Modal	22	0.109	0	0.0057	0	0.9674	0.9675	0	0.016	0	0	0.9062	0.906	0.9588
Modal	23	0.098	0	0	0	0.9674	0.9675	0	0	0	0.0067	0.9062	0.906	0.9655
Modal	24	0.091	0.0046	0	0	0.972	0.9675	0	0	0.0127	0	0.9062	0.9187	0.9655
Modal	25	0.091	0	0.0046	0	0.972	0.9721	0	0.0127	0	0	0.9189	0.9187	0.9655
Modal	26	0.081	0	0	0	0.972	0.9721	0	0	0	0.0052	0.9189	0.9187	0.9707
Modal	27	0.077	0.0038	0	0	0.9758	0.9721	0	0	0.0108	0	0.9189	0.9295	0.9707
Modal	28	0.077	0	0.0038	0	0.9758	0.9759	0	0.0108	0	0	0.9297	0.9295	0.9707
Modal	29	0.069	0	0	0	0.9758	0.9759	0	0	0	0.0041	0.9297	0.9295	0.9748
Modal	30	0.066	0.0032	0	0	0.9791	0.9759	0	0	0.0091	0	0.9297	0.9386	0.9748
Modal	31	0.065	0	0.0032	0	0.9791	0.9791	0	0.009	0	0	0.9387	0.9386	0.9748
Modal	32	0.061	0.0001	0	0	0.9791	0.9791	0	0	0.0002	0	0.9387	0.9389	0.9748
Modal	33	0.061	0	0	0	0.9791	0.9791	0	0	0	0	0.9387	0.9389	0.9748
Modal	34	0.061	0	0	0	0.9791	0.9791	0	0	0	0	0.9387	0.9389	0.9748
Modal	35	0.06	0	0	0	0.9791	0.9791	0	0	0	0	0.9387	0.9389	0.9748

Tabla 26 Participación modal pórtico con diagonales en V invertida

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
Modal	1	3.951	0.6947	0	0	0.6947	0	0	0	0.312	0	0	0.312	0
Modal	2	3.931	0	0.6925	0	0.6947	0.6925	0	0.3141	0	0	0.3141	0.312	0
Modal	3	2.757	0	0	0	0.6947	0.6925	0	0	0	0.6877	0.3141	0.312	0.6877
Modal	4	1.077	0.1567	0	0	0.8514	0.6925	0	0	0.3327	0	0.3141	0.6447	0.6877
Modal	5	1.063	0	0.1581	0	0.8514	0.8506	0	0.3293	0	0	0.6434	0.6447	0.6877
Modal	6	0.737	0	0	0	0.8514	0.8506	0	0	0.00000525	0.1677	0.6434	0.6447	0.8554
Modal	7	0.522	0.0517	0	0	0.903	0.8506	0	0	0.0966	0	0.6434	0.7413	0.8554
Modal	8	0.513	0	0.0526	0	0.903	0.9032	0	0.0983	0	0	0.7417	0.7413	0.8554
Modal	9	0.356	9.843E-07	0	0	0.903	0.9032	0	0	0.000002638	0.0536	0.7417	0.7413	0.909
Modal	10	0.33	0.0251	0	0	0.9281	0.9032	0	0	0.0638	0.000001518	0.7417	0.805	0.909
Modal	11	0.324	0	0.0253	0	0.9281	0.9285	0	0.0641	0	0	0.8058	0.805	0.909
Modal	12	0.234	0.015	0	0	0.9431	0.9285	0	0	0.0362	0.000002477	0.8058	0.8412	0.909
Modal	13	0.23	0	0.015	0	0.9431	0.9435	0	0.0363	0	0	0.8422	0.8412	0.909
Modal	14	0.228	0.000001585	0	0	0.9431	0.9435	0	0	0.000003492	0.0249	0.8422	0.8412	0.9339
Modal	15	0.177	0.0103	0	0	0.9534	0.9435	0	0	0.0277	0	0.8422	0.8689	0.9339
Modal	16	0.174	0	0.0102	0	0.9534	0.9537	0	0.0275	0	0	0.8697	0.8689	0.9339
Modal	17	0.165	0	0	0	0.9534	0.9537	0	0	0	0.0143	0.8697	0.8689	0.9482
Modal	18	0.139	0.0076	0	0	0.961	0.9537	0	0	0.02	0	0.8697	0.8889	0.9482
Modal	19	0.137	0	0.0076	0	0.961	0.9613	0	0.0198	0	0	0.8895	0.8889	0.9482
Modal	20	0.128	0	0	0	0.961	0.9613	0	0	0	0.0095	0.8895	0.8889	0.9577
Modal	21	0.112	0.006	0	0	0.967	0.9613	0	0	0.0165	0	0.8895	0.9053	0.9577
Modal	22	0.111	0	0.0059	0	0.967	0.9672	0	0.0163	0	0	0.9058	0.9053	0.9577
Modal	23	0.103	0	0	0	0.967	0.9672	0	0	0	0.0069	0.9058	0.9053	0.9646
Modal	24	0.093	0.0048	0	0	0.9718	0.9672	0	0	0.0131	0	0.9058	0.9184	0.9646
Modal	25	0.092	0	0.0047	0	0.9718	0.9719	0	0.0129	0	0	0.9188	0.9184	0.9646
Modal	26	0.085	0	0	0	0.9718	0.9719	0	0	0	0.0053	0.9188	0.9184	0.9699
Modal	27	0.078	0.0039	0	0	0.9757	0.9719	0	0	0.0111	0	0.9188	0.9295	0.9699
Modal	28	0.077	0	0.0039	0	0.9757	0.9758	0	0.011	0	0	0.9298	0.9295	0.9699
Modal	29	0.071	0	0	0	0.9757	0.9758	0	0	0	0.0043	0.9298	0.9295	0.9742
Modal	30	0.066	0.0033	0	0	0.979	0.9758	0	0	0.0092	0	0.9298	0.9387	0.9742
Modal	31	0.066	0	0.0032	0	0.979	0.9791	0	0.0091	0	0	0.9389	0.9387	0.9742
Modal	32	0.061	0	0	0	0.979	0.9791	0	0	0	0.0035	0.9389	0.9387	0.9777
Modal	33	0.061	0	0	0	0.979	0.9791	0	0	0	0	0.9389	0.9387	0.9777
Modal	34	0.06	0	0	0	0.979	0.9791	0	0	0	0	0.9389	0.9387	0.9777
Modal	35	0.06	0	0	0	0.979	0.9791	0	0	0	0	0.9389	0.9387	0.9777

Tabla 27 Participación modal pórtico con diagonales excéntricas

TABLE: Modal Participating Mass Ratios														
Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ	Sum RX	Sum RY	Sum RZ
		sec												
Modal	1	4.196	0	0.7155	0	0	0.7155	0	0.291	0	0	0.291	0	0
Modal	2	4.141	0.7129	0	0	0.7129	0.7155	0	0	0.2936	0.00003052	0.291	0.2936	0.00003058
Modal	3	2.964	0.00003223	0	0	0.713	0.7155	0	0	0.00001142	0.7128	0.291	0.2936	0.7128
Modal	4	1.216	0	0.1404	0	0.713	0.8558	0	0.362	0	0	0.653	0.2936	0.7128
Modal	5	1.194	0.1427	0	0	0.8557	0.8558	0	0	0.3586	0.000002109	0.653	0.6521	0.7128
Modal	6	0.859	0.000001132	0	0	0.8557	0.8558	0	0	0.000003587	0.1499	0.653	0.6521	0.8627
Modal	7	0.61	0	0.0458	0	0.8557	0.9016	0	0.0828	0	0	0.7357	0.6521	0.8627
Modal	8	0.597	0.0463	0	0	0.902	0.9016	0	0	0.0847	0	0.7357	0.7369	0.8627
Modal	9	0.435	0	0	0	0.902	0.9016	0	0	0	0.0457	0.7357	0.7369	0.9084
Modal	10	0.387	0	0.0241	0	0.902	0.9257	0	0.0637	0	0	0.7995	0.7369	0.9084
Modal	11	0.379	0.0241	0	0	0.9261	0.9257	0	0	0.0634	0	0.7995	0.8003	0.9084
Modal	12	0.284	0	0	0	0.9261	0.9257	0	0	0	0.0228	0.7995	0.8003	0.9312
Modal	13	0.27	0	0.0153	0	0.9261	0.941	0	0.036	0	0	0.8355	0.8003	0.9312
Modal	14	0.265	0.0152	0	0	0.9413	0.941	0	0	0.036	0	0.8355	0.8363	0.9312
Modal	15	0.204	0	0	0	0.9413	0.941	0	0	0	0.014	0.8355	0.8363	0.9452
Modal	16	0.199	0	0.0109	0	0.9413	0.9518	0	0.0293	0	0	0.8648	0.8363	0.9452
Modal	17	0.197	0.0108	0	0	0.952	0.9518	0	0	0.0291	0	0.8648	0.8653	0.9452
Modal	18	0.155	0	0	0	0.952	0.9518	0	0	0	0.0098	0.8648	0.8653	0.955
Modal	19	0.153	0	0.0081	0	0.952	0.9599	0	0.021	0	0	0.8859	0.8653	0.955
Modal	20	0.151	0.008	0	0	0.9601	0.9599	0	0	0.0209	0	0.8859	0.8862	0.955
Modal	21	0.122	0	0	0	0.9601	0.9599	0	0	0	0.0074	0.8859	0.8862	0.9624
Modal	22	0.121	0	0.0063	0	0.9601	0.9663	0	0.0174	0	0	0.9033	0.8862	0.9624
Modal	23	0.12	0.0063	0	0	0.9663	0.9663	0	0	0.0173	0	0.9033	0.9035	0.9624
Modal	24	0.099	0	0	0	0.9663	0.9663	0	0	0	0.0058	0.9033	0.9035	0.9681
Modal	25	0.098	0	0.005	0	0.9663	0.9713	0	0.0137	0	0	0.917	0.9035	0.9681
Modal	26	0.098	0.005	0	0	0.9713	0.9713	0	0	0.0136	0	0.917	0.9171	0.9681
Modal	27	0.082	5.697E-07	0	0	0.9713	0.9713	0	0	0.000001611	0.0046	0.917	0.9171	0.9728
Modal	28	0.081	7.797E-07	0.0041	0	0.9713	0.9754	0	0.0116	0.000002197	0	0.9286	0.9171	0.9728
Modal	29	0.081	0.0041	7.852E-07	0	0.9754	0.9754	0	0.000002212	0.0115	6.436E-07	0.9286	0.9286	0.9728
Modal	30	0.069	0.000006391	0	0	0.9754	0.9754	0	0	0.00001785	0.0038	0.9286	0.9286	0.9766
Modal	31	0.069	0.0034	8.333E-07	0	0.9788	0.9754	0	0.000002331	0.0096	0.000007105	0.9286	0.9382	0.9766
Modal	32	0.068	8.107E-07	0.0034	0	0.9788	0.9789	0	0.0096	0.000002269	0	0.9383	0.9382	0.9766
Modal	33	0.061	0	0	0	0.9788	0.9789	0	0	0	0	0.9383	0.9382	0.9766
Modal	34	0.061	0	0	0	0.9788	0.9789	0	0	0	0	0.9383	0.9382	0.9766
Modal	35	0.06	0	0	0	0.9788	0.9789	0	0	0	0	0.9383	0.9382	0.9766

A continuación se presentan diferentes modos de vibración de los sistemas estructurales utilizados (pórtico a momento, pórtico con diagonales en X, pórtico con diagonales en V invertida y pórtico con diagonales excéntricas), con sus respectivos periodos:

**Modo de vibración #1**



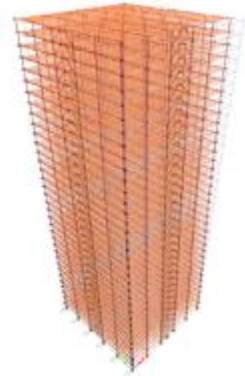
5.562 s



3.972 s



3.951 s

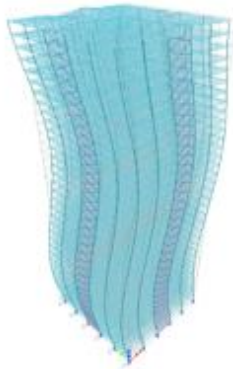


4.196 s

**Modo de vibración # 8**



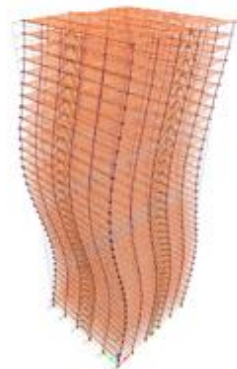
0.851 s



0.497 s

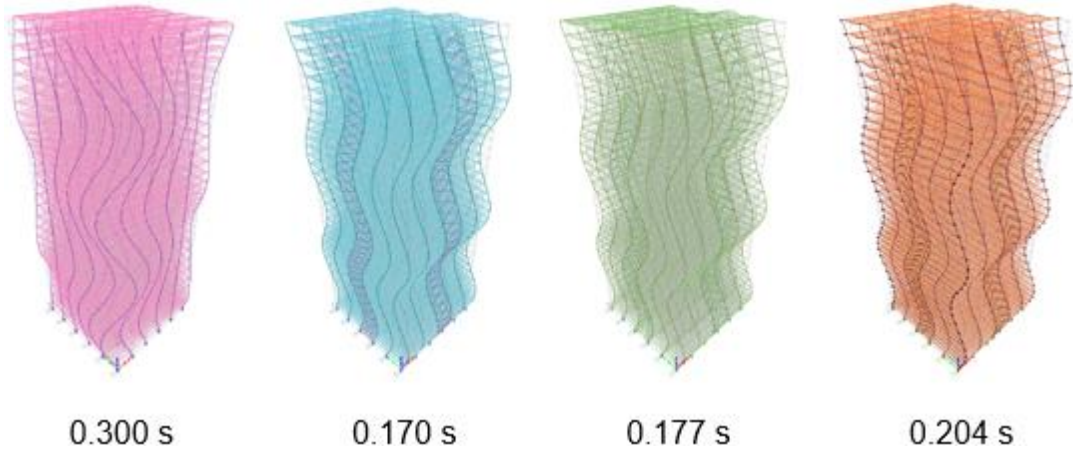


0.513 s

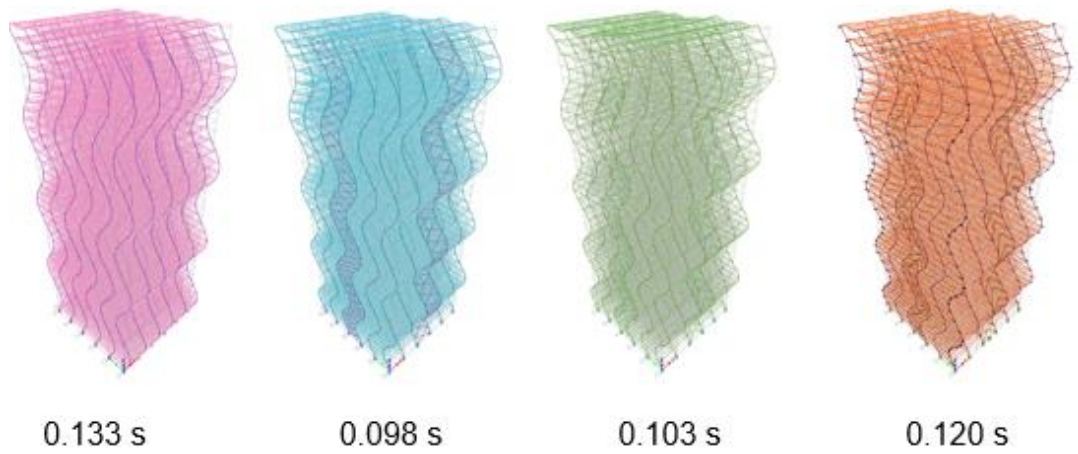


0.597

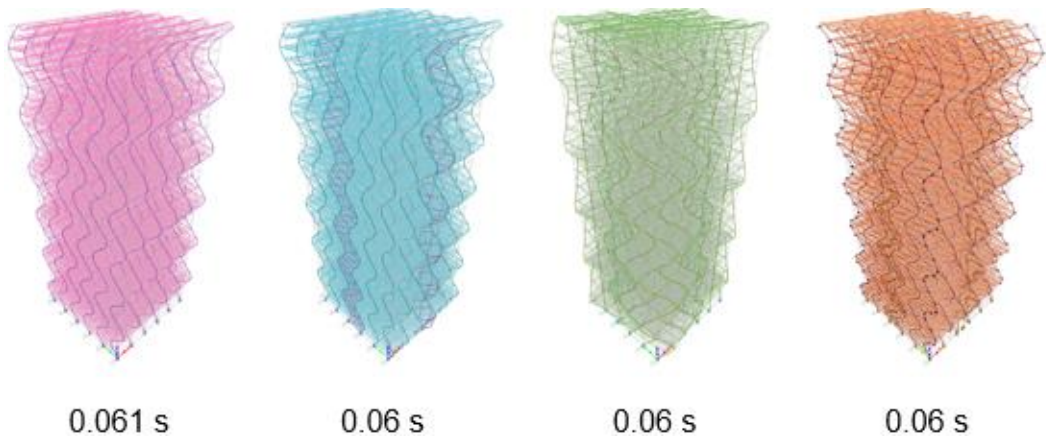
**Modo de vibración # 15**



**Modo de vibración # 23**



**Modo de vibración # 35**



### 3.17 DERIVAS DE PISO

La deriva de piso es la deformación relativa que sufre un piso debido a la acción de una fuerza horizontal que puede ser viento o sismo, para obtener en valor de la deriva de un piso se resta el desplazamiento del borde superior menos el desplazamiento del borde inferior.

Al existir deformaciones excesivas en una estructura se pueden producir grandes daños a los elementos estructurales y no estructurales por ello es importante controlar que no se superen los valores máximos establecidos por las normas.

Para el control de derivas la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC establece un máximo valor de respuesta inelástica en desplazamiento  $\Delta_M$ , el cual está dado por el sismo de diseño.

Este valor no puede ser mayor que lo establecido en la siguiente tabla:

**Tabla 28 Valores máximos de  $\Delta_M$**

Estructuras de	$\Delta_M$ máxima
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.020
De mampostería	0.010

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC, "Peligro Sísmico", Capítulo 2 página 47, Ecuador.

Ec. 3.29

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

Donde:

$\Delta_M$  : deriva maxima de piso

$R$  : factor de reducci3n de resistencia

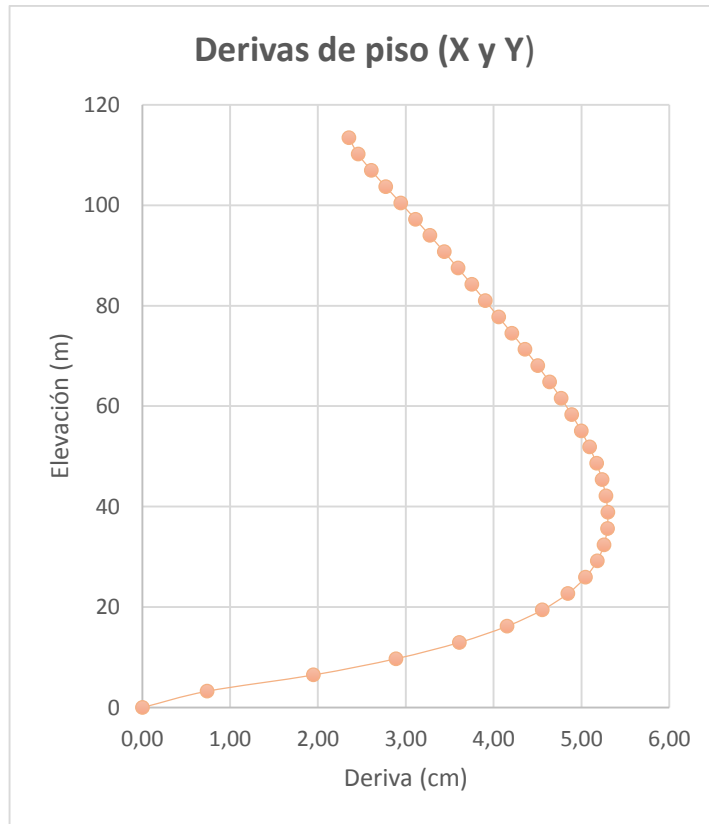
$\Delta_E$  : derivas el3sticas

### 3.17.1 DERIVAS P3RTICO ESPECIAL A MOMENTO PEM

Tabla 29 Derivas del p3rtico especial a momento PEM

PISO	ELEVACI3N (m)	ALTURA ENTREPISO	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\Delta_E$	$\Delta_M$	$\Delta_M$ (cm)	$\Delta_E$	$\Delta_M$	$\Delta_M$ (cm)
35	113.4	3.24	0.001613	0.007	2.35	0.001612	0.007	2.35
34	110.16	3.24	0.001685	0.008	2.46	0.001685	0.008	2.46
33	106.92	3.24	0.001788	0.008	2.61	0.001787	0.008	2.61
32	103.68	3.24	0.001901	0.009	2.77	0.001901	0.009	2.77
31	100.44	3.24	0.002018	0.009	2.94	0.002018	0.009	2.94
30	97.2	3.24	0.002133	0.010	3.11	0.002133	0.010	3.11
29	93.96	3.24	0.002246	0.010	3.27	0.002246	0.010	3.27
28	90.72	3.24	0.002357	0.011	3.44	0.002357	0.011	3.44
27	87.48	3.24	0.002465	0.011	3.59	0.002465	0.011	3.59
26	84.24	3.24	0.002572	0.012	3.75	0.002572	0.012	3.75
25	81	3.24	0.002677	0.012	3.90	0.002677	0.012	3.90
24	77.76	3.24	0.002782	0.013	4.06	0.002782	0.013	4.06
23	74.52	3.24	0.002886	0.013	4.21	0.002886	0.013	4.21
22	71.28	3.24	0.002988	0.013	4.36	0.002988	0.013	4.36
21	68.04	3.24	0.003087	0.014	4.50	0.003087	0.014	4.50
20	64.8	3.24	0.003181	0.014	4.64	0.003181	0.014	4.64
19	61.56	3.24	0.00327	0.015	4.77	0.00327	0.015	4.77
18	58.32	3.24	0.003353	0.015	4.89	0.003353	0.015	4.89
17	55.08	3.24	0.003427	0.015	5.00	0.003427	0.015	5.00
16	51.84	3.24	0.003492	0.016	5.09	0.003492	0.016	5.09
15	48.6	3.24	0.003547	0.016	5.17	0.003547	0.016	5.17
14	45.36	3.24	0.00359	0.016	5.23	0.00359	0.016	5.23
13	42.12	3.24	0.00362	0.016	5.28	0.00362	0.016	5.28
12	38.88	3.24	0.003635	0.016	5.30	0.003635	0.016	5.30
11	35.64	3.24	0.003632	0.016	5.30	0.003632	0.016	5.30
10	32.4	3.24	0.003606	0.016	5.26	0.003606	0.016	5.26
9	29.16	3.24	0.003552	0.016	5.18	0.003552	0.016	5.18
8	25.92	3.24	0.003461	0.016	5.05	0.003461	0.016	5.05
7	22.68	3.24	0.003323	0.015	4.84	0.003323	0.015	4.84
6	19.44	3.24	0.003124	0.014	4.55	0.003125	0.014	4.56
5	16.2	3.24	0.002849	0.013	4.15	0.002849	0.013	4.15
4	12.96	3.24	0.002476	0.011	3.61	0.002476	0.011	3.61
3	9.72	3.24	0.001981	0.009	2.89	0.001982	0.009	2.89
2	6.48	3.24	0.001335	0.006	1.95	0.001336	0.006	1.95
1	3.24	3.24	0.000505	0.002	0.74	0.000506	0.002	0.74
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0

**Gráfico 6 Derivas inelásticas por efecto del sismo en X y en Y**



**Gráfico 7 Desplazamientos laterales en X**

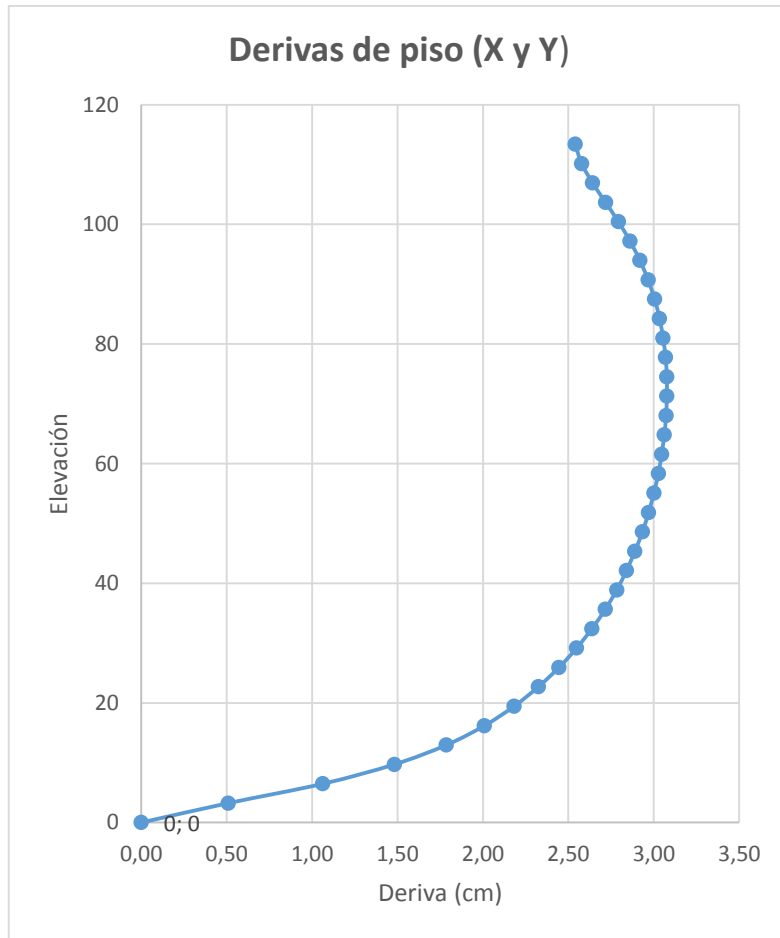


### 3.17.2 DERIVAS PÓRTICO CON DIAGONALES EN X

Tabla 30 Derivas del pórtico con diagonales en X

PISO	ELEVACIÓN (m)	ALTURA ENTREPISO	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\Delta_E$	$\Delta_M$	$\Delta_M$ (cm)	$\Delta_E$	$\Delta_M$	$\Delta_M$ (cm)
35	113.4	3.24	0.001742	0.008	2.54	0.001734	0.008	2.53
34	110.16	3.24	0.001768	0.008	2.58	0.001761	0.008	2.57
33	106.92	3.24	0.001812	0.008	2.64	0.001805	0.008	2.63
32	103.68	3.24	0.001864	0.008	2.72	0.001857	0.008	2.71
31	100.44	3.24	0.001916	0.009	2.79	0.001911	0.009	2.79
30	97.2	3.24	0.001962	0.009	2.86	0.001957	0.009	2.85
29	93.96	3.24	0.002002	0.009	2.92	0.001997	0.009	2.91
28	90.72	3.24	0.002035	0.009	2.97	0.002029	0.009	2.96
27	87.48	3.24	0.002061	0.009	3.00	0.002055	0.009	3.00
26	84.24	3.24	0.002081	0.009	3.03	0.002075	0.009	3.03
25	81	3.24	0.002095	0.009	3.05	0.00209	0.009	3.05
24	77.76	3.24	0.002105	0.009	3.07	0.002099	0.009	3.06
23	74.52	3.24	0.00211	0.009	3.08	0.002104	0.009	3.07
22	71.28	3.24	0.00211	0.009	3.08	0.002105	0.009	3.07
21	68.04	3.24	0.002107	0.009	3.07	0.002102	0.009	3.06
20	64.8	3.24	0.0021	0.009	3.06	0.002095	0.009	3.05
19	61.56	3.24	0.002089	0.009	3.05	0.002084	0.009	3.04
18	58.32	3.24	0.002076	0.009	3.03	0.00207	0.009	3.02
17	55.08	3.24	0.002058	0.009	3.00	0.002053	0.009	2.99
16	51.84	3.24	0.002037	0.009	2.97	0.002032	0.009	2.96
15	48.6	3.24	0.002012	0.009	2.93	0.002007	0.009	2.93
14	45.36	3.24	0.001982	0.009	2.89	0.001978	0.009	2.88
13	42.12	3.24	0.001948	0.009	2.84	0.001944	0.009	2.83
12	38.88	3.24	0.001909	0.009	2.78	0.001905	0.009	2.78
11	35.64	3.24	0.001863	0.008	2.72	0.001859	0.008	2.71
10	32.4	3.24	0.001809	0.008	2.64	0.001806	0.008	2.63
9	29.16	3.24	0.001748	0.008	2.55	0.001745	0.008	2.54
8	25.92	3.24	0.001677	0.008	2.45	0.001675	0.008	2.44
7	22.68	3.24	0.001594	0.007	2.32	0.001593	0.007	2.32
6	19.44	3.24	0.001497	0.007	2.18	0.001495	0.007	2.18
5	16.2	3.24	0.001378	0.006	2.01	0.001377	0.006	2.01
4	12.96	3.24	0.001225	0.006	1.79	0.001224	0.006	1.78
3	9.72	3.24	0.001016	0.005	1.48	0.001016	0.005	1.48
2	6.48	3.24	0.000729	0.003	1.06	0.00073	0.003	1.06
1	3.24	3.24	0.000349	0.002	0.51	0.00035	0.002	0.51
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0

**Gráfico 8 Derivas inelásticas por efecto del sismo en X y en Y**



**Gráfico 9 Desplazamientos laterales en X**

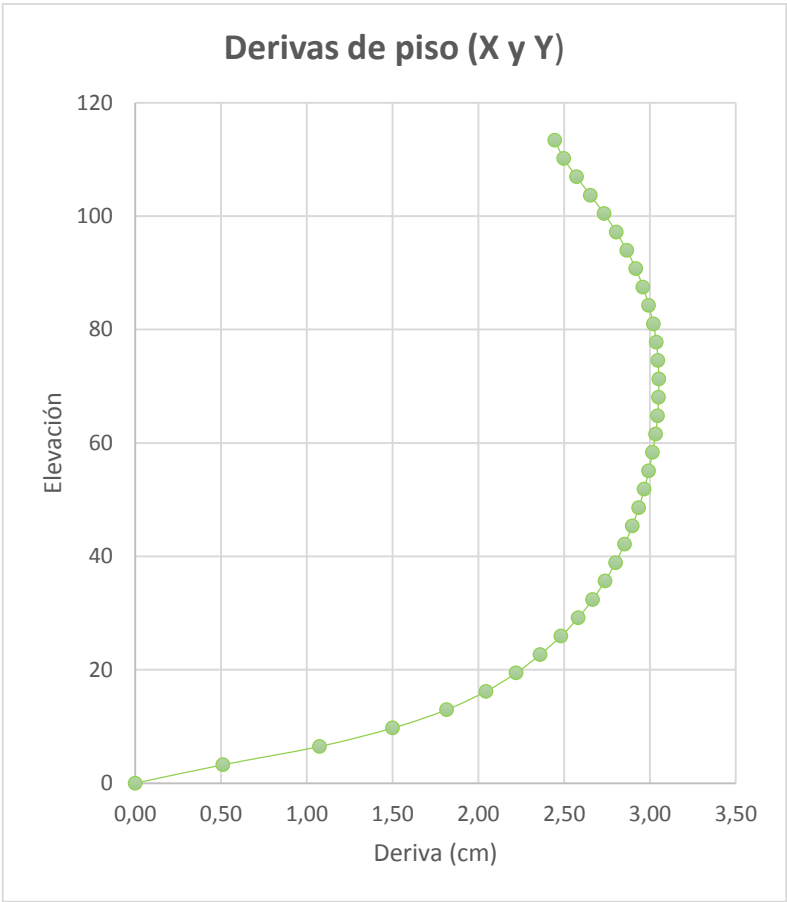


### 3.17.3 DERIVAS PÓRTICO CON DIAGONALES EN V INVERTIDA

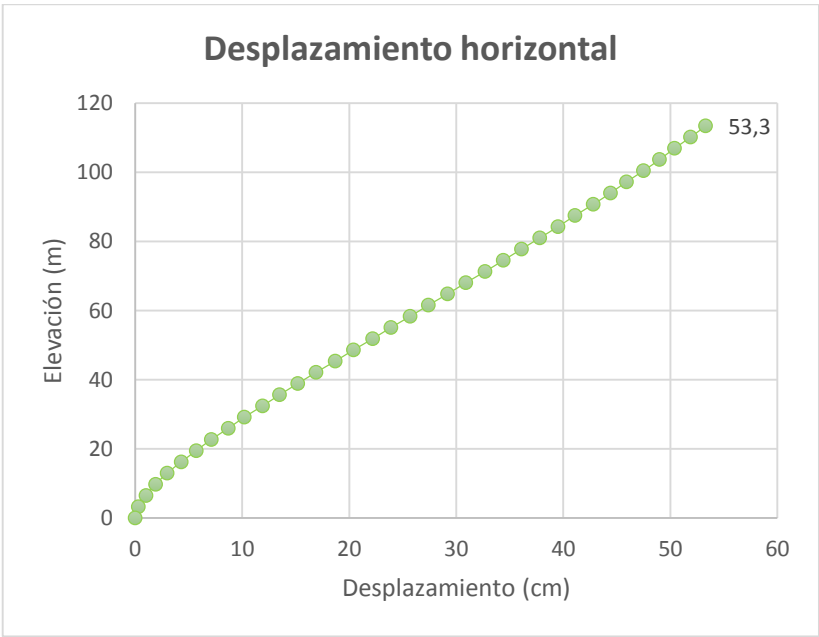
Tabla 31 Derivas del pórtico con diagonales en V invertida

PISO	ELEVACIÓN (m)	ALTURA ENTREPISO	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\Delta_E$	$\Delta_M$	$\Delta_M$ (cm)	$\Delta_E$	$\Delta_M$	$\Delta_M$ (cm)
35	113.4	3.24	0.001677	0.008	2.45	0.00169	0.008	2.46
34	110.16	3.24	0.001713	0.008	2.50	0.001723	0.008	2.51
33	106.92	3.24	0.001764	0.008	2.57	0.001773	0.008	2.59
32	103.68	3.24	0.00182	0.008	2.65	0.001826	0.008	2.66
31	100.44	3.24	0.001874	0.008	2.73	0.001878	0.008	2.74
30	97.2	3.24	0.001923	0.009	2.80	0.001925	0.009	2.81
29	93.96	3.24	0.001965	0.009	2.86	0.001966	0.009	2.87
28	90.72	3.24	0.002001	0.009	2.92	0.002	0.009	2.92
27	87.48	3.24	0.00203	0.009	2.96	0.002028	0.009	2.96
26	84.24	3.24	0.002053	0.009	2.99	0.00205	0.009	2.99
25	81	3.24	0.002071	0.009	3.02	0.002066	0.009	3.01
24	77.76	3.24	0.002083	0.009	3.04	0.002077	0.009	3.03
23	74.52	3.24	0.00209	0.009	3.05	0.002083	0.009	3.04
22	71.28	3.24	0.002093	0.009	3.05	0.002084	0.009	3.04
21	68.04	3.24	0.002092	0.009	3.05	0.002082	0.009	3.04
20	64.8	3.24	0.002088	0.009	3.04	0.002076	0.009	3.03
19	61.56	3.24	0.00208	0.009	3.03	0.002067	0.009	3.01
18	58.32	3.24	0.002068	0.009	3.02	0.002054	0.009	2.99
17	55.08	3.24	0.002053	0.009	2.99	0.002038	0.009	2.97
16	51.84	3.24	0.002035	0.009	2.97	0.002018	0.009	2.94
15	48.6	3.24	0.002013	0.009	2.93	0.001994	0.009	2.91
14	45.36	3.24	0.001987	0.009	2.90	0.001967	0.009	2.87
13	42.12	3.24	0.001956	0.009	2.85	0.001934	0.009	2.82
12	38.88	3.24	0.00192	0.009	2.80	0.001896	0.009	2.76
11	35.64	3.24	0.001878	0.008	2.74	0.001853	0.008	2.70
10	32.4	3.24	0.001829	0.008	2.67	0.001802	0.008	2.63
9	29.16	3.24	0.001771	0.008	2.58	0.001742	0.008	2.54
8	25.92	3.24	0.001702	0.008	2.48	0.001671	0.008	2.44
7	22.68	3.24	0.001618	0.007	2.36	0.00159	0.007	2.32
6	19.44	3.24	0.001523	0.007	2.22	0.001494	0.007	2.18
5	16.2	3.24	0.001402	0.006	2.04	0.001375	0.006	2.00
4	12.96	3.24	0.001245	0.006	1.82	0.001221	0.005	1.78
3	9.72	3.24	0.001029	0.005	1.50	0.001015	0.005	1.48
2	6.48	3.24	0.000737	0.003	1.07	0.000722	0.003	1.05
1	3.24	3.24	0.00035	0.002	0.51	0.000342	0.002	0.50
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0

**Gráfico 10 Derivas inelásticas por efecto del sismo en X y en Y**



**Gráfico 11 Desplazamientos laterales en X**

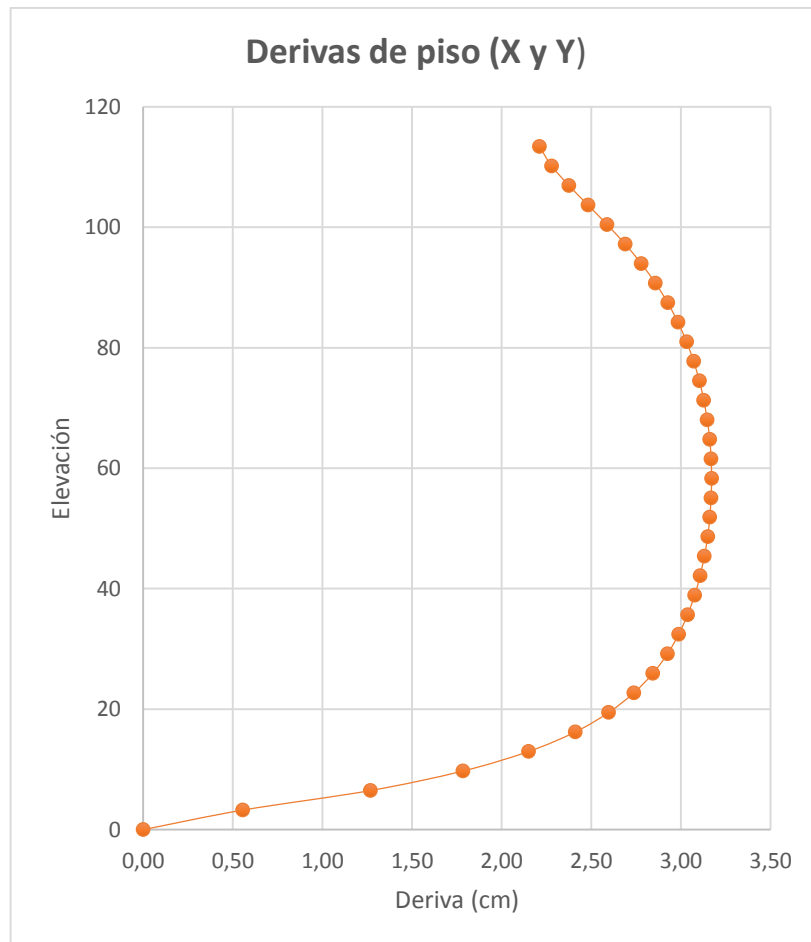


### 3.17.4 DERIVAS PÓRTICO CON DIAGONALES EXCÉNTRICAS

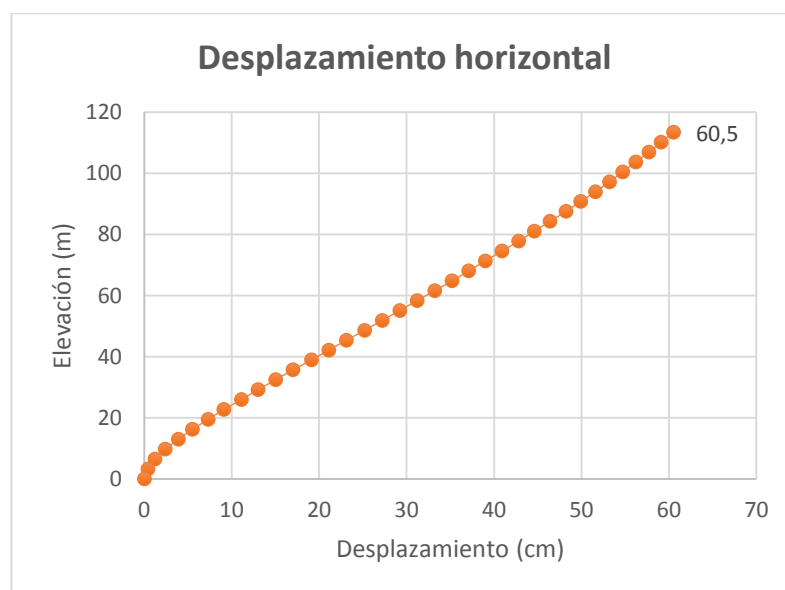
Tabla 32 Derivas del pórtico con diagonales excéntricas

PISO	ELEVACIÓN (m)	ALTURA ENTREPISO	DERIVAS EN X			DERIVAS EN Y		
			$\Delta_E$	$\Delta_M$	$\Delta_M$ (cm)	$\Delta_E$	$\Delta_M$	$\Delta_M$ (cm)
35	113.4	3.24	0.001516	0.007	2.21	0.001478	0.007	2.15
34	110.16	3.24	0.001563	0.007	2.28	0.001527	0.007	2.23
33	106.92	3.24	0.001629	0.007	2.38	0.001594	0.007	2.32
32	103.68	3.24	0.001702	0.008	2.48	0.00167	0.008	2.43
31	100.44	3.24	0.001775	0.008	2.59	0.001746	0.008	2.55
30	97.2	3.24	0.001844	0.008	2.69	0.001818	0.008	2.65
29	93.96	3.24	0.001906	0.009	2.78	0.001883	0.008	2.75
28	90.72	3.24	0.00196	0.009	2.86	0.001941	0.009	2.83
27	87.48	3.24	0.002007	0.009	2.93	0.001991	0.009	2.90
26	84.24	3.24	0.002046	0.009	2.98	0.002034	0.009	2.97
25	81	3.24	0.002079	0.009	3.03	0.00207	0.009	3.02
24	77.76	3.24	0.002106	0.009	3.07	0.002101	0.009	3.06
23	74.52	3.24	0.002128	0.010	3.10	0.002126	0.010	3.10
22	71.28	3.24	0.002145	0.010	3.13	0.002146	0.010	3.13
21	68.04	3.24	0.002158	0.010	3.15	0.002161	0.010	3.15
20	64.8	3.24	0.002168	0.010	3.16	0.002173	0.010	3.17
19	61.56	3.24	0.002173	0.010	3.17	0.002181	0.010	3.18
18	58.32	3.24	0.002175	0.010	3.17	0.002186	0.010	3.19
17	55.08	3.24	0.002173	0.010	3.17	0.002187	0.010	3.19
16	51.84	3.24	0.002168	0.010	3.16	0.002184	0.010	3.18
15	48.6	3.24	0.00216	0.010	3.15	0.002178	0.010	3.18
14	45.36	3.24	0.002147	0.010	3.13	0.002168	0.010	3.16
13	42.12	3.24	0.002131	0.010	3.11	0.002154	0.010	3.14
12	38.88	3.24	0.00211	0.009	3.08	0.002136	0.010	3.11
11	35.64	3.24	0.002083	0.009	3.04	0.002111	0.009	3.08
10	32.4	3.24	0.002049	0.009	2.99	0.00208	0.009	3.03
9	29.16	3.24	0.002006	0.009	2.92	0.00204	0.009	2.97
8	25.92	3.24	0.00195	0.009	2.84	0.001988	0.009	2.90
7	22.68	3.24	0.001877	0.008	2.74	0.001919	0.009	2.80
6	19.44	3.24	0.001781	0.008	2.60	0.001825	0.008	2.66
5	16.2	3.24	0.001653	0.007	2.41	0.001695	0.008	2.47
4	12.96	3.24	0.001474	0.007	2.15	0.001512	0.007	2.20
3	9.72	3.24	0.001223	0.006	1.78	0.001249	0.006	1.82
2	6.48	3.24	0.000869	0.004	1.27	0.000888	0.004	1.29
1	3.24	3.24	0.000381	0.002	0.56	0.000387	0.002	0.56
BASE	0	0	0	0	0	0	0	0

**Gráfico 12 Derivas inelásticas por efecto del sismo en X y Y**



**Gráfico 13 Desplazamientos laterales en X**



### 3.18 PARÁMETRO DE COMPARACIÓN H/T (ALTURA SOBRE PERIODO):

Debido a ciertos eventos sísmicos registrados en los últimos años en países como Chile surgió la necesidad de mejorar la resistencia y rigidez de los edificios a través del control de los desplazamientos laterales, este control se logra por medio del parámetro H/T el cual indica el rango de rigidez en el que se encuentra una estructura:

$$\frac{H}{T}$$

Donde:

H : altura total del edificio (m).

T : Periodo de vibración del primer modo (s).

si	$H/T < 20$	edificio demasiado flexible
si	$20 < H/T < 40$	edificio flexible
si	$40 < H/T < 70$	edificio normal
si	$70 < H/T < 150$	edificio rígido
si	$150 < H/T$	edificio demasiado rígido

Los valores menores a 20 m/s determinan una estructura muy flexible lo cual puede presentar problemas para el cumplimiento de normas en cuanto a desplazamientos, para valores mayores a 150 m/s la estructura se vuelve

demasiado rígida lo que puede provocar mayores aceleraciones de piso durante un sismo haciendo que los esfuerzos en los elementos no estructurales sean mayores.

Los valores comprendidos entre 20 m/s y 150 m/s, determinan a las estructuras flexibles, normales y rígidas, estos valores son considerados aceptables dependiendo de las necesidades y condiciones en las que se encuentre la estructura.

**Tabla 33 Resultados del parámetro H/T**

<b>SISTEMA UTILIZADO</b>	<b>H/T</b>
PEM	20.40
DIAGONALES EN X	28.56
DIAGONALES EN V INVERTIDA	28.71
DIAGONALES EXCENTRICAS	27

### 3.19 RESUMEN DE RESULTADOS:

**Tabla 34 Resultados finales**

	PEM	Diagonales concéntricas		Diagonales excentricas
		En x	En V invertida	
Coef. de reducción R	6	7	7	7
Coef. del cortante basal	0.048	0.052	0.052	0.052
Peso W (ton)	40798	40748	40491	41142
V (ton)	1958	2119	2106	2139
Periodo de vibración T	5.56	3.97	3.95	4.2
H/T	20.40	28.56	28.71	27.00
Desp. Ultimo piso (cm)	94.6	53	53.3	60.5
Deriva maxima en X (cm)	5.3	3.08	3.05	3.17
Deriva maxima en Y (cm)	5.3	3.07	3.04	3.19
Deriva máxima permitida (0.02 x 324 cm)	6.48	6.48	6.48	6.48

		$\Delta_{MÍNIMA}$	$\Delta_{MÁXIMA}$	$\Delta_M \leq 0.02$
<b>PÓRTICO ESPECIAL A MOMENTO</b>		0.002	0.016	SI
<b>DIAGONALES CONCÉNTRICAS</b>	<b>EN X</b>	0.002	0.009	SI
	<b>EN V INVERTIDA</b>	0.002	0.009	SI
<b>DIAGONALES EXCÉNTRICAS</b>		0.002	0.01	SI

## **CAPITULO IV APLICACIÓN DE DIAGONALES CON AMORTIGUADORES**

### **4.1 INTRODUCCIÓN**

Actualmente en el mundo se han desarrollado nuevas técnicas que permiten atenuar los desplazamientos producidos por los sismos, y debido a la amenaza sísmica existente en Quito es importante considerar y adoptar estas técnicas que combinan la resistencia, rigidez y la capacidad de disipación de energía, para diseñar y construir edificaciones capaces de resistir este tipo de eventos naturales.

Estos sistemas de protección sísmica se denominan amortiguadores y funcionan durante la intervención de una fuerza sísmica. Los amortiguadores permiten la construcción de edificios más altos, más económicos y con grandes niveles de seguridad.

### **4.2 FUNCIONAMIENTO DE LOS AMORTIGUADORES**

Los amortiguadores son elementos cuya función principal es la disipación de energía que se transmite durante un sismo debido a que alteran la propiedad dinámica de amortiguamiento de la estructura, por lo que las vibraciones producidas por las fuerzas externas (sismo) son absorbidas por estos dispositivos de amortiguamiento. A diferencia de los sistemas de diagonales concéntricas y excéntricas, en donde la energía se disipa mediante

deformaciones inelásticas en donde las estructuras se dañan durante el proceso del sismo, en los amortiguadores existe absorción de energía sin provocar daños estructurales, siendo más fácil su reparación o sustitución frente a un evento fuerte.

Estos elementos se acoplan a la estructura en zonas críticas con el fin de reducir las vibraciones que se puedan presentar en un edificio de estructura metálica.

Al considerar las fuerzas de amortiguamiento en un análisis dinámico en una estructura, las mismas resultan proporcionales a la velocidad y opuestas al movimiento. Estas fuerzas componen un mecanismo por el cual la energía cinética del sistema se convierte en otros tipos de energía como lo es el calor. De manera que la energía que ingresa en un sistema se transforma y en ciertas ocasiones se disipa. Este balance de energía se determina mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$E_T = E_K + E_S + E_I + E_\xi \quad \text{Ec.4.1}$$

Donde:

$E_T$  es la energía provocada por el sismo.

$E_K$  es la energía cinética, energía que se transforma en movimiento.

$E_S$  es la energía elástica, que produce la deformación dentro del rango elástico de los elementos estructurales del sistema.

$E_I$  es la energía inelástica, que produce la deformación inelástica de los elementos.

$E_\xi$  es la energía que se disipa con el sistema de amortiguamiento.

Por lo tanto para reducir las vibraciones de una estructura se puede transformar la energía cinética en calor aumentando la energía de amortiguamiento mediante los dispositivos de disipación de energía.

### **4.3 TIPOS DE DISPOSITIVOS DISIPADORES DE ENERGÍA**

La disipación de energía de estos dispositivos se logra a través del comportamiento plástico de ciertos materiales, por esta razón se los clasifica de la siguiente manera:

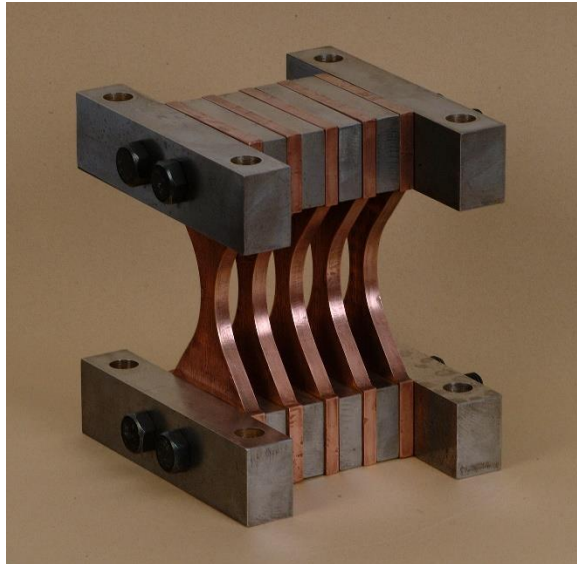
1. Disipadores metálicos
2. Disipadores de amortiguamiento viscoelástico
3. Disipadores de amortiguamiento viscoso

#### **4.3.1 DISIPADORES METÁLICOS**

Estos dispositivos se caracterizan por tener un comportamiento dúctil que es independiente de la velocidad de deformación, se provoca por la fricción que se da entre los sólidos metálicos y de esta manera se puede transformar la energía en calor.

#### 4.3.1.1 DISIPADOR DE ENERGÍA TIPO ADAS (ADDED DAMPING AND STIFFNESS):

Foto 7 Disipador de energía tipo ADAS

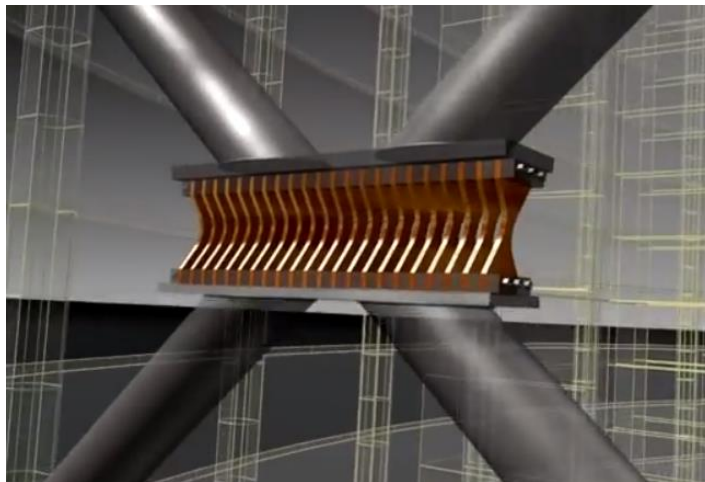


Fuente:<http://sirve.cl/archivos/proyectos/estudio-para-desarrollo-y-comercializacion-de-dispositivos-de-disipacion-de-energia-en-base-a-cobre>

Este dispositivo está formado por una serie de placas de acero en forma de “X” unidas entre sí y dispuestas paralelamente. La forma en “X” permite que exista una distribución uniforme de deformaciones plásticas en toda su altura, evitando la formación de deformaciones permanentes. De esta manera se consigue un comportamiento plástico estable, por lo que a estos dispositivos se los debe ubicar en zonas críticas de las diagonales, donde es posible que se produzcan las rótulas plásticas.

La cantidad de placas en un dispositivo debe ser considerada de acuerdo a las necesidades de la estructura.

**Foto 8 Disipador de energía tipo ADAS en una arriostramiento en “X”**

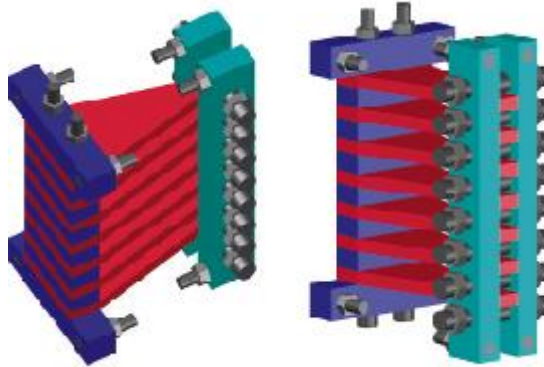


Fuente: <http://prezi.com/am4cbnxxdik7/disipadores-de-energia/>

#### **4.3.1.2 DISIPADOR DE ENERGÍA TIPO TADAS (TRIANGULAR PLATE ADDED DAMPING AND STIFFNESS):**

Este dispositivo al igual que el tipo ADAS está formado por placas colocadas paralelamente pero en forma triangular. Las placas se encuentran soldadas a otra placa rígida en la base la cual se conecta a la viga de un pórtico, y en la parte superior se articula mediante un pasador que permite el desplazamiento vertical, permitiendo que las cargas verticales gravitatorias transmitidas de la estructura no influyan en el comportamiento del dispositivo; por lo tanto, solo se produce plasticidad por flexión y la respuesta inelástica de este sistema es altamente predecible. En el caso de un sismo severo el disipador de energía tipo TADAS actúa reduciendo la amplitud del movimiento mediante un efecto de amortiguamiento de las ondas sísmicas similar al dispositivo ADAS.

**Figura 35 Disipador de energía tipo TADAS**



Fuente: <http://www.edificiogenesis.cl/plantas.php>

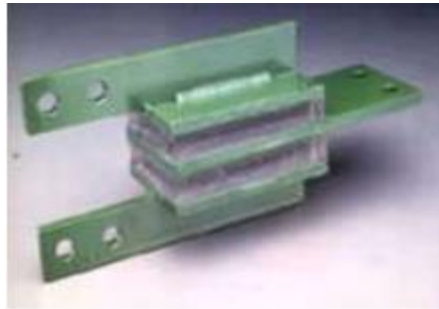
#### **4.3.2 DISIPADORES DE AMORTIGUAMIENTO VISCOELASTICOS**

Estos dispositivos están formados por material viscoelástico entre dos placas de acero. Generalmente son utilizados para los arriostramientos diagonales y disipan la energía a través de la deformación de este material por medio del movimiento de las placas; también este dispositivo se sirve del desplazamiento entre la diagonal y la viga para disipar energía y reducir el movimiento de la estructura.

El comportamiento de estos amortiguadores puede variar dependiendo de la frecuencia, la amplitud del movimiento, el número de amortiguadores que se disponga en el sistema y sus ciclos de carga correspondiente, y también de la temperatura de trabajo que tenga la estructura.

La disipación de energía se logra mediante la deformación por cortante que presentan estos dispositivos y su conducta depende de la velocidad con la que se presente la deformación durante diferentes ciclos de carga.

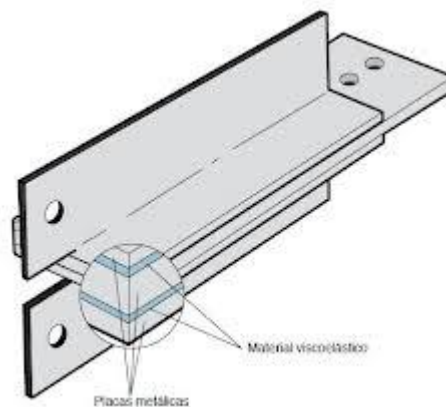
**Foto 9 Disipador viscoelástico**



Fuente: <http://mabieperu.com/publicaciones/publicacion04.pdf>

Una de las ventajas principales que presentan estos dispositivos es que se logra que trabajen con cualquier tipo de fuerza independiente de la magnitud en la que se presente, a diferencia de otros disipadores en donde se necesita una gran fuerza para que empiecen a funcionar. Sin embargo existe una desventaja importante, estos disipadores son susceptibles frente a los cambios de temperatura.

**Figura 36 Amortiguador viscoelastico**



Fuente: <http://byron-hoffmann.blogspot.com/>

### 4.3.3 DISIPADORES DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO

Este sistema de amortiguamiento se empezó a utilizar en el año 1993 específicamente para estructuras de ingeniería, la primera aplicación fue en cinco edificios del Centro Médico San Bernardino Country en los Ángeles, California, donde se colocaron 186 disipadores.

Este dispositivo contiene un fluido viscoso que disipa la energía empujando el líquido por un orificio, lo cual produce una presión de amortiguamiento que genera una fuerza que se opone al movimiento del elemento y es proporcional a la velocidad.

**Foto 10 Disipador de amortiguamiento viscoso**



Fuente: <http://mabieperu.com/publicaciones/publicacion04.pdf>

Generalmente se fabrican de acero inoxidable y el fluido que contiene es aceite de silicona.

#### 4.3.3.1 AMORTIGUADOR VISCOSO TIPO TAYLOR:

Son elementos de amortiguamiento que se adaptan a pórticos estructurales y absorben la energía producida por un movimiento sísmico evitando daños

posibles mediante la disminución de esfuerzos y deflexiones que hacen que la estructura de acero se conserve dentro de su rango elástico, la disipación de energía se logra a través del paso del fluido viscoso encerrado en unos aparatos que se encuentran a presión bajo la acción de un pistón, esto ocasiona una gran resistencia al movimiento libre de la estructura.

**Foto 11 Amortiguador viscoso tipo Taylor**



Fuente: <http://www.jjulianasoc.com/?p=4577>

Estos disipadores viscosos luego de producirse un sismo regresan a su posición original en comparación a otros dispositivos de disipación de energía metálicos o viscoelásticos mencionados anteriormente.

Este dispositivo de fluido viscoso disminuye los esfuerzos y las deformaciones del sistema al mismo tiempo ya que la fuerza del dispositivo se encuentra

fuera de base con los esfuerzos provocados por la flexión de las columnas. Las fuerzas de disipación de energía aumentan con la velocidad.

Los amortiguadores viscosos requieren ir conectados a una estructura metálica y también se los puede instalar en los sistemas diagonales de arriostramiento.

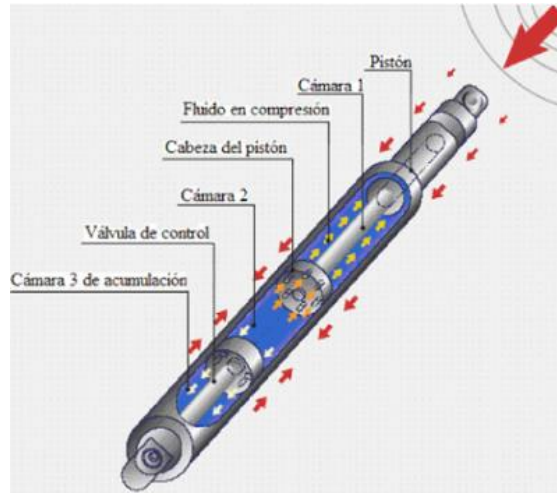
**Foto 12 Amortiguadores instalados en la fachada principal de la estructura de la Torre Mayor en México**



Fuente: <http://cdvrepresentaciones.com/disipadores-sismicos/>

Están formados por un cilindro de acero inoxidable de alta resistencia donde se encuentra el fluido viscoso, este cilindro es resistente al fuego y estable frente a cambios de temperatura. Posee un pistón en su interior como se indica en la siguiente figura:

**Figura 37 Esquema de un amortiguador viscoso**



Fuente: <http://prezi.com/am4cbnxxdik7/disipadores-de-energia/>

#### **4.3.3.1.1 VENTAJAS:**

Las principales ventajas que presenta el uso de amortiguadores en los sistemas de rigidización son las siguientes:

- Reducen los desplazamientos de una estructura frente a un sismo.
- Disipan aproximadamente entre un 20 y 50 % de la energía sísmica.
- Incrementa la seguridad en una estructura y mejora las condiciones de operación ya que no necesita mantenimiento ni reemplazo luego de un sismo fuerte y sus réplicas.
- Son ideales tanto para construcciones nuevas como para reconstrucción de edificios.

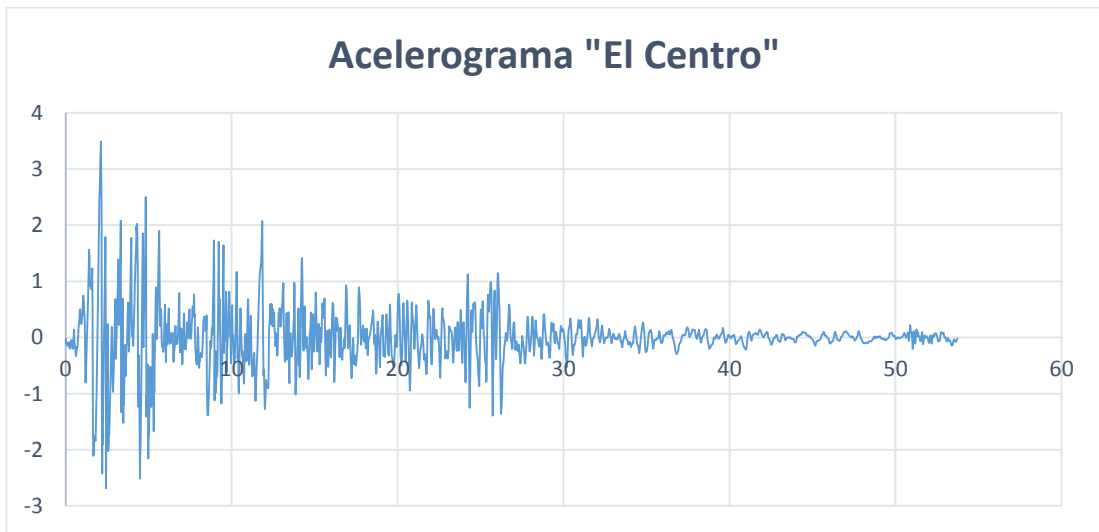
- Este sistema de amortiguamiento no añade esfuerzos adicionales al edificio.
- Retornan a su posición inicial luego de un evento sísmico.
- Es de fácil instalación y montaje.
- Reduce los daños a los elementos no estructurales.

#### **4.4 APLICACIÓN DE AMORTIGUADORES**

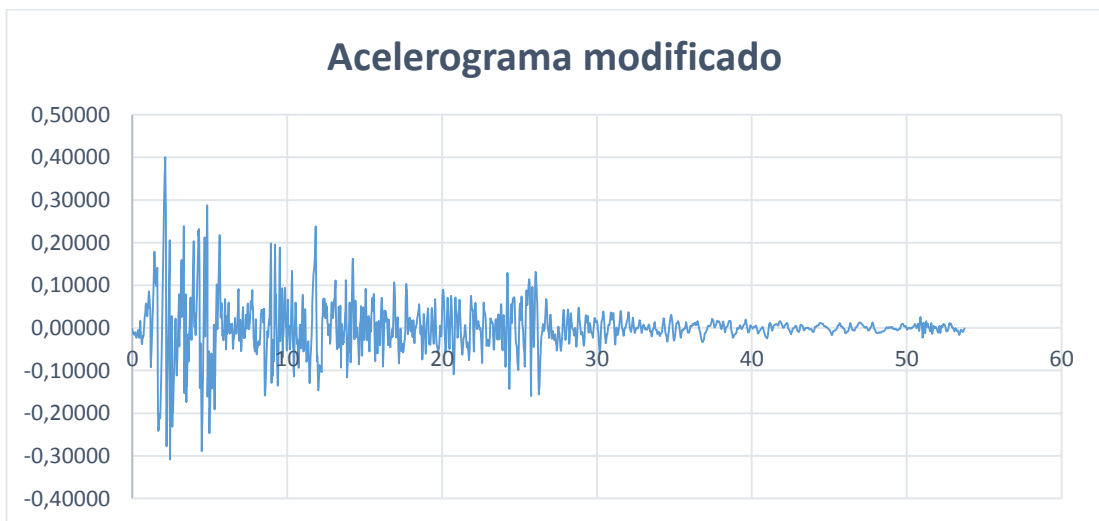
Para el análisis de las diagonales con amortiguadores se realizó un análisis tiempo - historia, para realizar este tipo de análisis es necesario utilizar registros de acelerogramas los cuales deben estar seleccionados de al menos 3 eventos sísmicos reales según lo indica la norma NEC.

Si no se dispone de registros de aceleraciones se puede simular acelerogramas los cuales deben estar ajustados de manera que el valor de aceleración máxima corresponda al valor máximo de aceleración esperado en la zona donde se encuentre la estructura, para Quito se tiene una aceleración de 0.4 de g.

En este caso se tomó como registro el acelerograma producido por el sismo de El Centro en California, y se lo ajusto a un valor máximo de 0.4, como se puede observar en los siguientes gráficos:



**Gráfico 14 Acelerograma “El Centro”**



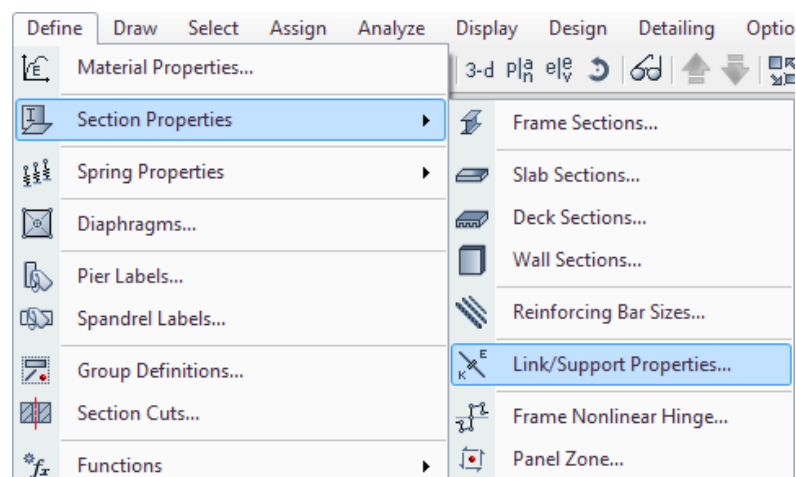
**Gráfico 15 Acelerograma modificado**

El análisis tiempo historia representa un comportamiento más real de la estructura que el análisis modal espectral, y presenta una disminución de los esfuerzos y deflexiones en los elementos.

El sistema de amortiguamiento será aplicado al pórtico con diagonales excéntricas, y se procederá a comparar resultados en cuanto a derivas y diagramas de energía.

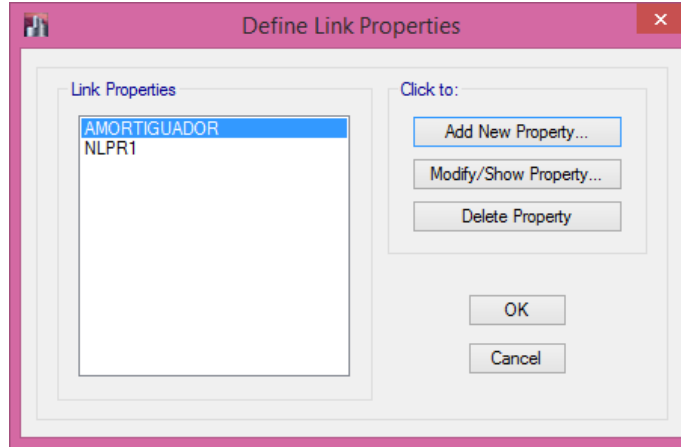
Para realizar el análisis tiempo – historia en el programa ETABS 2013, primero se debe crear el elemento amortiguador y después ingresar el acelerograma de la siguiente manera:

**Cuadro 24 Pasos para crear el amortiguador**



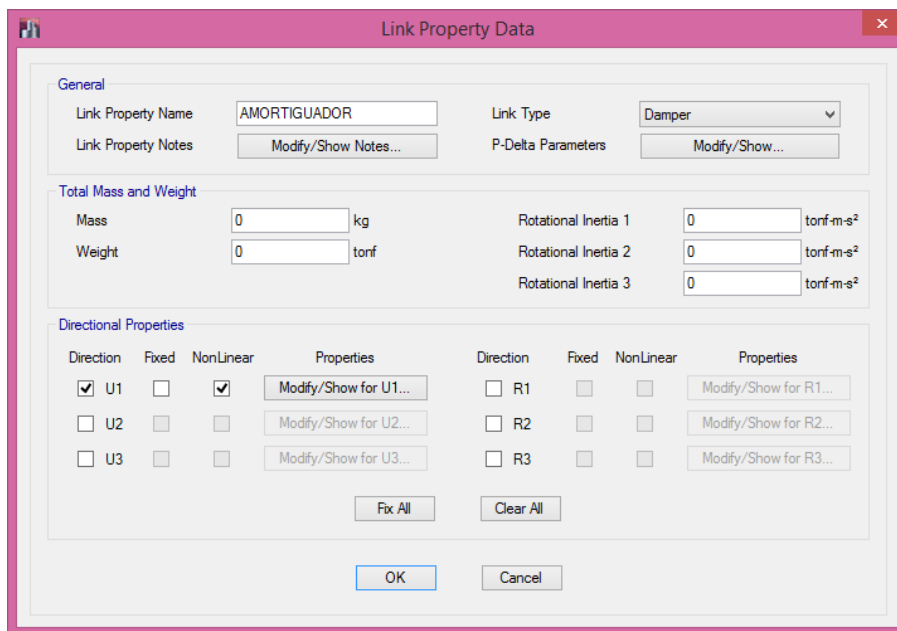
Se debe añadir una nueva propiedad (Add New Property), en la cual se definirán las características del nuevo elemento:

**Cuadro 25 Propiedades del elemento**



Los amortiguadores son modelados como como componentes no lineales y tendrá las siguientes características:

**Cuadro 26 Propiedades del elemento**



En cuanto a las propiedades de los amortiguadores se presenta las siguientes propiedades:

- Rigidez: es la que corresponde a la rigidez de la diagonal, la cual está dada por  $EA / L$  y tiene un valor de 1000 tonf / m.
- Amortiguamiento del disipador de energía:  $150 \text{ tonf} \cdot (\text{s/m})^{C_{exp}}$ .
- Exponente de velocidad: este factor toma valores entre 0.3 a 1, para este caso se tomó un valor de 1.

**Cuadro 27 Propiedades del elemento**

Identification	
Property Name	AMORTIGUADOR
Direction	U1
Type	Damper
NonLinear	Yes

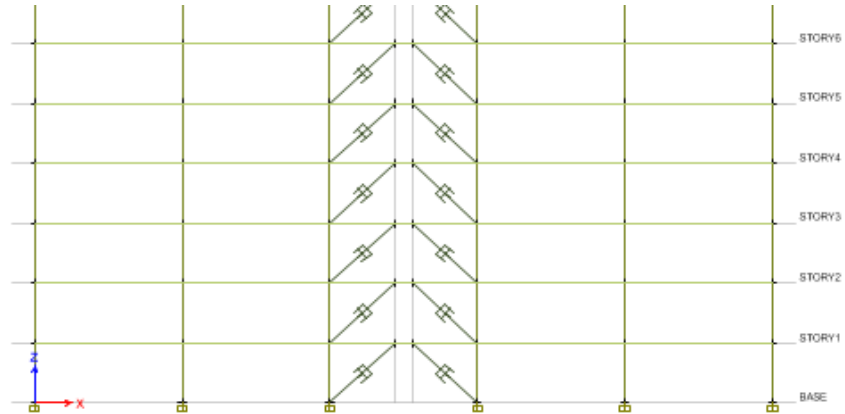
Linear Properties	
Effective Stiffness	0 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/m

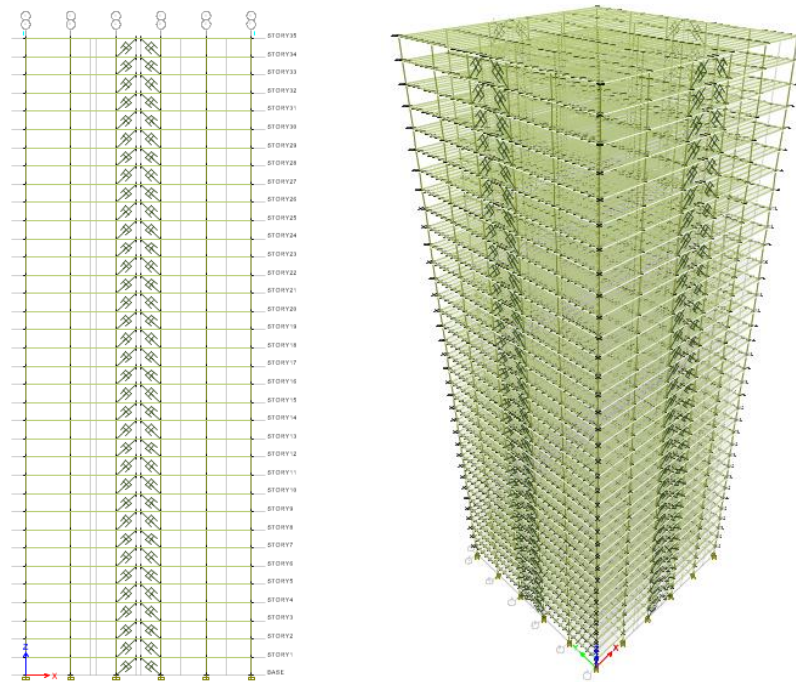
Nonlinear Properties	
Stiffness	1000 tonf/m
Damping	150 tonf*(s/m) <sup>Cexp</sup>
Damping Exponent	1

A continuación se puede dibujar los elementos amortiguados diagonales de la misma manera que el pórtico con diagonales excéntricas:

**Figura 38 Creación de los amortiguadores**

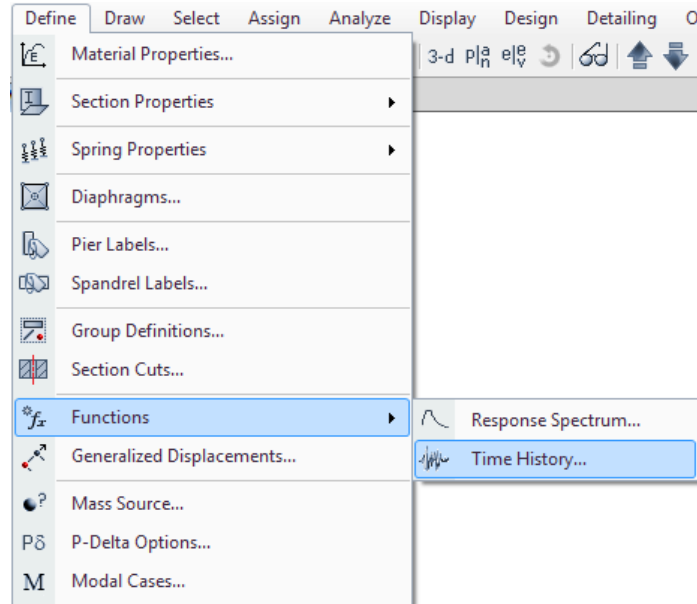


**Figura 39 Modelo con amortiguadores**

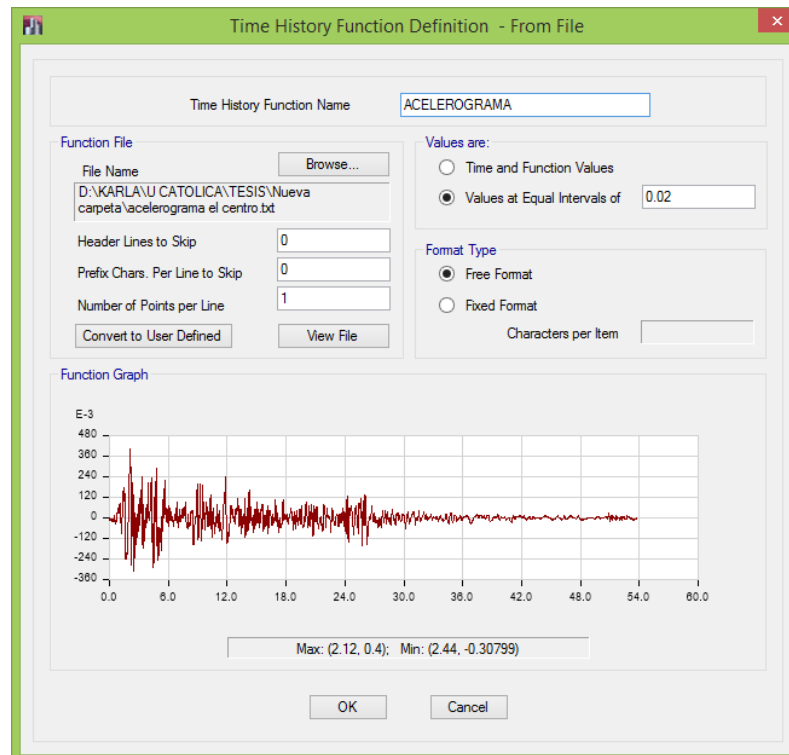


Una vez creados los amortiguadores se debe ingresar el acelerograma añadiendo una función desde archivo, el cual debe estar creado con block de notas.

**Cuadro 28 Pasos para el ingreso del acelerograma**

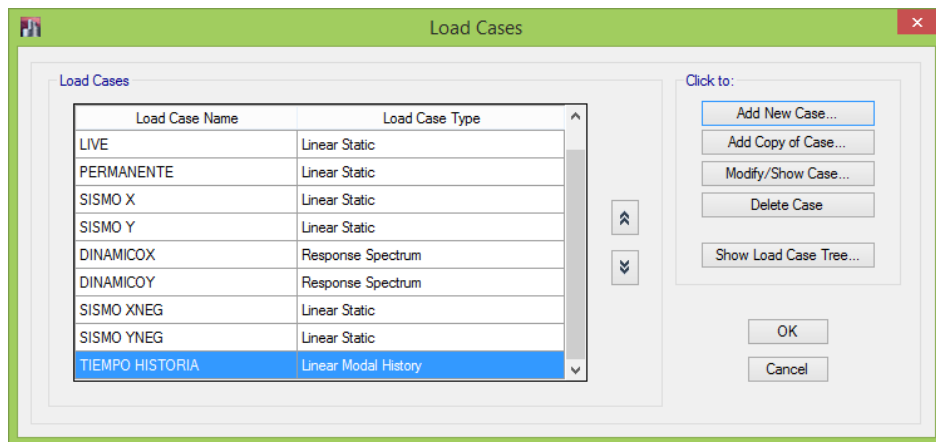


**Cuadro 29 Ingreso de la función desde archivo**

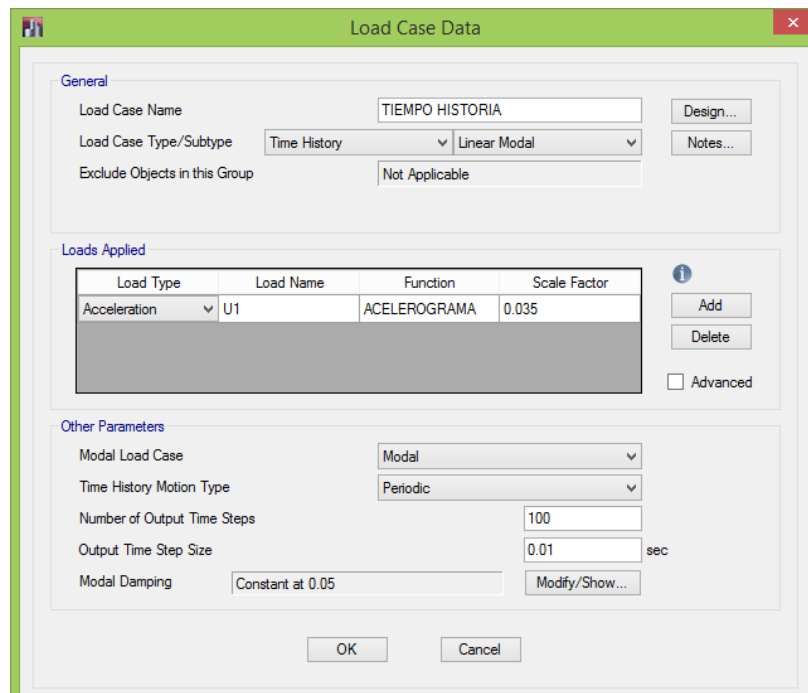


Por último para correr el análisis de la estructura de debe crear un estado de carga linear modal de Tiempo Historia con las características indicadas de la siguiente manera:

**Cuadro 30 Estado de carga tiempo - historia**



**Cuadro 31 Datos del estado de carga**



## 4.4.1 RESULTADOS

### 4.4.1.1 DERIVAS

En la tabla se presenta los porcentajes de reducción de derivas que presenta el uso de diagonales con amortiguadores:

**Tabla 35 Porcentaje de reducción de derivas**

PISO	SIN AMORTIGUADORES			CON AMORTIGUADORES			% Reducción
	$\Delta_E$	$\Delta_M$	$\Delta_M$ (cm)	$\Delta_E$	$\Delta_M$	$\Delta_M$ (cm)	
35	0.001516	0.007	2.21	0.00098	0.005	1.67	25
34	0.001563	0.007	2.28	0.00102	0.005	1.74	24
33	0.001629	0.007	2.38	0.0011	0.006	1.87	21
32	0.001702	0.008	2.48	0.00113	0.006	1.92	23
31	0.001775	0.008	2.59	0.00114	0.006	1.94	25
30	0.001844	0.008	2.69	0.00121	0.006	2.06	23
29	0.001906	0.009	2.78	0.00109	0.006	1.85	33
28	0.00196	0.009	2.86	0.00129	0.007	2.19	23
27	0.002007	0.009	2.93	0.00137	0.007	2.33	20
26	0.002046	0.009	2.98	0.00136	0.007	2.31	22
25	0.002079	0.009	3.03	0.00122	0.006	2.08	32
24	0.002106	0.009	3.07	0.00119	0.006	2.02	34
23	0.002128	0.010	3.10	0.00108	0.006	1.84	41
22	0.002145	0.010	3.13	0.00106	0.006	1.80	42
21	0.002158	0.010	3.15	0.0012	0.006	2.04	35
20	0.002168	0.010	3.16	0.00125	0.007	2.13	33
19	0.002173	0.010	3.17	0.00129	0.007	2.19	31
18	0.002175	0.010	3.17	0.00118	0.006	2.01	37
17	0.002173	0.010	3.17	0.00128	0.007	2.18	31
16	0.002168	0.010	3.16	0.00121	0.006	2.06	35
15	0.00216	0.010	3.15	0.00112	0.006	1.91	40
14	0.002147	0.010	3.13	0.00123	0.006	2.09	33
13	0.002131	0.010	3.11	0.00119	0.006	2.02	35
12	0.00211	0.009	3.08	0.00125	0.007	2.13	31
11	0.002083	0.009	3.04	0.00122	0.006	2.08	32
10	0.002049	0.009	2.99	0.00124	0.007	2.11	29
9	0.002006	0.009	2.92	0.00129	0.007	2.19	25
8	0.00195	0.009	2.84	0.00123	0.006	2.09	26
7	0.001877	0.008	2.74	0.00119	0.006	2.02	26
6	0.001781	0.008	2.60	0.00113	0.006	1.92	26
5	0.001653	0.007	2.41	0.00111	0.006	1.89	22
4	0.001474	0.007	2.15	0.00099	0.005	1.68	22
3	0.001223	0.006	1.78	0.00079	0.004	1.34	25
2	0.000869	0.004	1.27	0.00058	0.003	0.99	22
1	0.000381	0.002	0.56	0.00025	0.001	0.43	23
BASE	0	0	0	0	0	0	0

#### 4.4.1.2 DIAGRAMAS DE ENERGÍA

Los gráficos de energía indican toda la energía producida por un evento sísmico que entra en el sistema, mediante estos gráficos se puede observar como trabaja la ecuación de balance de energía indicada anteriormente:

$$E_T = E_K + E_S + E_I + E_\xi$$

Ec.4.2

Los tipos de energía son indicados en los gráficos a continuación:

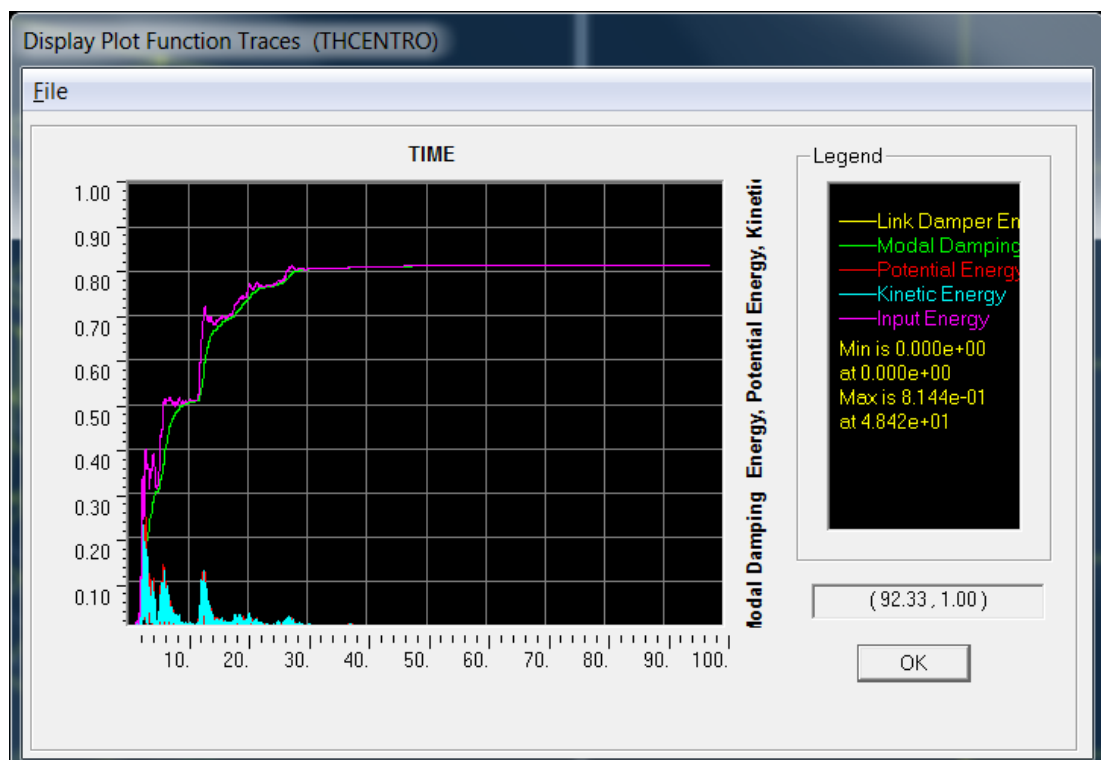


Gráfico 16 Diagrama de energía del modelo sin amortiguamiento

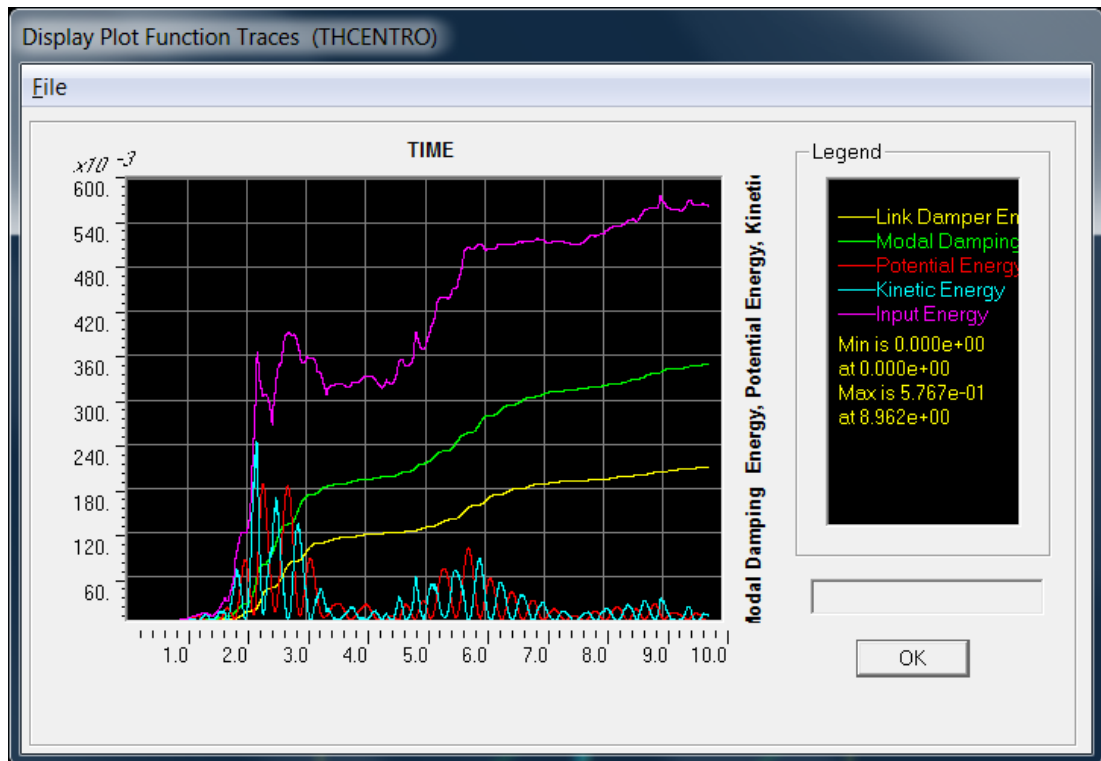


Gráfico 17 Diagrama de energía del modelo con amortiguamiento

## CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo al análisis realizado en el presente trabajo de investigación se puede concluir algunos aspectos importantes:

1. El uso de diagonales excéntricas y concéntricas para edificios de acero de gran altura proporcionan gran estabilidad y rigidez debido a que disminuyen los efectos provocados por las fuerzas sísmicas, como se puede observar en los resultados del análisis.
2. Debido a la ubicación de las diagonales en forma simétrica y en la periferia en toda la estructura los efectos que se producen en el sentido X y Y son similares en todos los sistemas analizados, por lo tanto el comportamiento es igual para las dos direcciones.
3. Para el análisis dinámico de las estructuras se propuso dos espectros, con la norma NEC y con la norma ASCE 7, de los cuales se escogió el propuesto por la NEC debido a que estas estructuras por su gran altura, presentan periodos de vibración altos alrededor de 4 segundos, y este espectro es el más crítico en esa zona, por lo cual también se utilizaron los criterios establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción así como ciertos criterios proporcionados por el Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC).

4. Para el cálculo de las fuerzas producidas por un sismo en el diseño sismoresistente los sistemas estructurales deben estar afectados por un coeficiente de reducción de carga sísmica “R”, el cual es mayor en el sistema de pórtico con diagonales excéntricas y concéntricas ( $R=7$ ) y menor en el sistema de pórtico especial a momento ( $R=6$ ), por lo tanto las estructuras con diagonales excéntricas y concéntricas son más dúctiles y necesitan un detallamiento más exigente que las que no poseen un sistema de arriostramiento.
  
5. En cuanto al periodo de vibración de las estructuras, el pórtico especial a momento tiene un periodo de 5.56 segundos el cual es mayor en comparación a los sistemas arriostrados. El pórtico con diagonales excéntricas tiene un periodo de 4.196 segundos, los pórticos con diagonales en X y en V invertida tienen periodos de 3.97 y 3.95 segundos respectivamente; lo que demuestra que los sistemas arriostrados tienen mayor rigidez.
  
6. Para cumplir con los requerimientos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC en cuanto al límite de desplazamientos, para el pórtico a momento, fue necesario colocar secciones de capacidad mayor a la requerida en las columnas, las cuales fueron secciones cuadradas de un metro por lado y con un espesor de 60 mm para cumplir la capacidad sísmica y así evitar el pandeo.

7. Al aumentar las secciones de las columnas se logró rigidizar el pórtico especial a momento, sin embargo este procedimiento puede resultar en elementos muy grandes y en gran manera costosos; al utilizar los sistemas de arriostramientos excéntricos y concéntricos se proporciona una rigidez adicional a la estructura por cual se puede optimizar de mejor manera las dimensiones de los elementos.
8. Para los sistemas con arriostramientos aunque no es necesario aumentar la dimensión de las columnas debido a que las diagonales son componentes estructurales que reducen los desplazamientos laterales, se utilizaron las mismas secciones para la comparación de resultados.
9. Para el pórtico a momento se obtuvo un valor de deriva máxima de 5.3 cm, para los pórticos con diagonales concéntricas en X y en V invertida un valor de 3.08 cm y 3.05 cm respectivamente, y para el pórtico con diagonales excéntricas un valor de 3.19 cm. Por lo tanto las derivas de entrepiso de todos los sistemas analizados cumplen satisfactoriamente con las restricciones impuestas por la norma NEC, la cual establece una deriva máxima de 0.020 por la altura de entre piso, en este caso se establece un valor máximo permitido de 6.48 cm.
10. Los pórticos arriostrados concéntricamente presentan un mejor comportamiento que los arriostrados excéntricamente ya que

presentan un menor valor en el periodo fundamental, en las derivas de piso y también en el peso total de toda la estructura, lo que demuestra que se optimizaron las dimensiones de las secciones de vigas principales y secundarias.

11. En cuanto al parámetro  $H/T$  (altura sobre periodo), las estructuras en análisis se encuentran en un rango flexible entre 20 y 40m/s, sin embargo ninguna de ellas presenta problemas para cumplir con las disposiciones propuestas por la norma NEC en cuanto a límite de derivas y desplazamientos.

12. Cabe recalcar que el menor valor de  $H/T$  se obtuvo del pórtico a momento, el cual se encuentra en el límite entre ser una estructura demasiado flexible, por ende es importante considerar las alternativas de rigidización propuestas.

13. En países como Chile se procura que las estructuras se encuentren en rangos normales o rígidos con valores de  $H/T$  mayores a 40 m/s, no obstante se aceptan valores menores a 40m/s debido a que estudios realizados a partir del terremoto de 1985 demuestran que para edificios de 30 pisos aproximadamente los daños encontrados fueron moderados.

14. El parámetro  $H/T$  es un criterio referencial que debe ser conjuntamente analizado con otros parámetros que podrían ser de tipo económico para tomar una decisión final en el diseño de una estructura.
15. La presente investigación plantea el uso de diagonales con amortiguadores para mitigar los efectos producidos durante un evento sísmico por lo tanto mientras más alto sea el edificio se recomienda el uso de amortiguadores los cuales se acoplan fácilmente a la estructura.
16. En las diagonales excéntricas y concéntricas a diferencia de las diagonales con amortiguadores no se producen daños estructurales durante el proceso de absorción de energía por lo tanto se incrementa la seguridad de la estructura.
17. Las diagonales con amortiguadores presentan una disminución de hasta un 40% en las derivas de piso en comparación con el pórtico con diagonales excéntricas, esto demuestra la ventaja que se tiene al usar amortiguadores.
18. Los diagramas de energía permiten determinar como se disipa la energía producida por un sismo, para reducir las vibraciones de una estructura se debe transformar la energía cinética en calor aumentando

la energía de amortiguamiento mediante los dispositivos de disipación de energía.

19. En el sistema de diagonales excéntricas con amortiguadores se observa que estos elementos absorben aproximadamente un  $1/3$  de la energía y el edificio absorbe los  $2/3$  restantes de la energía total que se produce en la estructura durante el sismo; por otro lado en el sistema de diagonales excéntricas sin amortiguadores toda la energía producida es absorbida por el amortiguamiento propio de la estructura.

## BIBLIOGRAFIA

- Aguiar Falconí, R. (2008). Disipadores de energía y aisladores base. Quito: Centro de investigaciones científicas ESPE.
- Arquitectura + acero. (octubre de 2014). Entrepisos y cielos. Obtenido de <http://www.arquitecturaenacero.org/materiales/46-entrepisos-y-cielos>
- Arquys Arquitectura. (Junio de 2014). Acero Estructural. Obtenido de <http://www.arqhys.com/contenidos/estructurales-aceros.html>
- American Institute of Steel Construction AISC 341-10 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Estados Unidos, 2010.
- American Institute of Steel Construction AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings Estados Unidos, 2010.
- American Society of Civil Engineers ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures Virginia-Estados Unidos, 2010.
- Bedito, A. (1998). Introducción al comportamiento y al diseño de estructuras de acero. Venezuela: COVENIN-MINDUR.
- Bojórquez Mora, E. (2009). Diseño sísmico de estructuras de acero basado en confiabilidad estructural y conceptos de energía. Revista de Ingeniería Sísmica, 54-79.
- Burgos Namuche, M. (s.f.). Disipadores de energía fluido viscoso. CDV Presentaciones.
- Bustos Vejar, A. I. (2003). Análisis comparativo de la respuesta sísmica de edificios en altura de acero. Santiago de Chile: Universidad Austral de Chile.
- Comité ejecutivo de la norma Ecuatoriana de la construcción Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 11 Quito, enero 2013.
- Crisafulli, F. J. (2008). Diseño sismoresistente de construcciones de acero. Santiago de Chile: Alacero.

- Fernández, O., & González, L. (Julio de 2014). Edificio CCTV en Pekin. Obtenido de <http://espaciosenconstruccion.blogspot.com/2011/06/edificio-cctv-en-pekin.html>
- Gatica Lagos, V. (2012). Respuesta sísmica de un edificio de estructura metálica con aisladores. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.
- Guerra Avendaño, M. (2013). Diseño sismo resistente de edificios utilizando ETABS. Quito: Bustos Guerra Consultora.
- Hoffmann, B. (Mayo de 2013). Detalles Sísmicos. Obtenido de <http://byron-hoffmann.blogspot.com/>
- J. Julian y Asociados. (Septiembre de 2014). Amortiguadores Tylor. Obtenido de <http://www.jjulianasoc.com/?p=4577>
- Martínez, F. (2013). Análisis modal espectral. En Estructuras Sismoresistentes. Barcelona: XFMA.
- McCormac, J. (2003). Diseño de estructuras de acero. En Diseño de estructuras de acero. México: Alfaomega.
- Oviedo, J. A., & Pilar, D. M. (2006). Sistemas de control de respuesta sísmica en edificaciones. Revista EIA (Escuela de Ingeniería de Antioquía), 105-120.
- Palacio, J., & Blum Gutiérrez, E. (1988). Contribución al estudio del riesgo sísmico en el Ecuador. Quito.
- Recuenco, J. P. (Noviembre de 2014). Método estático y dinámico. Obtenido de <http://es.slideshare.net/KOROLARIO/metodo-esttico-y-dinmico>
- Rodríguez Soto, H. (Febrero de 2006). Criterios de estructuración de edificios. Obtenido de <http://slideplayer.es/slide/139469/>
- Rodríguez, O. F. (Agosto de 2014). Módulo de Young - Ley de Hooke. Obtenido de <http://matensayos.webcindario.com/capitulos/05-tracesta-modyoung.pdf>
- Salas, N. (Noviembre de 2014). Diseño por capacidad. Obtenido de <http://es.slideshare.net/nelsonrsalas/diseo-por-capacidad>

- Sánchez, F. G. (2012). Diseño directo basado en desplazamientos. Concreto y cemento, investigacion y desarrollo, 40-45.
- Suárez, V. (2009). Diseño basado en desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas. Revista Tecnologica ESPOL, 47-59.
- Toro, J. A. (2002). Pórticos espaciales de acero estructural sometidos a carga sísmica. Santiago de Cali.
- Universidad de Oviedo. (Junio de 2014). Arriostramientos. Obtenido de [http://ocw.uniovi.es/pluginfile.php/3211/mod\\_resource/content/1/Teoria/Cap\\_XI\\_I.pdf](http://ocw.uniovi.es/pluginfile.php/3211/mod_resource/content/1/Teoria/Cap_XI_I.pdf)
- Vélez, C. A. (2004). Ejecución de edificios en acero estructural. Medellín: Universidad Nacional de Colombia.
- Vielma Pérez, J. C. (2011). Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas. Revista Ingeniería, 88-98.
- <http://www.espe.edu.ec/portal/files/congreso/articulo12.pdf>
- [http://www.famaf.unc.edu.ar/~torres/trabajosparapublicacion/23-simposio\\_homenaje\\_al\\_dr\\_carlos\\_prato/23-simposio\\_homenaje\\_prato-05.pdf](http://www.famaf.unc.edu.ar/~torres/trabajosparapublicacion/23-simposio_homenaje_al_dr_carlos_prato/23-simposio_homenaje_prato-05.pdf)
- <http://mabieperu.com/publicaciones/publicacion04.pdf>