

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

TRABAJO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

**ESTUDIO DE EDIFICIOS DE ALTURA UBICADOS EN LA CIUDAD DE
QUITO CON AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA**

AUTOR:

MARCELO DAVID GUERRA VALLADARES

DIRECTOR:

ING. MARCELO GUERRA A.

QUITO, 2016

DEDICATORIA

A Dios y a mi Madre Dolorosa, que han guiado siempre mi camino.

A mis padres, por sus consejos y su apoyo constante.

A mis hermanos, por ser mi compañía infaltable.

AGRADECIMIENTOS

A mi padre y director de esta disertación, Ing. Marcelo Guerra, por sus consejos, su guía constante y su infaltable ayuda para completar satisfactoriamente mi carrera universitaria y esta disertación.

A mi madre, Jenny, por su apoyo y su guía, que ha ayudado a culminar con éxito otra etapa de mi vida.

A mis hermanos, Santiago y Daniel, por su compañía y su apoyo durante mi etapa universitaria.

Al Ing. Patricio Castro y al Ing. Juan Carlos Montero, por sus recomendaciones y acotaciones para mejorar esta disertación.

A todos los profesores de la facultad de Ingeniería Civil de la PUCE, por compartir sus conocimientos y su experiencia en las aulas de clase.

A mis amigos y compañeros, por ser parte de recuerdos que harán inolvidable mi etapa universitaria.

RESUMEN

La presente investigación consta de un estudio para obtener la eficiencia y, si es factible, la aplicabilidad de métodos de protección sísmica para estructuras de acero de diferente altura. Estos pueden llegar a ser ocupados en un futuro tanto en la ciudad de Quito como en todo nuestro país. En este estudio se proponen un sistema de protección ante sismos severos como es el sistema de amortiguadores de masa sintonizada. Estos dispositivos presentan mejorías en ahorro de energía y economía con respecto a otros sistemas, pero tienen como punto negativo poseer una alta sensibilidad ante cambios en las características dinámicas de la estructura, sobre todo en su frecuencia natural.

En el Capítulo I se considera un marco teórico con las características del acero como elemento estructural. Además, se definen los conceptos fundamentales de los sistemas de amortiguadores de masa sintonizada instalados en la superestructura.

En el Capítulo II se enumeran requisitos establecidos en la norma AISC 341-10 para el diseño sismorresistente de estructuras metálicas. Además, en esta sección se modela edificios de 15, 20, 30, 40 y 50 pisos constituidos de pórticos especiales resistentes a momento cumpliendo los estamentos y las disposiciones que fueron definidos anteriormente.

En el Capítulo III se determina las características y se dimensiona el sistema de masa sintonizada para ser modelado tomando en cuenta las estructuras desarrolladas en el Capítulo II. Tanto el modelamiento que comprende este capítulo como el modelamiento que comprende el Capítulo II se los completa con ayuda del software ETABS 2015.

Finalmente, en el Capítulo IV se establecen conclusiones y recomendaciones que ayuden a completar de manera positiva los objetivos planteados al inicio de esta investigación.

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTOS	III
RESUMEN	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO	V
ÍNDICE DE FIGURAS.....	X
ÍNDICE DE TABLAS.....	XIII
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....	15
1.1. INTRODUCCIÓN.....	15
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	16
1.3. OBJETIVOS.....	17
1.3.1. <i>Objetivo General</i>	17
1.3.2. <i>Objetivos Específicos</i>	17
1.4. MARCO TEÓRICO	17
1.4.1. <i>Acero Estructural</i>	17
1.4.2. <i>Propiedades Mecánicas Fundamentales del Acero</i>	18
1.4.2.1. Elasticidad	18
1.4.2.2. Alta Resistencia.....	18
1.4.2.3. Durabilidad.....	18
1.4.2.4. Ductilidad	18
1.4.2.5. Uniformidad	18
1.4.2.6. Tenacidad	19
1.4.3. <i>Ventajas del Acero como Material Estructural</i>	19
1.4.4. <i>Desventajas del Acero como Material Estructural</i>	19
1.4.5. <i>Clasificación del Acero Estructural</i>	20
1.4.5.1. Aceros Estructurales al Carbono.	20
1.4.5.2. Aceros Estructurales de Alta Resistencia y Baja Aleación.	20
1.4.5.3. Aceros Estructurales de Alta Resistencia, Baja Aleación y Resistencia la corrosión. ..	20
1.4.6. <i>Disponibilidad del Acero Estructural en el Ecuador para Construcciones Civiles</i>	21
1.4.7. <i>Comparación entre el acero ASTM A572 Gr. 50 y ASTM A992</i>	22

1.4.8. Edificios de Acero	24
1.4.9. Fuerzas laterales en Edificios	24
1.4.10. Comportamiento y Afectaciones producidas por un evento Sísmico Severo en Estructuras de Acero.	25
1.4.11. Sistemas de Amortiguadores de Masa Sintonizada (AMS)	27
1.4.12. Principio del Amortiguador de Masa Sintonizada.....	28
1.4.13. Estructuras con Amortiguadores de Masa Sintonizada	29
1.4.14. Tipos de Amortiguadores de Masa Sintonizada.....	30
1.4.14.1. Amortiguadores de Masa Sintonizada de Traslación	30
1.4.14.2. Amortiguadores de Masa de Péndulo Sintonizado.....	39
CAPÍTULO 2: DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO	45
2.1. FILOSOFÍA DE DISEÑO	45
2.2. SISMICIDAD EN EL ECUADOR.....	48
2.2.1. Riesgo Sísmico.....	52
2.3. TIPOS DE SISTEMAS SISMORRESISTENTES UTILIZADOS EN EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL	52
2.3.1. Pórtico Resistente a Momento.....	52
2.3.2. Pórticos con Arriostramientos Concéntricos.....	54
2.3.3. Pórticos con Arriostramientos Excéntricos	56
2.3.4. Pórticos con Arriostramientos Resistentes al Pandeo	58
2.3.5. Pórticos de Paredes de Cortante con Placa de Acero	59
2.4. COMPORTAMIENTO DEL ACERO ESTRUCTURAL	60
2.5. CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE ACERO DEBIDO AL PANDEO LOCAL DE SUS ELEMENTOS	61
2.6. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO	63
2.6.1. Efectos de Segundo Orden.	63
2.6.2. Criterio Columna Fuerte – Viga Débil.	65
2.6.3. Conexión Viga – Columna.	66
2.6.4. Método de Diseño de Elementos de Acero: Método LRFD.	67
2.6.5. Definición de Estados de Carga Sísmica.	68
2.6.5.1. Método de Carga Estática Equivalente.	69
2.6.5.2. Método de Espectro de Respuesta Modal.	70

2.6.5.2.1. Espectro de Respuesta.....	71
2.6.5.2.2. Espectro de Diseño.....	71
2.6.5.2.3. Limitaciones del método de Espectro de Respuesta Modal.....	72
2.6.5.3. Análisis Tiempo - Historia.....	72
2.6.6. <i>Sistema Estructural Utilizado</i>	73
2.7. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LOS MODELOS.....	74
2.7.1. <i>Criterios Generales de Modelación</i>	75
2.7.1.1. Materiales Utilizados.....	75
2.7.1.1.1. Acero.....	75
2.7.1.1.2. Hormigón.....	76
2.7.2. <i>Predimensionamiento de Losas</i>	77
2.7.2.1. Determinación de la carga muerta para la losa.....	79
2.7.3. <i>Predimensionamiento de Vigas</i>	81
2.7.3.1. Vigas Secundarias.....	81
2.7.3.2. Vigas Principales.....	83
2.7.3.3. Compacidad de Vigas.....	85
2.7.4. <i>Predimensionamiento de Columnas</i>	85
2.7.4.1. Compacidad de Columnas.....	87
2.7.5. <i>Condiciones de Apoyos de las Estructuras</i>	88
2.7.6. <i>Definición de Condiciones para Análisis de Carga Estática Equivalente</i>	88
2.7.7. <i>Definición de Condiciones para Análisis Modal Espectral</i>	89
2.7.7.1. Espectro de Respuesta de Acuerdo la Norma NEC 2015.....	89
2.7.7.2. Espectro de Diseño de Acuerdo la Norma NEC 2015.....	90
2.8. RESULTADOS.....	91
2.8.1. <i>Resumen de Secciones de Acero Escogidas para Modelos Propuestos</i>	91
2.8.2. <i>Ajuste de Resultados de Cortante Basal para Método de Fuerza Estática Equivalente y el Método de Espectro de Respuesta Modal</i>	93
2.8.3. <i>Verificación de Derivas de Piso de Acuerdo la Norma NEC 2015</i>	95
2.8.4. <i>Resultados de Análisis Estructural para Modelos Propuestos</i>	96
CAPÍTULO 3: MODELACIÓN DE EDIFICIOS CON SISTEMAS DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA.....	98
3.1. INTRODUCCIÓN.....	98
3.2. FILOSOFÍA DE DISEÑO.....	99

3.2.1. <i>Sistemas de Amortiguadores de Masa Sintonizada para Sistemas de un Grado de Libertad</i>	99
3.3. MODELO DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA (AMS)	103
3.3.1. <i>Apoyo Elastomérico con Acero de Refuerzo</i>	103
3.3.1.1. Condiciones de Diseño de Aisladores Elastoméricos	105
3.3.1.2. Requisitos de Diseño de Aisladores Elastoméricos	108
3.3.1.3. RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO	112
3.3.1.3.1. Rigidez	112
3.3.1.3.2. Amortiguamiento	112
3.4. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA	112
3.4.1. <i>Determinación de Parámetros Necesarios Para el Sistemas de Amortiguadores de Masa Sintonizada</i>	113
3.4.1.1. Masa	113
3.4.1.2. Rigidez	114
3.4.1.3. Amortiguamiento	114
3.4.2. <i>Diseño de Sistema de Amortiguadores de Masa Sintonizada</i>	115
3.4.2.1. Diseño de Aisladores Elastoméricos con Refuerzo de Acero	115
3.4.2.1.1. Condiciones de Servicio	115
3.4.2.1.2. Aisladores Elastoméricos	117
3.4.2.1.2.1. Rigidez Horizontal	117
3.4.2.1.2.2. Tensión de Compresión	117
3.4.2.1.2.3. Factor de Forma	118
3.4.2.1.2.4. Módulo de Corte	118
3.4.2.1.2.5. Altura total del Elastómero	119
3.4.2.1.2.6. Límite de Diseño para combinación de compresión y rotación	120
3.4.2.1.2.7. Límite de Diseño para condiciones de fatiga producida por la deformación ocurrida por la combinación de compresión y corte	120
3.4.2.1.2.8. Límite de Diseño para condiciones de fatiga producida por la deformación ocurrida por la combinación de traslación, compresión y rotación	121
3.4.2.1.2.9. Límite de Diseño para volcamiento	122
3.4.2.1.2.10. Límite de altura para Acero de refuerzo considerando compresión	122
3.4.2.1.2.11. Rigidez y Amortiguamiento de Aislador	123

3.4.2.2. Diseño de Bloque de Hormigón Armado	124
3.5. MODELACIÓN DE SISTEMAS DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA EN EL SOFTWARE ETABS 2015	125
CAPÍTULO 4: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	131
4.1. CONCLUSIONES	131
4.2. RECOMENDACIONES	132
BIBLIOGRAFÍA.....	133

ÍNDICE DE FIGURAS

ILUSTRACIÓN 1: PERFIL METÁLICO QUE CUMPLE VARIAS ESPECIFICACIONES ASTM.....	22
ILUSTRACIÓN 2: GRÁFICO COMPARATIVO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	26
ILUSTRACIÓN 3: MODELO TIPO DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA.....	31
ILUSTRACIÓN 4: VISTA TORRE JOHN HANCOCK	32
ILUSTRACIÓN 5: EDIFICIO CITIGROUP CENTER	33
ILUSTRACIÓN 6: TORRE NACIONAL DE CANADÁ	34
ILUSTRACIÓN 7: CHIBA PORT TOWER.....	35
ILUSTRACIÓN 8: AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA EN EL CHIBA PORT TOWER	36
ILUSTRACIÓN 9: AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA CON RESORTE Y AMORTIGUADOR	36
ILUSTRACIÓN 10: POSICIÓN DEFORMADA DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA	37
ILUSTRACIÓN 11: AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA DE LA TORRE HUIS TEN BOSCH, NAGAZAKI.....	38
ILUSTRACIÓN 12: AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA ACTIVO.....	39
ILUSTRACIÓN 13: AMORTIGUADOR DE MASA DE PÉNDULO SIMPLE SINTONIZADO.....	40
ILUSTRACIÓN 14: PÉNDULO COMPUESTO	41
ILUSTRACIÓN 15: AMORTIGUADOR DE PÉNDULO, CRYSTAL TOWER.....	43
ILUSTRACIÓN 16: CRYSTAL TOWER.....	44
ILUSTRACIÓN 17: GRÁFICO FUERZA SÍSMICA VS. DEFORMACIÓN.....	45
ILUSTRACIÓN 18: NIVELES DE DESEMPEÑO.....	46
ILUSTRACIÓN 19: NIVELES DE DESEMPEÑO EN FUNCIÓN AL TIPO DE ESTRUCTURA.....	47
ILUSTRACIÓN 20: MOVIMIENTO DE PLACAS TECTÓNICAS.....	48
ILUSTRACIÓN 21: ROTURA DE PLACA DE NAZCA Y PLACA SUDAMERICANA.....	49
ILUSTRACIÓN 22: FALLA “PALLATANGA – CHINGUAL”	50
ILUSTRACIÓN 23: MAPA DE PELIGRO SÍSMICO DE DISEÑO.....	51
ILUSTRACIÓN 24: MODELO DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO	53
ILUSTRACIÓN 25: EDIFICACIÓN CONFORMADA DE PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO.....	54
ILUSTRACIÓN 26: MODELO Y EDIFICACIÓN DE PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS .	55
ILUSTRACIÓN 27: PÓRTICO CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS SOMETIDO A CARGA SÍSMICA .	56
ILUSTRACIÓN 28: MODELO DE PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS	57
ILUSTRACIÓN 29: UBICACIÓN DE DIAGONALES EN PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTO EXCÉNTRICOS	57
ILUSTRACIÓN 30: PÓRTICO CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS SOMETIDO A CARGA SÍSMICA ...	58
ILUSTRACIÓN 31: PARTES DE ARRIOSTRAMIENTOS RESISTENTES AL PANDEO.....	59

ILUSTRACIÓN 32: PÓRTICOS CON PAREDES DE CORTANTE CON PLACA DE ACERO	59
ILUSTRACIÓN 33: TIPOS DE ACEROS ESTRUCTURALES.....	60
ILUSTRACIÓN 34: TIPOS DE PANDEO	61
ILUSTRACIÓN 35: RELACIONES ANCHO – ESPESOR (ELEMENTOS NO ATIESADOS).....	62
ILUSTRACIÓN 36: RELACIONES ANCHO – ESPESOR (ELEMENTOS ATIESADOS).....	63
ILUSTRACIÓN 37: EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN (P – DELTA)	64
ILUSTRACIÓN 38: FINALIDAD DEL CRITERIO COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL	65
ILUSTRACIÓN 39: CONEXIONES VIGA – COLUMNA.....	67
ILUSTRACIÓN 40: DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE BASAL EN ALTURA.....	69
ILUSTRACIÓN 41: MODOS DE VIBRACIÓN DE UNA ESTRUCTURA	70
ILUSTRACIÓN 42: ESPECTRO DE ACELERACIONES	71
ILUSTRACIÓN 43: ACELEROGRAMA DEL SISMO DE PEDERNALES REGISTRADO EN MANTA	73
ILUSTRACIÓN 44: VALORES DE FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN NORMA NEC 2015	73
ILUSTRACIÓN 45: VALORES DE FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN NORMA ASCE 7-10	74
ILUSTRACIÓN 46: PLANTA TIPO DE MODELOS PROPUESTOS	75
ILUSTRACIÓN 47: DEFINICIÓN DE MATERIAL “ACERO”	76
ILUSTRACIÓN 48: DEFINICIÓN DE MATERIAL “HORMIGÓN”.....	77
ILUSTRACIÓN 49: ELEMENTOS QUE COMPOEN LOSA ALIVIANADA CON DECK METÁLICO.....	78
ILUSTRACIÓN 50: CARACTERÍSTICAS DECK METÁLICO	78
ILUSTRACIÓN 51: CAPACIDADES DE CARGA DECK METÁLICO.....	79
ILUSTRACIÓN 52: MODELACIÓN DE DECK METÁLICO.....	80
ILUSTRACIÓN 53: DEFINICIÓN DE PARÁMETROS DE DECK METÁLICO.....	80
ILUSTRACIÓN 54: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE VIGA SECUNDARIA.....	82
ILUSTRACIÓN 55: TIPOS CONEXIONES VIGA PRINCIPAL – VIGA SECUNDARIA	83
ILUSTRACIÓN 56: ANÁLISIS ESTRUCTURAL VIGA PRINCIPAL (EXTREMOS EMPOTRADOS).....	84
ILUSTRACIÓN 57: ANÁLISIS ESTRUCTURAL VIGA PRINCIPAL (SIMPLEMENTE APOYADA)	84
ILUSTRACIÓN 58: PERFIL TIPO CAJÓN	87
ILUSTRACIÓN 59: PERFIL TIPO CAJÓN CON ATIESADORES	87
ILUSTRACIÓN 60: CONDICIONES DE APOYO PARA MODELOS	88
ILUSTRACIÓN 61: ESPECTRO DE DISEÑO TIPO.....	89
ILUSTRACIÓN 62: ESPECTRO DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE QUITO.....	90

ILUSTRACIÓN 63: ESPECTRO DE DISEÑO INELÁSTICO PARA LA CIUDAD DE QUITO	91
ILUSTRACIÓN 64: PERFIL TIPO “I” UTILIZADO EN LOS MODELOS	92
ILUSTRACIÓN 65: PERFIL TIPO “CAJÓN” UTILIZADO EN LOS MODELOS	92
ILUSTRACIÓN 66: PARÁMETROS ÓPTIMOS DE FRECUENCIA PARA AMS	102
ILUSTRACIÓN 67: PARÁMETROS ÓPTIMOS DE AMORTIGUAMIENTO PARA AMS	102
ILUSTRACIÓN 68: MODELO TIPO DEL SISTEMA AMS	103
ILUSTRACIÓN 69: APOYO ELASTOMÉRICO.....	104
ILUSTRACIÓN 70: APOYO ELASTOMÉRICO SOMETIDO A DIFERENTES SOLICITACIONES	104
ILUSTRACIÓN 71: CONDICIONES PARA APOYOS ELASTOMÉRICOS.....	106
ILUSTRACIÓN 72: DIAGRAMA DE ROTACIÓN DE DISEÑO ($\theta \leq 0.005 \text{ rad}$).....	107
ILUSTRACIÓN 73: DIAGRAMA DE ROTACIÓN DE DISEÑO ($\theta \leq 0.015 \text{ rad}$).....	107
ILUSTRACIÓN 74: DIAGRAMA DE ROTACIÓN DE DISEÑO ($\theta \geq 0.015 \text{ rad}$).....	108
ILUSTRACIÓN 75: DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIO DE 15 PISOS	126
ILUSTRACIÓN 76: VELOCIDADES EN EDIFICIO DE 15 PISOS.....	126
ILUSTRACIÓN 77: ACELERACIONES EN EDIFICIO DE 15 PISOS.....	127
ILUSTRACIÓN 78: DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIO DE 30 PISOS	127
ILUSTRACIÓN 79:VELOCIDADES EN EDIFICIO DE 30 PISOS	128
ILUSTRACIÓN 80: ACELERACIONES EN EDIFICIO DE 30 PISOS.....	128
ILUSTRACIÓN 81: DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIO DE 50 PISOS	129
ILUSTRACIÓN 82: DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIO DE 50 PISOS	129
ILUSTRACIÓN 83: DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIO DE 50 PISOS	130

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1: CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE ACEROS ESTRUCTURALES	21
TABLA 2: CARACTERÍSTICAS ACEROS DISPONIBLES EN EL PAÍS	22
TABLA 3: EDIFICACIONES CON AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA.....	30
TABLA 4: ZONAS Y VALORES DE FACTOR “Z”	51
TABLA 5: SECCIONES SELECCIONADAS PARA MODELAMIENTOS DE EDIFICIOS PROPUESTOS	93
TABLA 6: LÍMITES PARA DERIVAS DE PISO INELÁSTICAS	96
TABLA 7: DERIVAS DE PISO ELÁSTICAS E INELÁSTICAS PARA MODELOS PROPUESTOS	96
TABLA 8: RESULTADOS EDIFICIO DE 15 PISOS.....	97
TABLA 9: RESULTADOS EDIFICIO DE 20 PISOS.....	97
TABLA 10: RESULTADOS EDIFICIO 30 PISOS	98
TABLA 11: RESULTADOS EDIFICIO 40 PISOS	98
TABLA 12: RESULTADOS EDIFICIO 50 PISOS	98
TABLA 13: RAZÓN DE MASA, FRECUENCIA Y FRACCIÓN DE AMORTIGUAMIENTO	101
TABLA 14: CÁLCULO DE VALOR DE MASA PARA SISTEMA AMS	113
TABLA 15: RIGIDEZ DE SISTEMA AMS	114
TABLA 16: AMORTIGUAMIENTO DE SISTEMA AMS.....	115
TABLA 17: RESUMEN DE DATOS PARA TODOS LOS MODELOS PROPUESTOS.....	116
TABLA 18: RIGIDEZ DE AISLADORES	117
TABLA 19: TENSIÓN DE COMPRESIÓN DE AISLADORES	118
TABLA 20: FACTOR DE FORMA DE AISLADORES.....	118
TABLA 21: MÓDULO DE CORTE DE AISLADORES.....	119
TABLA 22: LÍMITE DE ALTURA DE AISLADORES.....	120
TABLA 23: LÍMITE DE DISEÑO PARA COMBINACIÓN DE COMPRESIÓN Y TENSIÓN	120
TABLA 24: LÍMITE DE DISEÑO PARA CONDICIONES DE FATIGA PRODUCIDA POR LA DEFORMACIÓN OCURRIDA POR LA COMBINACIÓN DE COMPRESIÓN Y CORTE.....	121
TABLA 25: LÍMITE DE DISEÑO PARA CONDICIONES DE FATIGA PRODUCIDA POR LA DEFORMACIÓN OCURRIDA POR LA COMBINACIÓN DE TRASLACIÓN, COMPRESIÓN Y ROTACIÓN	122
TABLA 26: LÍMITE DE DISEÑO PARA VOLCAMIENTO	122
TABLA 27: LÍMITE DE ALTURA PARA EL ACERO DE REFUERZO CONSIDERANDO COMPRESIÓN.....	123
TABLA 28: RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS PARA AISLADORES ELASTOMÉRICOS	124
TABLA 29: RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS	124
TABLA 30: CARACTERÍSTICAS DE BLOQUE DE HORMIGÓN ARMADO	125

TABLA 31: COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE EDIFICACIONES SIN AMS Y CON AMS..... 130

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

Es bien aceptado que los terremotos continuarán ocurriendo, y causarán daño estructural, económico y social significativo si no estamos preparados. La evaluación de los riesgos sísmicos y la mejora de las estrategias de ingeniería para mitigar los daños son, pues, las únicas opciones viables para crear ciudades y comunidades más resistentes. Los geólogos, sismólogos e ingenieros continúan sus esfuerzos para mejorar los mapas de zonificación, crear bases de datos fiables de los procesos del terremoto y sus efectos, aumentar la comprensión de las características del sitio, y desarrollar diseños resistentes a los terremotos. En cuanto al ingeniero, el objetivo final es diseñar estructuras que se comporten de una manera predecible y aceptable para maximizar la seguridad de la vida y minimizar el daño.

Hoy en día, se tiene interrogantes acerca de cómo nuestro entorno responderá a una amplia gama de movimientos sísmicos. Los retos son, por tanto, el desarrollo de nuevas técnicas y mejorar las prácticas existentes, de modo que el rendimiento de estas estructuras sea el adecuado. En este caso, aceptable significa mínimo o ningún daño para los diseños estructuras sin perder la seguridad de vida.

Como un campo multidisciplinario de la ingeniería, el diseño de estructuras resistentes a sismos está en un umbral a partir del cual son posibles muchas novedades interesantes en los próximos años. Las nuevas técnicas y nuevos materiales que no se utilizan tradicionalmente en estructuras de ingeniería civil ofrecen una promesa significativa en la reducción del riesgo sísmico.

Notables mejoras también se han hecho en la comprensión dinámica no lineal de los sismos y la respuesta de las estructuras. Estas mejoras incluyen la mejora de la configuración estructural, determinando de manera más óptima el tamaño y la forma de varios elementos, el aumento de la comprensión de los materiales de construcción y mejora de los métodos de fabricación.

Estas 'modernas' técnicas de diseño se desarrollaron principalmente durante las últimas cinco décadas, sobre todo en los países desarrollados con regiones sísmicas activas, tales como Estados Unidos, Japón y Nueva Zelanda.

Es evidente que el problema de las cargas y de las estructuras que interactúan como grupo, requiere un enfoque multidisciplinario. Por lo tanto, el diseño moderno resistente a los sismos implica especialistas a partir de una variedad de otras disciplinas, incluyendo geólogos, sismólogos, ingenieros estructurales, ingenieros geotécnicos, ingenieros mecánicos y científicos de materiales, así como los demás. Como resultado, se han propuesto muchos nuevos dispositivos, técnicas y estrategias para reducir la demanda sísmica y/o mejorar la resistencia, ductilidad o capacidad de disipación de energía de una estructura dada.

1.2. JUSTIFICACIÓN

El avance en el área de la construcción en la ciudad de Quito, así como el traslado del Aeropuerto Internacional Mariscal Sucre al sector de Tababela, surge, para los diseñadores, la intención de aumentar el límite de altura para las edificaciones. Conociendo que la ciudad de Quito se encuentra ubicada en una zona de alto riesgo sísmico (Zona Sísmica “V” según la norma NEC_SE_DS publicada en el año 2015), el ingeniero civil se debe encargar de garantizar que las estructuras cumplan con las estipulaciones indicadas en normas, ya sean nacionales o internacionales, para casos de disipación de energía.

En los últimos años la ingeniería estructural ha desarrollado sistemas que actúan como protección para las edificaciones frente a sismos destructivos de alta magnitud, eventos naturales que causan la mayor cantidad de pérdidas económicas y de vidas humanas en el mundo.

Debido a los antecedentes descritos anteriormente surge el reto para la ingeniería ecuatoriana, de iniciar estudios e implementar estos sistemas, como son: los Masas Sintonizadas, que introducen masas adicionales situadas de manera adecuada en la parte alta de los edificios, cuyo movimiento absorbe parte de la energía cinética introducida debido al sismo.

En el presente trabajo se plantea realizar un estudio que permita determinar la aplicabilidad y la eficiencia de estructuras con sistemas de masas sintonizadas para que funcionen como tecnologías que garanticen seguridad y serviciabilidad, que son los objetivos principales de una estructura.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. Objetivo General

Realizar un estudio comparativo entre edificios de 15, 20, 30, 40 y 50 pisos de altura con amortiguadores de Masa Sintonizada, ubicados en la ciudad de Quito, para determinar la eficiencia, aplicabilidad y respuesta dinámica de estos sistemas de protección de estructuras frente a eventos sísmicos basados en acelerogramas reales y espectros de respuesta.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Elaborar un marco teórico de sistemas de amortiguamiento de Masa Sintonizada.
- Realizar y analizar los resultados de los 5 edificios de acero propuestos de 15, 20, 30, 40 y 50 de acuerdo a lo estipulado en las normas de diseño NEC 2015, ASCE 7-10, AISC 360-10 y AISC 341-10.
- Diseñar la masa que se utiliza como amortiguador para cada sistema estructural propuesto en ubicación y magnitud.
- Calibrar los modelos estructurales de tal forma que los resultados obtenidos sean considerados como aceptables para cada caso de análisis.

1.4. MARCO TEÓRICO

1.4.1. Acero Estructural

El acero está compuesto por hierro puro + metaloides, que pueden ser: Carbono, Azufre, Fósforo, Silicio; + metales variables, que son: Manganeso, Cromo, Níquel, etc.; éstos últimos son los que le dan sus grandes propiedades. La cantidad de carbono debe ser superior al 0.03 %, pero menor de 2 %.

Es uno de los materiales más utilizados en la construcción de estructuras, tales como edificios, puentes y muelles. Se produce en una amplia gama de formas y grados, lo que permite una gran flexibilidad. Es relativamente barato de fabricar y es el material más fuerte y versátil disponible para la industria de la construcción.

Desde el año 1890 el acero ha sido el principal metal estructural usado en Estados Unidos. A finales de ese año se finalizó la construcción del primer edificio totalmente de acero. Este edificio fue el llamado “Rand-McNally” construido en la ciudad de Chicago, en el estado de Illinois. Actualmente ese edificio ya no existe.

1.4.2. Propiedades Mecánicas Fundamentales del Acero

1.4.2.1. Elasticidad

Es la propiedad que tienen los materiales de recuperar su tamaño y forma después de haber sido sometido a deformaciones. Los materiales que cumplen esta característica se ajustan a la ley de Hooke después de ser sometidos a esfuerzos grandes.

1.4.2.2. Alta Resistencia

La alta resistencia por unidad de peso del acero quiere decir que será bajo el peso de las estructuras, esto es de gran importancia en puentes de grandes claros y en edificaciones de grandes alturas.

1.4.2.3. Durabilidad

Si el mantenimiento que se dé a las estructuras de acero es el adecuado, su uso y su durabilidad en el tiempo será el adecuado.

1.4.2.4. Ductilidad

Propiedad que tienen los materiales de soportar grandes deformaciones antes de la falla, bajo la acción de grandes esfuerzos. Esta propiedad del acero le permite fluir, evitando que existan fallas anticipadas.

1.4.2.5. Uniformidad

Las propiedades que posee el acero no cambian drásticamente con el tiempo, como si sucede en el caso de las estructuras de hormigón armado.

1.4.2.6. Tenacidad

Es la propiedad que tiene los materiales de absorber grandes cantidades de energía. Los aceros estructurales son materiales tenaces, esto quiere decir, que poseen ductilidad y resistencia.

1.4.3. Ventajas del Acero como Material Estructural

Gracias a las propiedades mecánicas que posee este material, se puede señalar las siguientes ventajas que tienen las estructuras construidas con acero:

- Gran facilidad de unir diversos elementos por medio de varios tipos de conectores o uniones, que pueden ser: pernos, soldaduras calificadas, tornillos.
- Posibilidad de prefabricar los elementos componentes de una estructura, reduciendo de forma significativa el tiempo de construcción.
- Rapidez de instalación y montaje.
- Gran capacidad de ser laminado en gran cantidad de formas y tamaños.
- Posibilidad de rehusar los elementos de acero después de desmontar una estructura.
- La utilización de elementos de acero facilita la ampliación de estructuras existentes.

1.4.4. Desventajas del Acero como Material Estructural

Este material posee ciertas desventajas que deben ser consideradas al momento de su diseño y de su utilización en la construcción:

- Costo de mantenimiento: La mayor parte de los aceros son susceptibles a sufrir corrosión al estar expuestos al aire o al agua, por lo que deben ser protegidos con pinturas o esmaltes de una manera periódica.
- Costo de protección contra el fuego: A pesar de que el acero no es un material combustible, su resistencia baja significativamente cuando se encuentra expuesto a altas temperaturas.

- Susceptibilidad al pandeo: El acero tiene alta resistencia, pero al momento de utilizarse para conformar columnas, es muy susceptible a sufrir pandeo, por lo que no se considera muy económico ya que es necesario utilizar gran cantidad de material para poder rigidizar estos elementos.
- Oxidación: Los aceros tienen altas probabilidades de oxidarse si se exponen al aire y al agua de manera simultánea.

1.4.5. Clasificación del Acero Estructural

La clasificación del acero puede ser determinada en función de las propiedades que posee, las más conocidas son la clasificación del acero: por su composición química y por sus propiedades. La norma ASTM clasifica a los aceros estructurales de la siguiente manera:

1.4.5.1. Aceros Estructurales al Carbono.

Formado de principalmente de hierro y carbono. Acero estructural más utilizado en la fabricación de estructuras metálicas, tiene una buena soldabilidad, apropiado para la fabricación de vigas soldadas, estructuras remachadas, y atornilladas. Este tipo de acero se puede clasificar en:

- Acero de bajo carbono: Hasta 0.3% de Carbono.
- Acero de medio carbono: De 0.3% a 0.7% de Carbono.
- Acero de alto carbono: De 0.7% a 1.4% de Carbono.

1.4.5.2. Aceros Estructurales de Alta Resistencia y Baja Aleación.

Además de contener carbono y manganeso, la resistencia de este tipo de acero se debe a que se usan como elementos de aleación como el cromo, vanadio, cromo, silicio, cobre, níquel y otros.

1.4.5.3. Aceros Estructurales de Alta Resistencia, Baja Aleación y Resistencia a la corrosión.

Aceros con porcentajes de cobre que le dan una mayor resistencia a la corrosión. Muy comúnmente utilizados para miembros ubicados en el exterior a los cuales es difícil dar un tratamiento preventivo para la corrosión.

Tipo de Acero	Designación de la ASTM	Esfuerzo de Fluencia F_y (kg/cm²)	Esfuerzo de Tensión F_u (kg/cm²)	Formas
Al carbono	A36	2534	4083 a 5631	Perfiles I, canales y ángulos
Al carbono	A529	2956 a 3519	4223 a 7039	Perfiles I, canales, ángulos y barras de 64 mm de grosor
Baja aleación Alta Resistencia	A572	2956 a 4575	4223 a 5631	Perfiles I con espesor de placa de 100 mm
Baja aleación Alta Resistencia	A992	3519	4575	Perfiles I, y barras de hasta 100 mm
Baja aleación Alta Resistencia Resistente a la corrosión	A588	2956 a 3519	4435 a 4927	Perfiles I, canales, ángulos y barras de 100 mm
Baja aleación Alta Resistencia Resistente a la corrosión	A242	2956 a 3519	4435 a 4927	Perfiles I y barras de hasta 130 mm

TABLA 1: CLASIFICACIÓN DE LOS TIPOS DE ACEROS ESTRUCTURALES

1.4.6. Disponibilidad del Acero Estructural en el Ecuador para Construcciones Civiles

En nuestro país existen básicamente 3 tipos de aceros estructurales utilizado en el campo de la construcción. Estos aceros son utilizados para la construcción de todo tipo de infraestructura, como torres, puentes, etc. Adicionalmente, existe una cantidad limitada de

perfiles tubulares de sección redonda o cuadrada disponibles en el mercado, hechos con acero ASTM A500 Gr. B.

Tipo de Acero	F_y (MPA)	F_u (MPA)
ASTM A36	250	400 – 550
ASTM A588	345	450
ASTM A572 Gr. 50	345	450

TABLA 2: CARACTERÍSTICAS ACEROS DISPONIBLES EN EL PAÍS



ILUSTRACIÓN 1: PERFIL METÁLICO QUE CUMPLE VARIAS ESPECIFICACIONES ASTM

Fuente: Guía para Estructuras de Acero Norma NEC

1.4.7. Comparación entre el acero ASTM A572 Gr. 50 y ASTM A992

Uno de los eventos que dio un punto de inicio para realizar cambios en la filosofía de diseño sismorresistente de estructuras de acero fue el sismo ocurrido el 7 de enero de 1994 en

Northridge, California. El sismo ayudó, de cierta forma, a encontrar fallas en los métodos de diseño, en los materiales utilizados, en el control de calidad, llegando a la conclusión que la metodología utilizada en la construcción de edificios de acero no era la adecuada, esto por la presencia de graves fallas en grandes construcciones.

Gracias a este sismo, uno de los logros más importantes que se ha alcanzado tuvo con ver con el desarrollo de un nuevo tipo de acero, el ASTM A992. Este tipo de acero, además de poseer las altas propiedades mecánicas que tiene los aceros grado 50, tiene también una relación máxima $F_y/F_u = 0.85$ y posee una mayor capacidad de soldabilidad que los aceros típicos.

Para lograr el comportamiento dúctil esperado en una estructura de acero, se debe considerar que la resistencia de los materiales ha utilizarse para los elementos estructurales no esté lejos de los valores nominales utilizados en el diseño. En caso de que F_y y F_u reales sean mayores a los valores utilizados en el diseño, las vigas de la estructura no se comportará de la manera dúctil que se espera, provocando que la falla se produzca en algún otro elemento, como la conexión o la columna, siendo esto algo indeseable. Con un material como el acero ASTM A992 en el cual es necesario que $F_y/F_u \leq 0.85$, ayuda a tener un control para que la falla no se produzcan en elementos importantes de la estructura.

El acero ASTM A572 Grado 50 tiene propiedades similares al acero antes mencionado ($F_y = 345 \text{ MPa}$; $F_u = 450 \text{ MPa}$), la diferencia es que estos valores son mínimos y en la realidad pueden ser mayores, lo cual puede provocar los problemas descritos anteriormente. En el país, el acero ASTM A992 se usa únicamente para la fabricación de perfiles laminados en caliente, y al no estar disponible en planchas, es un factor que impide su implementación en el sector de la construcción del Ecuador.

De esta manera, la industria del país se ha visto forzada a trabajar con aceros como el ASTM A572 Grado 50, a pesar de los problemas estructurales que pueden suceder a futuro por la utilización de este tipo de acero.

Se busca con el diseño y el detallamiento de los elementos, llegar a la ductilidad esperada en un evento sísmico, utilizando aceros como el ASTM A572.

1.4.8. Edificios de Acero

En realidad, los edificios de estructura metálica son un sistema de construcción completo y la estructura en sí es sólo un sub sistema, construido en perfiles metálicos para diferente trabajo, que hacen parte del sistema, diseñado para resistir cargas permanentes y temporales en los edificios que se planean en los diseños.

El moderno edificio de acero se conforma de muchos elementos individuales que han evolucionado con el pasar del tiempo.

Los edificios de acero han sido aceptados, en parte debido a las grandes propiedades y ventajas que posee, además porque se pueden desarrollar estructuras de mayor altura que con el hormigón, situación considerada en las grandes ciudades del planeta donde los terrenos para la construcción son escasos y de pequeño tamaño.

1.4.9. Fuerzas laterales en Edificios

Al momento de realizar un diseño, siempre deben ser consideradas las fuerzas laterales que pueden llegar a la estructura en algún momento de su vida útil. Por tal razón deben tomarse en cuenta las fuerzas cortantes horizontales que llegarían a cada nivel de la estructura, con la finalidad de saber que elemento se debe utilizar para un aumento de rigidez para ese caso, como pueden ser: conexiones rígidas, riostras, muros estructurales, etc. La finalidad de estos elementos será disipar la energía que llegue a la estructura por razón de las fuerzas laterales. Además de estar protegido del colapso, la estructura debe tener la suficiente rigidez para evitar deformaciones excesivas, buscando cumplir con los niveles de serviciabilidad que están descritos en las Normas de diseño.

En nuestro país las cargas laterales que se consideran para los análisis y diseños, son las cargas producidas por sismos. Cabe recalcar que las cargas de vientos producidas aquí en el Ecuador no son muy significativas, comparadas con las de sismo, por lo que no son consideradas en el diseño.

Al momento del analizar el colapso de un edificio, se puede entender que las pérdidas, tanto económicas como humanas, no son producidas por el sismo mismo, sino son producidas por un diseño y/o construcción deficiente.

Por las respuestas que se obtienen de un sismo, se puede llegar a pensar que la solución para reducir estos efectos es aumentar las dimensiones de los elementos utilizados en la estructura, es una solución, pero es poco viable, ya que los costos de los elementos se elevarían significativamente.

1.4.10. Comportamiento y Afectaciones producidas por un evento Sísmico Severo en Estructuras de Acero.

Anteriormente se especificó que no es viable la construcción de estructuras que se comporten en el rango elástico. Por lo tanto, se busca un diseño con el cual la estructura se comporte de manera dúctil, es decir, absorber la energía producida por el sismo por parte de algunos elementos que han llegado a plastificarse. En estructuras metálicas, se busca disipar la energía por medio de la capacidad que tiene la estructura de disiparla por histéresis, adaptando deformaciones relativamente largas. Esta característica se logra con diseño y detallamiento de la estructura para que esta ductilidad se logre en ciertos elementos que fueron metalizados para que lleguen al estado de plastificación.

El comportamiento que tendría un edificio de acero conformado por pórticos resistentes a momento a la acción de una carga lateral sísmica se ilustra en el siguiente gráfico “Fuerza vs. Deformación Lateral”

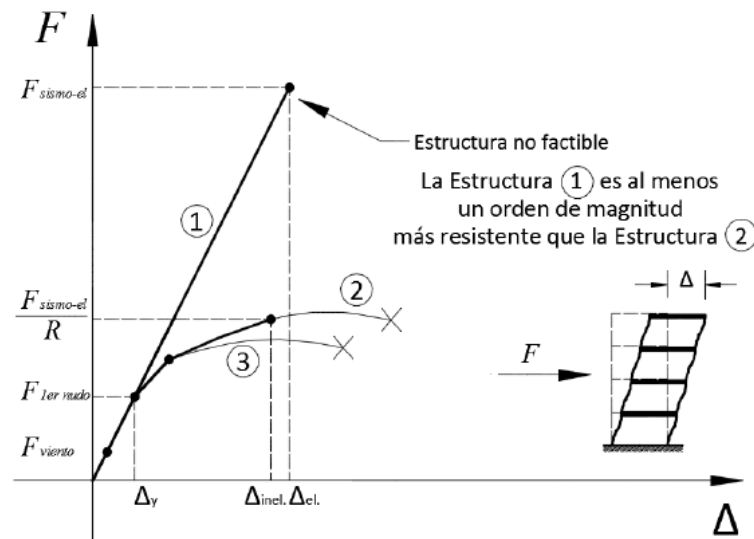


ILUSTRACIÓN 2: GRÁFICO COMPARATIVO DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

Fuente: Guía para Estructuras de Acero Norma NEC

La figura muestra 3 tipos de estructuras.

- La estructura 1 ha sido diseñada de tal forma que soporta en su totalidad la carga de sismo $F_{sismo-e1}$ y se comporta de manera elástica hasta la finalización del evento sísmico. Es una estructura mucho más resistente que las otras dos. A pesar de que soporta completamente la carga de sismo, es una estructura inviable en el tema funcional y económico. No funcional, porque existe una falla frágil, sin presencia de ductilidad. No económico, porque es necesario elementos más robustos que finalmente aumentan el costo total de la estructura.
- La estructura 2 ha sido concebida para comportarse de manera dúctil durante este tipo de eventos. Cuando la fuerza lateral de sismo es igual a $F_{1er nudo}$, empieza a crearse la primera rótula plástica en algún punto del sistema, esperando que esta primera rótula se haya formado en una viga. Se puede notar que la estructura puede seguir soportando cargas mayores a $F_{1er nudo}$, con lo que se forma mayor cantidad de rótulas plásticas hasta llegar a un punto en el que se comporta como una

estructura articulada. En este instante la estructura pierde estabilidad y llega al colapso. Este tipo de estructuras se diseñan para soportar una carga lateral igual a $\frac{F_{sismo-e1}}{R}$, donde R es un factor que depende de la ductilidad que se piensa dar a la estructura. El concepto de diseño para usar esta carga es que la mayor parte de la energía ha sido disipada en las deformaciones plásticas que han sufrido los elementos. A pesar de que la estructura sufrirá daños importantes, se mantendrá en pie hasta el final del evento sísmico, cumpliendo con una premisa del diseño sismorresistente, que es, velar por la seguridad de los ocupantes de la estructura.

- La estructura 3 posee ductilidad, pero no cumple con el desempeño sismorresistente esperado. La ductilidad del sistema no es suficiente para soportar la carga de diseño $\frac{F_{sismo-e1}}{R}$, como es esperado se forman rótulas plásticas al inicio, pero pierde gran parte de su ductilidad, debido porque puede haber fallado algunos de los elementos encargados de dar esa ductilidad a la estructura, como por ejemplo las conexiones. Por lo tanto, esta estructura no es aceptable para un diseño sismorresistente.

Cabe recalcar que en ninguno de estos sistemas ha sido considerada la carga lateral de viento como parte de las cargas de diseño, por ser de menor intensidad comparada con las cargas laterales sísmicas.

Con este análisis se puede observar que la estructura con mejor comportamiento sísmico es la estructura 2.

1.4.11. Sistemas de Amortiguadores de Masa Sintonizada (AMS)

Un amortiguador de masa (TMD por su nombre en inglés) es un dispositivo que consiste en una masa, un resorte y un amortiguador que está unido a una estructura a fin de reducir la respuesta dinámica de la estructura. La frecuencia del amortiguador se ajusta a una frecuencia estructural particular de manera que cuando la frecuencia es alcanzada, el amortiguador resonará fuera de fase con el movimiento estructural. La energía se disipa por la fuerza de inercia del amortiguador que actúa sobre la estructura. El concepto TMD se aplicó

por primera vez por Frahm en 1909 para reducir el movimiento de balanceo de los buques, así como las vibraciones del casco barco. La teoría inicial era aplicable a un sistema de SDOF (un grado de libertad) no amortiguado sometido a una excitación de fuerza sinusoidal.

1.4.12. Principio del Amortiguador de Masa Sintonizada

Los sistemas de Masa sintonizada son una práctica estratégicamente bien aceptada en el área de control estructural para estructuras flexibles, y en particular para los edificios altos. Se compone de una masa añadida con el resorte correctamente sintonizado y elementos de amortiguación, proporcionando una histéresis dependiente de la frecuencia que aumenta la amortiguación en la estructura primaria. El mecanismo de supresión de vibraciones estructurales TMD unido a la estructura es para transferir la energía de vibración de la estructura a la TMD y para disipar la energía en el amortiguador de TMD. En otras palabras, la frecuencia del amortiguador se ajusta a una frecuencia estructural particular de modo que cuando es excitada a esa frecuencia, el TMD resonará fuera de fase con el movimiento estructural. No siempre es necesario para disipar una gran cantidad de energía. En cambio, el TMD puede reducir la cantidad de energía que entra en el sistema, cambiando la fase de la vibración. La adición de un TMD, de hecho, transforma el primer modo, de ligeramente amortiguada de la estructura sin control en dos modos acoplados y altamente amortiguadas del sistema modal de 2-DOF.

En comparación con dispositivos de control que están conectados a elementos estructurales o en las articulaciones, el TMD implica una masa y desplazamientos relativamente grandes. El método utilizado para soportar la masa y proporcionar un control de frecuencia preciso es una cuestión importante en el diseño de un TMD. Por lo tanto, el rendimiento final del sistema TMD está limitado por el tamaño de la masa adicional, donde es típicamente entre 0,25 a 1,0% del peso de la construcción en el modo fundamental.

En algunos casos, las restricciones de espacio no permitirán las configuraciones tradicionales de un TMD. Esta limitación ha conducido a la instalación de configuraciones alternativas, incluyendo péndulos de etapas múltiples, péndulos invertidos, y sistemas con tablas guiadas mecánicamente de deslizamiento, cojinetes hidrostáticos, y los cojinetes de

caucho laminado. Los muelles helicoidales o muelles neumáticos de rigidez variable suelen proporcionar la rigidez suficiente para la puesta a punto de la mayoría de los tipos de TMD.

Las características de diseño del TMD que se deben hallar para lograr la eficiencia requerida del amortiguador, son

- La relación de frecuencia (frecuencia del amortiguador/frecuencia de la estructura principal).
- La relación de amortiguamiento.
- La relación de masa (masa TMD/masa de la estructura principal).

Algunos criterios para optimización de las características antes mencionadas son:

- Desplazamiento mínimo de la estructura principal, considerada como seguridad estructural.
- Máxima rigidez dinámica de la estructura principal.
- Trayectoria mínima de la masa amortiguada respecto a la estructura principal.
- Aceleración mínima de la estructura principal, lo que es el confort y la funcionalidad.¹

1.4.13. Estructuras con Amortiguadores de Masa Sintonizada

Sistemas de TMD han sido instalados en edificios, puentes, torres y chimeneas de humo de altura para el control de la respuesta frente a las cargas inducidas por el viento principalmente. En términos de configuración de TMD también existe una gran variedad. La siguiente tabla muestra algunas de las estructuras alrededor del mundo que poseen amortiguadores de masa sintonizada: (Ambrosini, Cuitiño, & Rebeco, 2004)

Nombre y Tipo de Estructura	Ciudad / País	Tipo y número de amortiguadores	Fecha de Instalación	Frecuencia Natural / Masa efectiva de amortiguador
Antena de TV CN Tower (553m)	Toronto, Canadá	Amortiguador de masa sintonizada	1973	–
Edificio John	Boston, USA	Amortiguador de	1977	0.14 Hz / 2 x 300t

¹ Daniel Ambrosini. “Eficiencia de Amortiguadores de Masa Sintonizados en Estructuras Sismorresistentes”. Mecánica Computacional, Volumen XXIII, (noviembre), San Carlos de Bariloche, 2004: página 450

Hancock (244m)		masa sintonizada		
City Corp Center (Edificio de gran altura; 278m)	Nueva York, USA	Amortiguador de masa sintonizada	1978	0.16 Hz / 370t
Torre Sydney (305m)	Sydney, Australia	Amortiguador de masa sintonizada (Tipo péndulo)	1980-1981	0.1 – 0.5 Hz / 20t
Al Khobar (chimenea, 120m)	Arabia Saudita	Amortiguador de masa sintonizada	1982	0.44 Hz / 7t
Torre Higashiyama Sky (134m)	Nagoya, Japón	Amortiguador de masa sintonizada	1989	0.49-0.55 Hz / 20t
Torre de Cristal (157m)	Osaka, Japón	2 Amortiguadores de masa sintonizada	1990	0.24-0.28 Hz / 180,360t
Estación de Poder Siemens (70m)	Killingholme, UK	Amortiguador de masa sintonizada	1993	0.88 Hz / 7t
Torre Akita (112m)	Akita, Japón	Amortiguador de masa sintonizada	1994	0.41 Hz

TABLA 3: EDIFICACIONES CON AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

1.4.14. Tipos de Amortiguadores de Masa Sintonizada

1.4.14.1. Amortiguadores de Masa Sintonizada de Traslación

La siguiente figura ilustra la configuración típica de un amortiguador de masa de traslación unidireccional sintonizado. La masa descansa sobre cojinetes que funcionan como rodillos y permiten a la masa trasladarse lateralmente con respecto al suelo. Resortes y amortiguadores se insertan entre la masa y los elementos de soporte verticales adyacentes, que transmiten la fuerza lateral "fuera de fase" al nivel del suelo y a continuación, en el marco estructural.

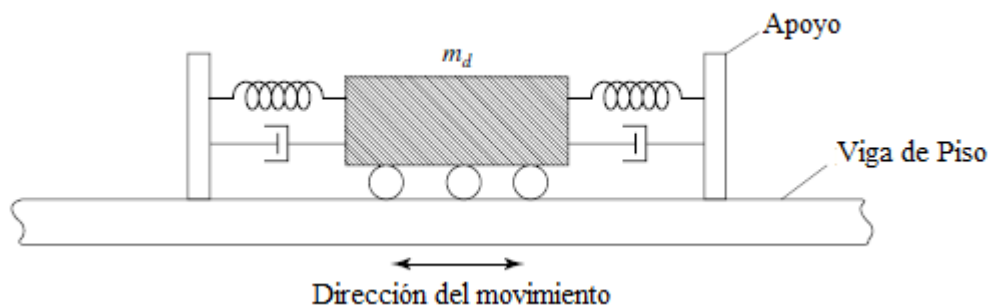


ILUSTRACIÓN 3: MODELO TIPO DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA

Fuente: "Introduction to Structural Motion Control", Jerome Connor

Algunos ejemplos de las primeras versiones de este tipo de amortiguador se describen a continuación.

- **John Hancock Tower**

Dos amortiguadores se añadieron al edificio de 60 pisos "John Hancock" en Boston para reducir la respuesta a la carga de ráfaga de viento. Los amortiguadores se colocan en extremos opuestos del piso 58, a 67 m de distancia, y se mueven para contrarrestar el balanceo, así como la torsión que se produce debido a la forma del edificio.

Cada amortiguador pesa 2700 kN y consiste de una caja de acero relleno de plomo de 5.2 m de lado y 1 m de profundidad que se apoya en una placa de acero de 9 m de longitud.

El peso lleno de plomo, lateralmente sujetos por muelles rígidos anclados a las columnas interiores del edificio y controlados por cilindros servo-hidráulicos, se desliza hacia atrás y hacia delante en un cojinete hidrostático que consiste en una capa fina de aceite forzado a través de agujeros en la placa de acero. Siempre que la aceleración horizontal es superior a 0,003 g para dos ciclos consecutivos, el sistema se activa automáticamente.

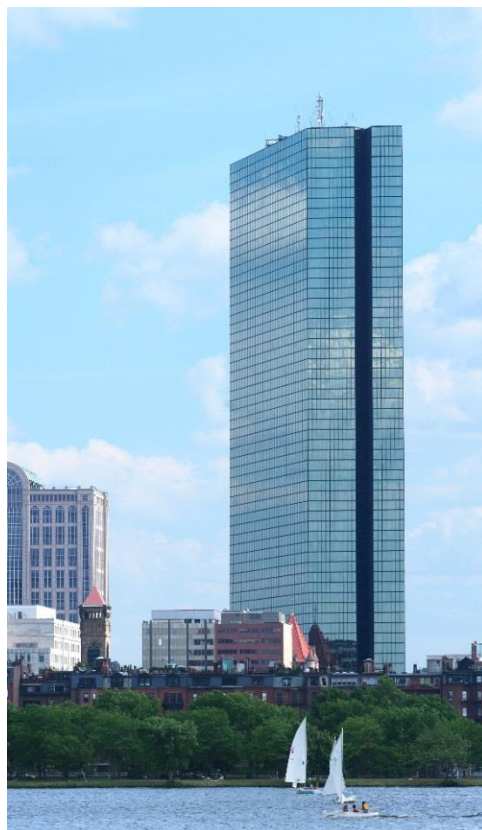


ILUSTRACIÓN 4: VISTA TORRE JOHN HANCOCK

Fuente: https://es.wikipedia.org/wiki/John_Hancock_Tower

- **Citigroup Center**

El amortiguador de masa sintonizada del edificio “Citigroup” en Manhattan también fue diseñado y fabricado por LeMessurier Associates / SCI en asociación con MTS System Corp. Este edificio es de 279 m de altura y tiene un periodo fundamental de alrededor de 6,5 s con un coeficiente de amortiguamiento inherente de 1% a lo largo de cada eje.

El TMD de este edificio está situado en el piso 60 de la corona de la estructura, tiene una masa de 366 Mg, aproximadamente el 2% de la masa modal efectiva del primer modo, y fue 250 veces más grande que cualquier amortiguador de masa existente en el momento de la instalación. Diseñado para ser de resonancia biaxial en la estructura del edificio, con un período de funcionamiento variable del $6.25\text{seg} \pm 20\%$, amortiguador lineal ajustable desde 8 a 14%, y un desplazamiento relativo máximo de $\pm 1.4\text{ m}$, se espera que el amortiguador

reduzca la amplitud de influencia del edificio por alrededor de 50%. Esta reducción corresponde al aumento de la amortiguación estructural básica de 4%. El bloque de masa es de hormigón de aproximadamente 2,6 m de altura con una sección transversal en planta de 9,1 m por 9,1 m, y se apoya en una serie de 12 cojinetes hidráulicos de presión equilibrada de 60 cm de diámetro.

Durante el funcionamiento, se suministran a los cojinetes aceite de una bomba hidráulica por separado, que es capaz de elevar el bloque de masa aproximadamente 2 cm de su posición de funcionamiento en unos 3 minutos. El sistema de amortiguación se activa automáticamente cada vez que la aceleración horizontal es superior a $0.003 g$ durante dos ciclos consecutivos y se apagará automáticamente cuando la aceleración de la edificación no excede $0.00075 g$ en cualquiera de los ejes en un intervalo de 30 minutos.



ILUSTRACIÓN 5: EDIFICIO CITIGROUP CENTER

Fuente: https://es.wikiarquitectura.com/index.php/CitiGroup_Center

- **Torre Nacional de Canadá (Canadian National Tower)**

La antena de acero de 102 m desde el mástil en la parte superior de la Torre Nacional de Canadá en Toronto (553 m de altura, incluida la antena) requiere dos amortiguadores de plomo para evitar en la antena exceso de deformaciones cuando se somete a cargas de viento

críticas. El sistema amortiguador se compone de dos anillos de acero en forma de rosca, 35 cm de ancho, 30 cm de profundidad, y 2,4 m y 3 m de diámetro, que se encuentra a una altura de 488 m y 503 m. Cada anillo tiene alrededor de 9 toneladas métricas de plomo y se apoya en tres vigas de acero unidos a los lados del mástil de la antena.

Cuatro juntas universales que se pivotan en todas las direcciones, conectan los anillos a las vigas. Además, cuatro amortiguadores de fluido hidráulicamente activados separados montados en el lado del mástil y unidos al centro de cada junta universal para disipar energía. Como los anillos de plomo se mueven hacia atrás y adelante, el sistema amortiguador hidráulico disipa la energía de entrada y reduce la respuesta de la torre. El sistema amortiguador fue diseñado por Nicolet, Carrier, Dressel, y Associates, Ltd., en colaboración con Vibron Acoustics, Ltd.



ILUSTRACIÓN 6: TORRE NACIONAL DE CANADÁ

Fuente: <http://www.rynesanchez.com/Canada.htm>

- **Chiba Port Tower**

Chiba Port Tower (terminado en 1986) fue la primera torre en Japón en ser equipada con un TMD. Es una estructura de acero de 125 m de altura, con un peso de 1950 toneladas

métricas y tiene una forma de rombo, con una longitud lateral de 15 m. El primer y segundo períodos de modo de vibración son de 2.25 *seg* y 0.51 *seg*, respectivamente para la dirección “X” y 2.7 *s* y 0.57 *s* para la dirección “Y”. Amortiguamiento para el modo fundamental de vibración se estima en 0,5%. se supone relaciones de amortiguamiento proporcional a las frecuencias de los modos más altos en el análisis. El propósito de la TMD es aumentar la amortiguación del primer modo, tanto para las direcciones “X” e “Y”. Fabricado por Mitsubishi Steel Manufacturing Co., Ltd., el amortiguador tiene relaciones de masa con respecto a la masa modal del primer modo de vibración de aproximadamente 1/120 en la dirección “X” y 1/80 en la dirección “Y”; períodos en las direcciones “X” e “Y” de 2.24 *seg* y 2.72 *seg*, respectivamente; y un coeficiente de amortiguamiento de 15%. El desplazamiento relativo máximo del amortiguador con respecto a la torre es de aproximadamente ± 1 m en cada dirección.

Se espera que existan reducciones de alrededor de 30 a 40% en el desplazamiento de la planta superior y el 30% en el pico momentos de flexión.



ILUSTRACIÓN 7: CHIBA PORT TOWER

Fuente: https://commons.wikimedia.org/wiki/File:Chiba_Port_Tower_20111028_001.jpg

La siguiente figura muestra el sistema de amortiguamiento de esta torre.

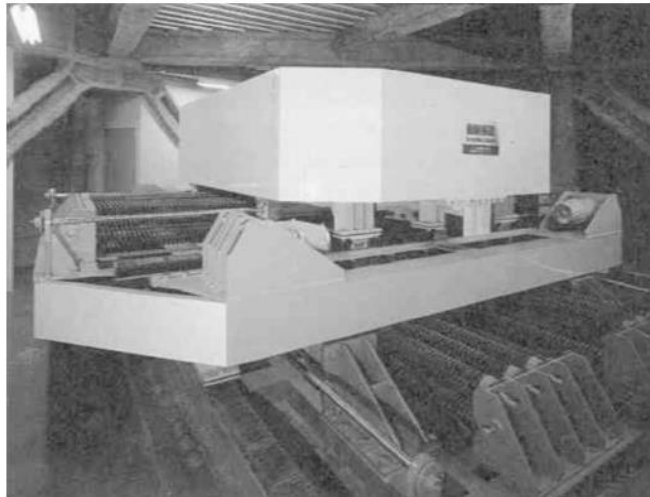


ILUSTRACIÓN 8: AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA EN EL CHIBA PORT TOWER

Fuente: “Introduction to Structural Motion Control”, Jerome Connor

Las primeras versiones de TMD emplean mecanismos complejos para los cojinetes y los sistemas de amortiguación tienen masas relativamente grandes, que ocupan un espacio considerable, y son bastante caros. Las versiones recientes, como el esquema que se muestra en la figura siguiente, se han diseñado para minimizar estas limitaciones. Este esquema emplea un ensamblaje de cojinetes elastoméricos de caucho, que funcionan como resortes de corte, y elementos de caucho compuesto de bitumen (BRC), que proporcionan una capacidad de amortiguamiento visco elástico.

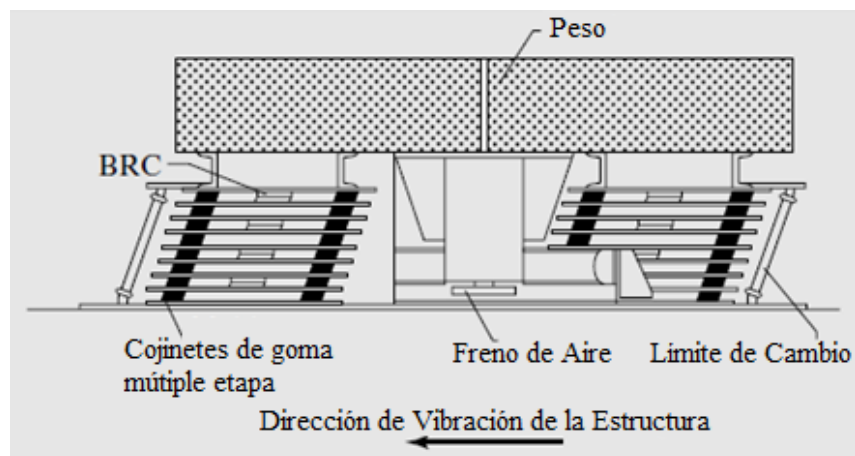


ILUSTRACIÓN 9: AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA CON RESORTE Y AMORTIGUADOR

Fuente: “Introduction to Structural Motion Control”, Jerome Connor

La figura a continuación, muestra un amortiguador a escala real sometido a una excitación dinámica en una mesa vibratoria:

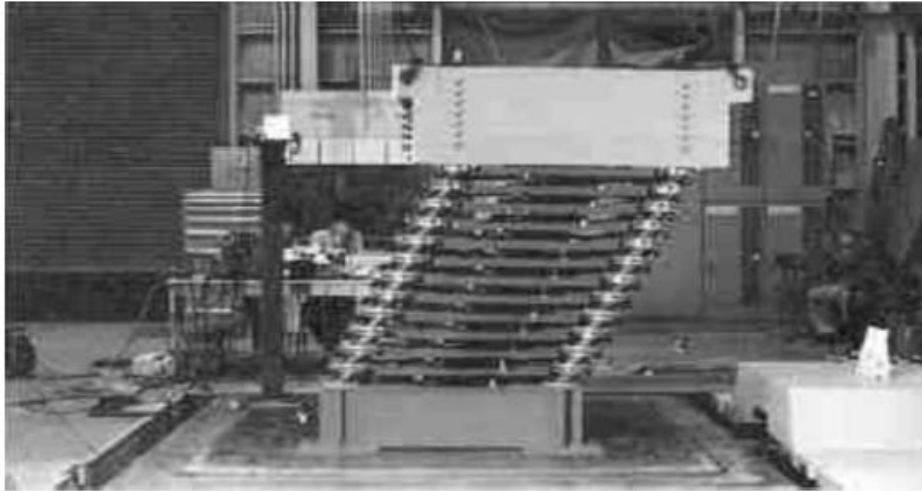
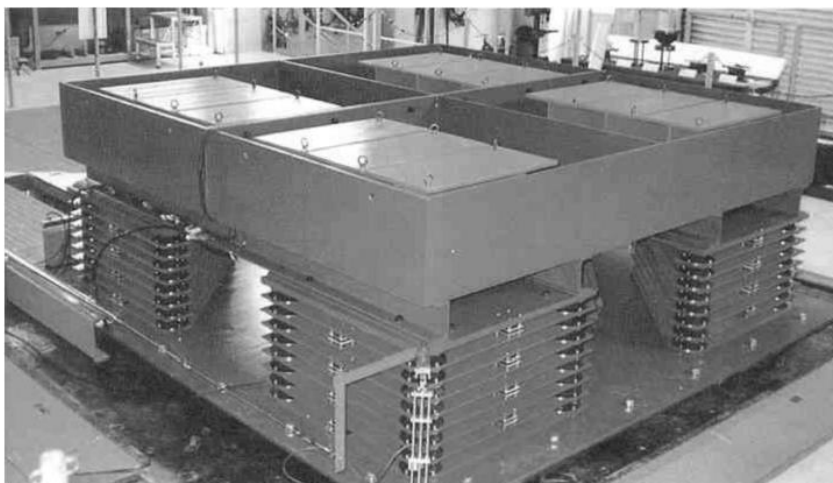


ILUSTRACIÓN 10: POSICIÓN DEFORMADA DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA

Fuente: “Introduction to Structural Motion Control”, Jerome Connor

Un amortiguador de masa sintonizada real colocado en la Torre Huis Ten Bosch, en Nagasaki Japón se muestra en la figura:



**ILUSTRACIÓN 11: AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA DE LA TORRE HUIS TEN BOSCH,
NAGASAKI**

Fuente: Fuente: “Introduction to Structural Motion Control”, Jerome Connor

La eficacia de un amortiguador de masa se puede aumentar uniendo una masa auxiliar y un activador a la masa sintonizada y conducir la masa auxiliar con el activador de tal manera que su respuesta está fuera de fase con la respuesta de la masa sintonizada.

El efecto de la conducción de la masa auxiliar es para producir una fuerza adicional que complementa la fuerza generada por la masa sintonizada y por lo tanto aumenta la amortiguación equivalente de la TMD (se puede obtener el mismo comportamiento uniendo el activador directamente a la masa sintonizada, eliminando de ese modo la necesidad de una masa auxiliar). Dado que el accionamiento requiere una fuente de energía externa, este sistema se conoce como un amortiguador de masa activa.

La siguiente figura muestra un sistema como el descrito anteriormente:

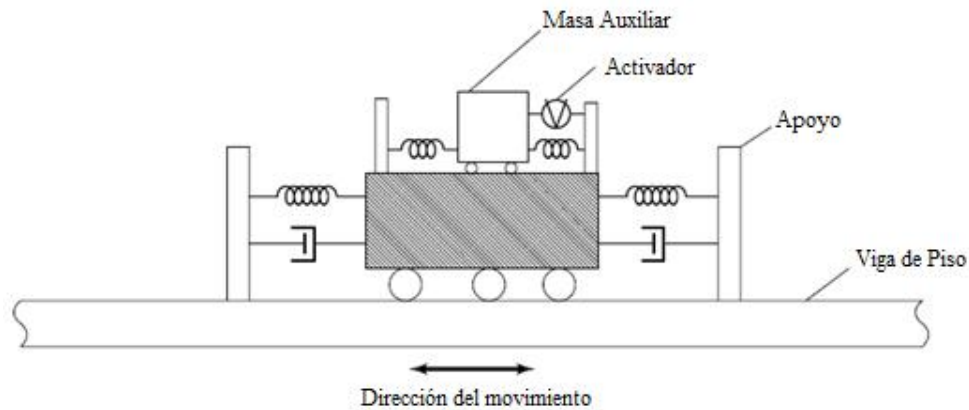


ILUSTRACIÓN 12: AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA ACTIVO

Fuente: Fuente: “Introduction to Structural Motion Control”, Jerome Connor

1.4.14.2. Amortiguadores de Masa de Péndulo Sintonizado

Los problemas asociados con los cojinetes pueden ser eliminados mediante el apoyo de la masa con cables que permiten que el sistema se comporte como un péndulo. La figura muestra un péndulo simple unido a la cubierta. El movimiento del suelo excita el péndulo. El movimiento relativo del péndulo produce una fuerza horizontal que se opone al movimiento de la cubierta. Esta acción puede ser representada por un sistema de un grado de libertad (SDOF por sus siglas en inglés) equivalente que está conectado a la cubierta, como se indica en la figura siguiente:

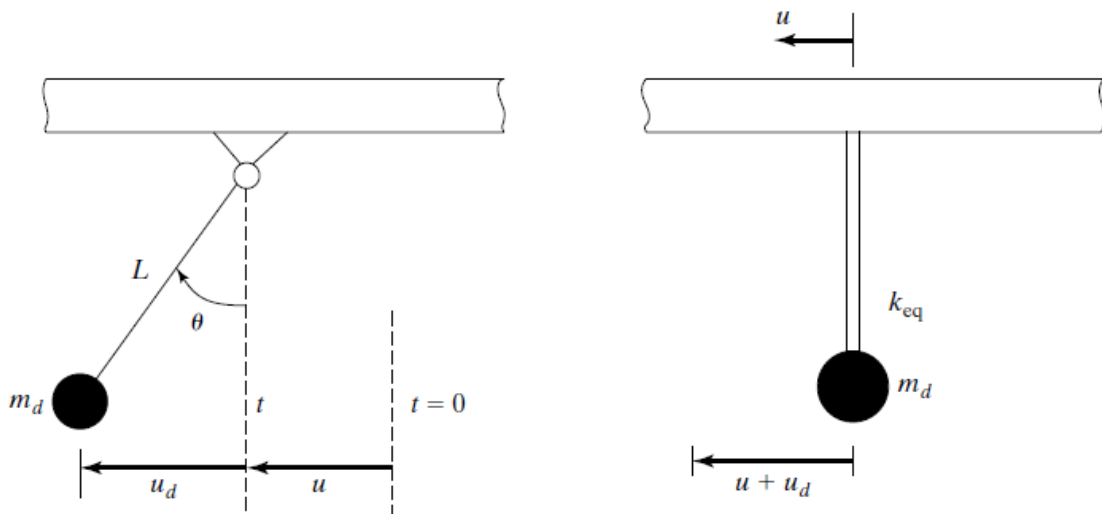


ILUSTRACIÓN 13: AMORTIGUADOR DE MASA DE PÉNDULO SIMPLE SINTONIZADO

Fuente: “Introduction to Structural Motion Control”, Jerome Connor

La ecuación del movimiento para la dirección horizontal es:

$$T \sin \theta + \frac{W_d}{g} (\ddot{u} + \ddot{u}_d) = 0$$

Donde T es la tensión del cable. Cuando θ es pequeño, son aplicadas las siguientes aproximaciones:

$$u_d = L \sin \theta \approx L\theta$$

$$T \approx W_d$$

Introduciendo estas aproximaciones, la ecuación del movimiento es:

$$m_d \ddot{u}_d + \frac{W_d}{L} u_d = -m_d \ddot{u}$$

La rigidez a corte equivalente del resorte puede ser considerado como:

$$k_{eq} = \frac{W_d}{L}$$

La frecuencia natural del péndulo está relacionada con k_{eq} por medio de:

$$\omega_d^2 = \frac{k_{eq}}{m_d} = \frac{g}{L}$$

El periodo natural del péndulo es:

$$T_d = 2\pi \sqrt{\frac{L}{g}}$$

El concepto de péndulo simple para amortiguador de masa sintonizada tiene una seria limitación. El período depende de “L”. La longitud requerida para grandes T_d puede ser mayor que la altura típica de piso. Este problema puede ser eliminado si se sigue el esquema ilustrado en la figura siguiente:

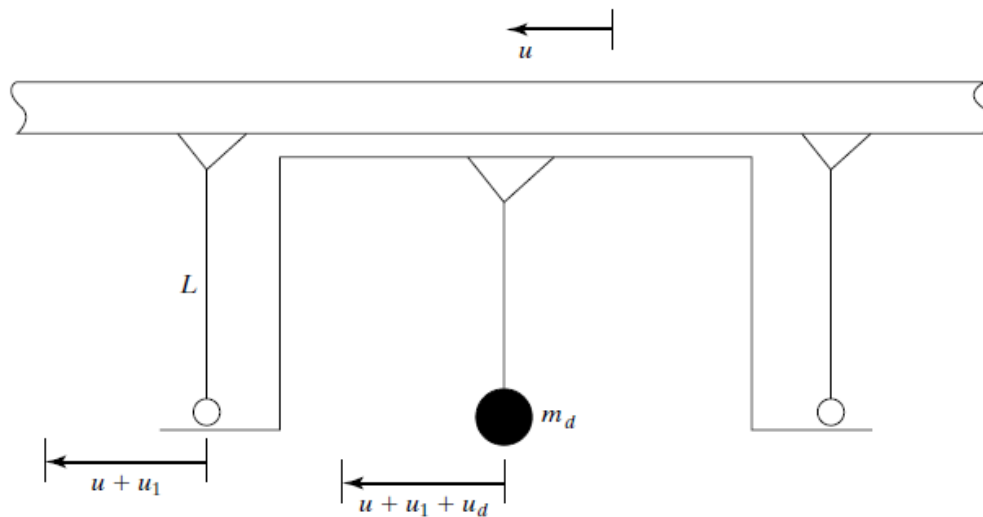


ILUSTRACIÓN 14: PÉNDULO COMPUESTO

Fuente: “Introduction to Structural Motion Control”, Jerome Connor

El vínculo rígido interior magnifica el movimiento para el péndulo y los resultados se visualizan en la siguiente ecuación de equilibrio:

$$m_d(\ddot{u} + \ddot{u}_1 + \ddot{u}_d) + \frac{W_d}{L} u_d = 0$$

El enlace rígido se mueve en fase con el amortiguador y tiene la misma amplitud de desplazamiento. Entonces:

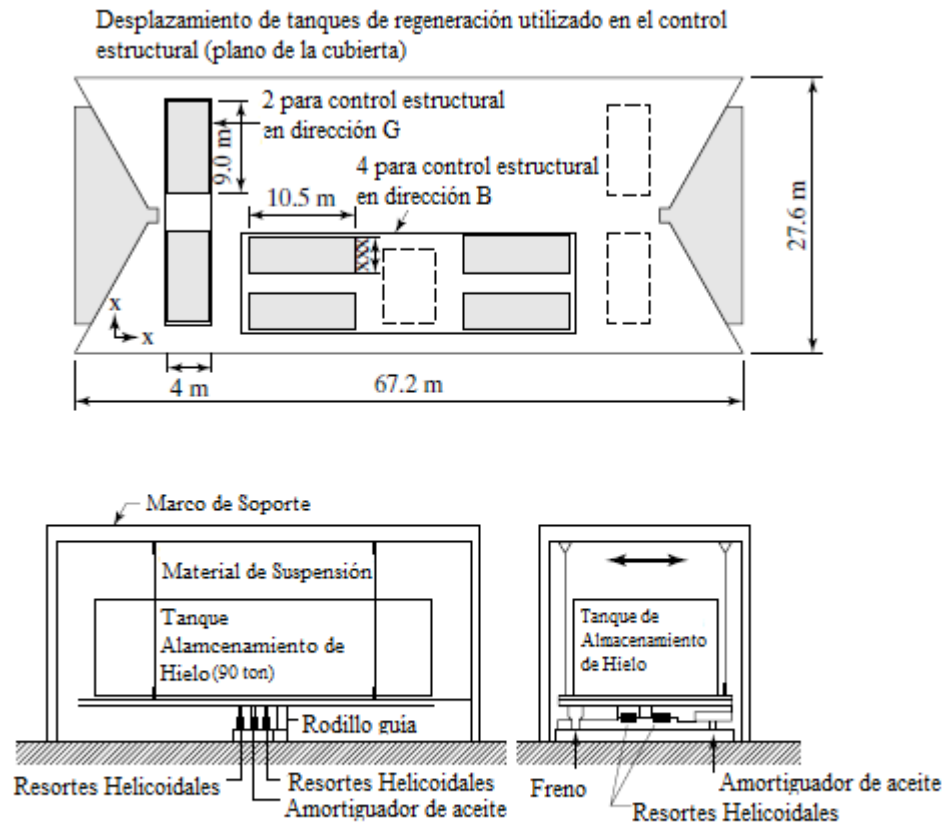
$$m_d \ddot{u}_d + \frac{W_d}{2L} u_d = -\frac{m_d}{2} \ddot{u}$$

La rigidez equivalente es $W_d/2L$, y se deduce que la longitud efectiva es igual a $2L$. Cada enlace adicional aumenta la longitud efectiva en L .

- **Torre de Cristal (Crystal Tower)**

La torre, que se encuentra en Osaka Japón, es de 157 m de altura y 28 m por 67 m en planta, pesa 44000 toneladas métricas, y tiene un periodo fundamental de aproximadamente 4 s en la dirección norte-sur y 3 s en la dirección este-oeste. Un amortiguador de masa de péndulo sintonizado fue incluido en la fase temprana del diseño para disminuir el movimiento inducido por el viento del edificio en alrededor de 50%. Seis de los nueve acondicionadores de aire y tanques de almacenamiento térmico de hielo de calentamiento (cada uno con un peso de 90 toneladas) se cuelgan de las vigas del techo superior y se utiliza como una masa de péndulo. Cuatro tanques tienen una longitud pendular de 4 m y se deslizan en la dirección norte-sur; los otros dos tanques tienen una longitud de péndulo de aproximadamente 3 m y se deslizan en la dirección este-oeste. Amortiguadores de aceite conectados a los péndulos disipan la energía del péndulo. El costo de este sistema amortiguador de masa fue de alrededor de 350.000 \$, menos del 0,2% del costo de construcción.

La figura siguiente muestra la disposición de los tanques de almacenamiento de hielo que se utilizaron como masas de amortiguación:



Elevación del tanque TMD
Sistema experimental a escala real

ILUSTRACIÓN 15: AMORTIGUADOR DE PÉNDULO, CRYSTAL TOWER.

Fuente: "Introduction to Structural Motion Control", Jerome Connor

Vistas del edificio real y vista de uno de los tanques se presentan en la siguiente imagen:

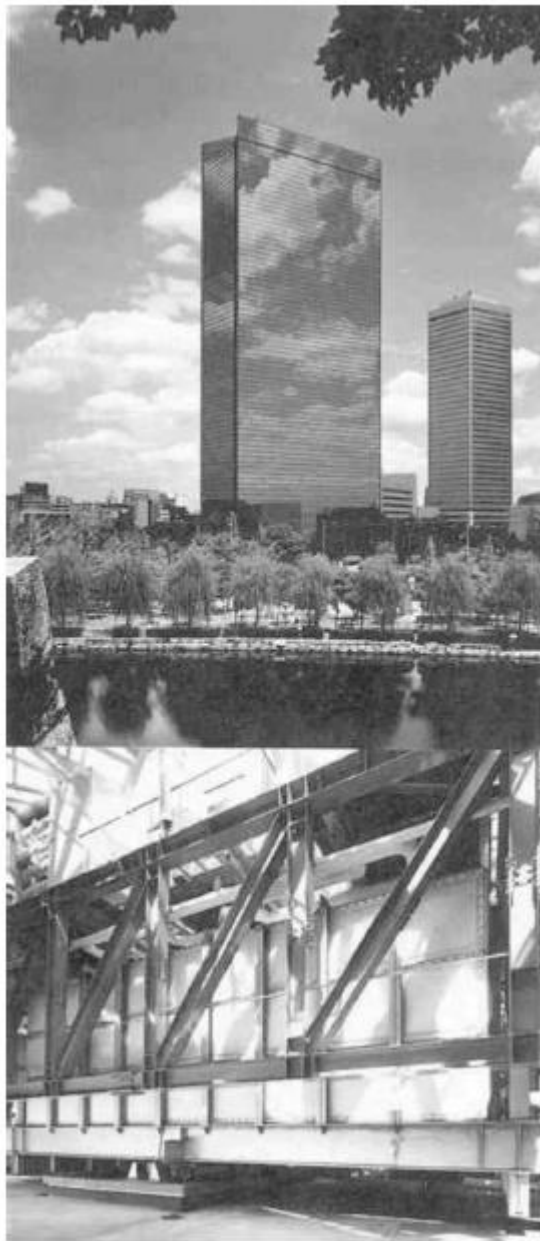


ILUSTRACIÓN 16: CRYSTAL TOWER

Fuente: "Introduction to Structural Motion Control", Jerome Connor

CAPÍTULO 2: DISEÑO SISMORESISTENTE DE ESTRUCTURAS DE ACERO

2.1. FILOSOFÍA DE DISEÑO

Las estructuras sismorresistentes, excluyendo ciertos casos, deben ser diseñadas para que alcancen el rango inelástico, con la finalidad que desarrollen la ductilidad y disipen la energía que llega por la acción de una carga sísmica.

El proceso de diseño convencional de edificaciones sismorresistentes consiste en aplicar fuerzas menores comparadas con las que llegará al edificio durante un sismo. Estas fuerzas son obtenidas a partir del espectro de diseño elástico y son reducidas mediante un factor de modificación de respuesta sísmica (R). Este factor considera la ductilidad y la sobrerresistencia que se le ha dado a la estructura en el diseño.

El objetivo de este proceso es que el diseño sea económico y funcional, tomando en cuenta que con este proceso los elementos tendrán dimensiones y costos aceptables. Esta filosofía de diseño está explicada en el siguiente gráfico, que está en función del cortante basal y del desplazamiento lateral.

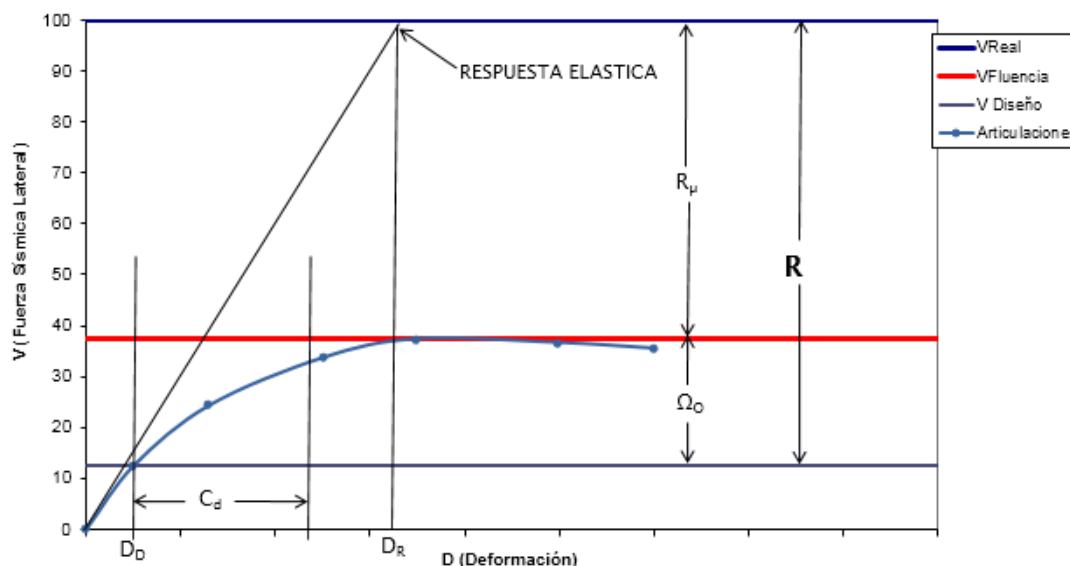


ILUSTRACIÓN 17: GRÁFICO FUERZA SÍSMICA VS. DEFORMACIÓN.

Fuente: Diapositivas de Diseño Sismorresistente, Ing. Juan Carlos Garcés

La figura siguiente muestra los niveles de desempeño que se consideran para cada tipo de estructura, ya sea ordinaria, importante y esencial, en función de cada tipo de sismo.

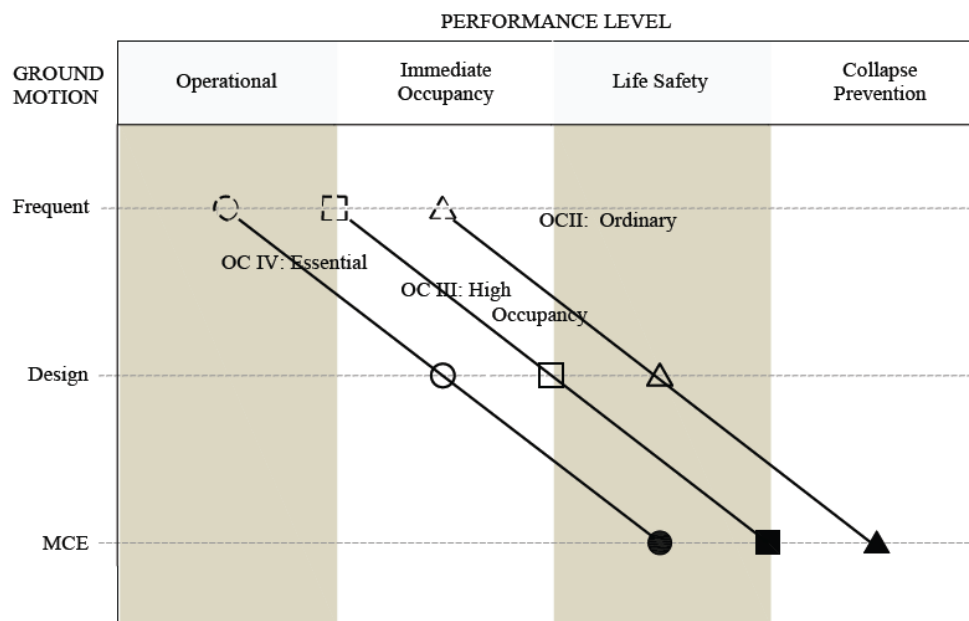


Figure C11.5-1 Expected performance as related to occupancy category (OC) and level of ground motion.

ILUSTRACIÓN 19: NIVELES DE DESEMPEÑO EN FUNCIÓN AL TIPO DE ESTRUCTURA

Fuente: Diapositivas Diseño Sismorresistente, Ing. Juan Carlos Garcés.

En la figura se observa cómo debe actuar la estructura a lo largo de su vida útil. Por ejemplo, una estructura de tipo “Esencial” debe encontrarse: para un sismo frecuente, en un nivel de desempeño “Operacional”; para el sismo de diseño, debe estar en el nivel del desempeño “Ocupación Inmediata”; mientras que, para el sismo máximo considerado, la estructura llegará máximo al nivel de desempeño “Seguridad de Vida”.

Para el caso de estructuras de acero, la norma que se considera para un correcto diseño sismorresistente es la norma AISC 341.

Todas las especificaciones sismorresistentes, como la norma AISC 341, consideran 3 categorías para la estructura, éstos son: pórticos especiales, intermedios u ordinarios. El valor de (R) que se asigne para el diseño estructural dependerá de estas categorías, es decir, si una

estructura es esencial, el valor de R será mayor comparado con el valor para una estructura ordinaria.

2.2. SISMICIDAD EN EL ECUADOR

Nuestro país se encuentra en una zona sísmicamente activa, que en el pasado ha sido afectado por sismos destructores de gran magnitud. Esto se debe a que la región noroeste de Sudamérica es un ancho en el que existe un límite de placas convergentes en el que existe alta sismicidad, un arco volcánico, subducción y una colisión arco – continente en curso. La actividad sísmica existente en nuestro país está producida principalmente por la interacción de dos placas tectónicas: La placa de Nazca (Placa oceánica) y la placa Sudamericana (Placa continental).

Los eventos sísmicos fuertes producidos son debido a la subducción y colisión de la placa oceánica de Nazca bajo de la placa continental Sudamericana de aproximadamente 8 cm cada año, lo cual es una acumulación de energía y posteriormente la liberación repentina de esta, lo cual produce los eventos sísmicos.



ILUSTRACIÓN 20: MOVIMIENTO DE PLACAS TECTÓNICAS.

Fuente: http://yanko1976.blogspot.com/2014_04_01_archive.html



ILUSTRACIÓN 21: ROTURA DE PLACA DE NAZCA Y PLACA SUDAMERICANA

Fuente: <http://palma2mex.blogspot.com/2016/04/terremoto-de-ecuador-que-lo-ocasiono.html>

El efecto de subducción provoca la formación de fallas intraplacas dentro del país en la placa Continental Sudamericana, con lo que se ha demostrado por medio de investigaciones que nuestro país está asentado en tres sistemas de fallas geológicas que se encuentran activas, lo cual también provocan gran cantidad de sismos.

La falla activa que es considerada en el Ecuador es la denominada “Pallatanga – Chingual”. Su inicio es en el golfo de Guayaquil, atraviesa Riobamba y se extiende a Colombia y se cree que llega a Venezuela. De esta falla, nacen dos secundarias:

- Quito – Latacunga
- Subandina Oriental, en la región amazónica.

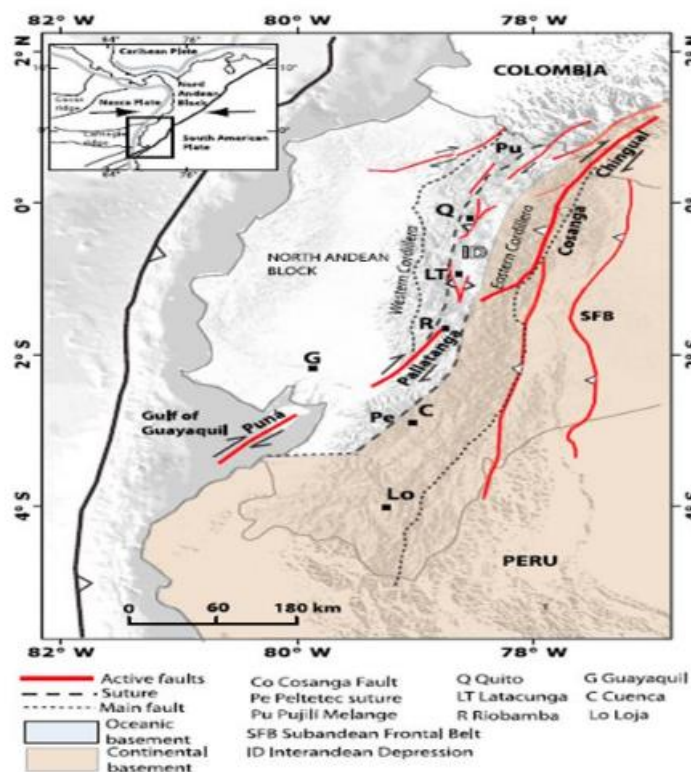


ILUSTRACIÓN 22: FALLA “PALLATANGA – CHINGUAL”

Fuente: <http://astrocienciasecu.blogspot.com/2016/04/terremotos-en-ecuador-historia.html>

La zona que ocupa nuestro país es sísmicamente activa, que en el pasado ha sufrido varios sismos destructivos, se puede mencionar:

- Esmeraldas 1906 (*Magnitud* = 8.8) siendo uno de los más altos registrados en el mundo.
- Ambato 1949 (*Magnitud* = 6.8)
- Reventador 1987 (*Magnitud* = 6.1)
- Bahía de Caráquez 1998 (*Magnitud* = 7.2)
- Pedernales 2016 (*Magnitud* = 7.8)

En base al historial sísmico del país y gracias a los estudios de peligro sísmico, se obtiene como resultado el mapa de zonificación sísmica del Ecuador, en función de un valor Z , que especifica la máxima aceleración que se espera en roca para el valor de sismo de diseño

($Tr = 475$ años), expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad. Los valores se encuentran representados en la norma NEC 2015.

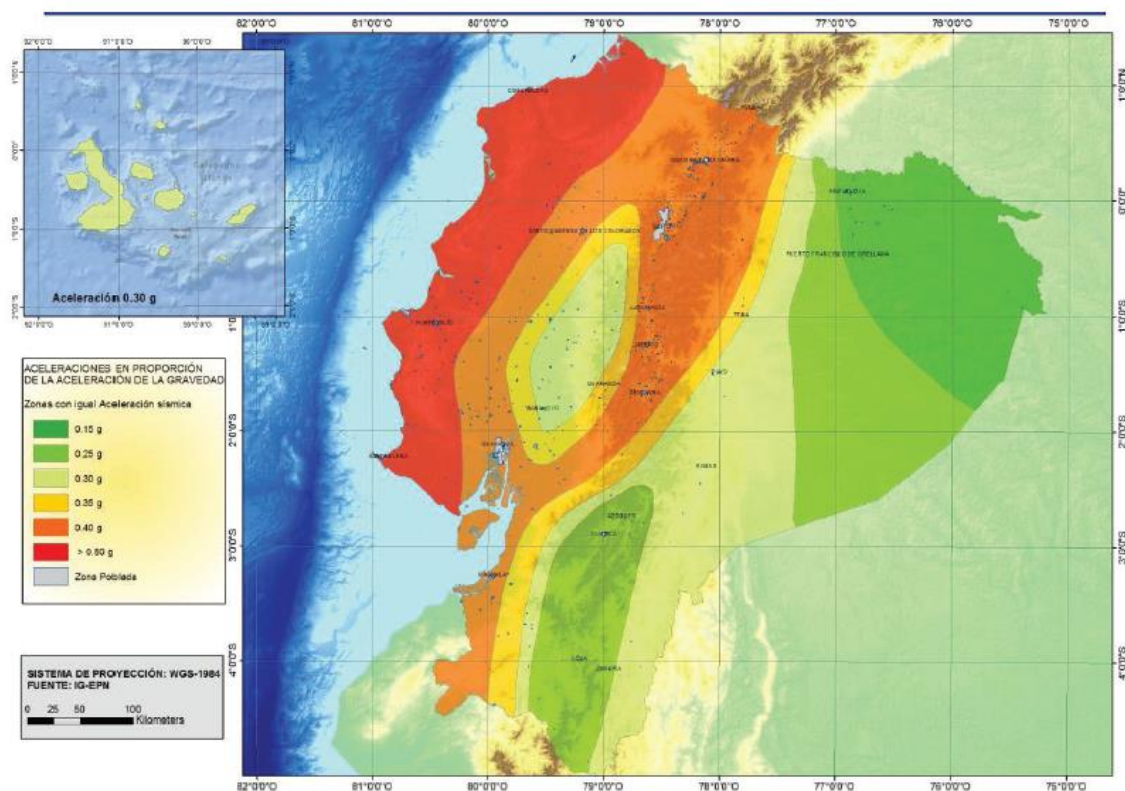


ILUSTRACIÓN 23: MAPA DE PELIGRO SÍSMICO DE DISEÑO.

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC_SE_DS

Los valores especificados en el mapa se muestran en la siguiente tabla:

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.5
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

TABLA 4: ZONAS Y VALORES DE FACTOR "Z"

2.2.1. Riesgo Sísmico

La humanidad a lo largo de su existencia ha sufrido los efectos devastadores y destructivos de los sismos, siendo el fenómeno natural que ha provocado la mayor cantidad de pérdidas de vidas humanas, superando a otros desastres como: huracanes, erupciones de volcanes o ciclones.

Se puede definir al riesgo sísmico en dos aspectos:

- Peligro sísmico: Representa la amenaza o el riesgo de un lugar debido a las zonas sísmicas que actúan sobre la región analizada.
- Vulnerabilidad: Se define como la susceptibilidad de las obras civiles a sufrir daños ante la ocurrencia de un sismo.

Con lo que se puede definir a riesgo sísmico como una medida de pérdidas potenciales de una zona originadas por un evento sísmico.

Es algo imposible realizar cambios al peligro sísmico o a la amenaza de una zona, pero el diseño sismorresistente tiene como finalidad reducir la vulnerabilidad de las construcciones y como consecuencia de esta actividad, reducir el riesgo sísmico.

Nuestro país presenta un alto riesgo sísmico, considerando como factores importantes su ubicación en una zona sísmica y la gran cantidad de construcciones informales en la que no ha existido un control por parte de un ingeniero civil, puesto que estas construcciones no cumplen ninguno de los requisitos que se exponen en los códigos para diseño sismorresistente tanto en hormigón como en acero.

2.3. TIPOS DE SISTEMAS SISMORRESISTENTES UTILIZADOS EN EDIFICIOS DE ACERO ESTRUCTURAL

Se presentan distintos tipos de sistemas estructurales resistentes a carga sísmica utilizados en el diseño estructural de acero, con una descripción de su principio fundamental de funcionamiento. Se describen 5 sistemas que son los más utilizados en la construcción con acero estructural.

2.3.1. Pórtico Resistente a Momento

Es también llamado pórtico de momento. En este pórtico la conexión viga – columna es hecha con conexiones rígidas. La resistencia a cargas laterales se da por flexión y corte en

vigas y columnas. El principal mecanismo de disipación de energía (ductilidad) es la formación de rótulas plásticas en vigas. La siguiente figura muestra un pórtico sometido a la acción de cargas producidas por un sismo. La carga lateral forma rótulas plásticas en todas las vigas, mientras que las columnas permanecen en el rango elástico, a excepción de las columnas de base.

Una de las formas de lograr que el sistema estructural cumpla con esta forma de ductilidad es reduciendo las secciones de las alas de los elementos, como se puede apreciar en la figura. La finalidad es garantizar que las rótulas plásticas se formen exactamente en las zonas donde se realice esta reducción, asegurando el comportamiento dúctil del pórtico.

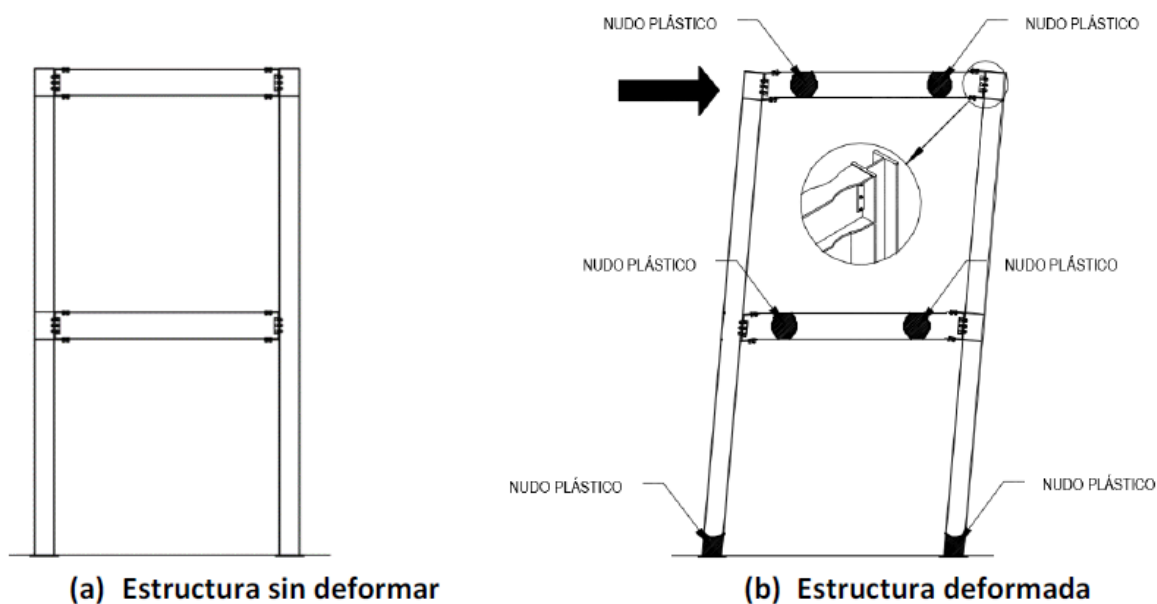


ILUSTRACIÓN 24: MODELO DE PÓRTICO RESISTENTE A MOMENTO

Fuente: Guía para Estructuras de Acero Norma NEC

Las características principales que debe tener un pórtico a momento para cumplir con un comportamiento adecuado son:

- Elegir los elementos del pórtico que trabajarán en el rango inelástico. En otras palabras, se debe escoger los lugares donde se deben formar las rótulas plásticas.

- Diseñar y detallar correctamente las regiones donde se deben formar las rótulas plásticas para que pueden acomodar deflexiones considerables.
- Diseñar y detallar de manera correcta el resto de elementos, buscando que estos sean mucho más resistentes que las regiones de posibles rótulas plásticas.

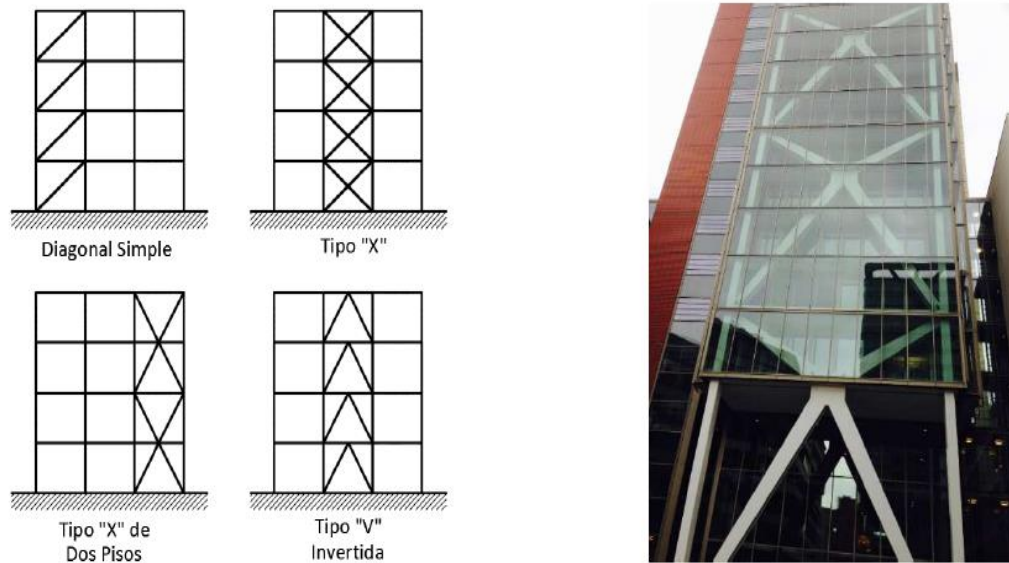


ILUSTRACIÓN 25: EDIFICACIÓN CONFORMADA DE PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO

Fuente: Guía para Estructuras de Acero Norma NEC

2.3.2. Pórticos con Arriostramientos Concéntricos

Son sistemas que cuentan con elementos diagonales que ayudan a la disipación de las cargas sísmicas. Son elementos que se juntan en un punto en común. Además de aportar a la resistencia de la estructura, estos elementos aportan a la estética del mismo. Existen algunas variantes de este sistema que dependen mucho de las condiciones de diseño y de consideraciones arquitectónicas.



**ILUSTRACIÓN 26: MODELO Y EDIFICACIÓN DE PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS
CONCÉNTRICOS**

Fuente: Guía para Estructuras de Acero Norma NEC

El funcionamiento de este sistema se lo puede observar en la siguiente imagen. Las conexiones viga – columna pueden ser diseñadas como conexiones tipo articulación. Es un tipo de sistema que puede ser apreciado como una armadura. Durante el evento sísmico, una de las riostras trabaja a tracción, mientras que la otra trabaja a compresión y por ende sufrirá de pandeo. Es un sistema muy efectivo para soportar cargas sísmicas y, gracias que se comporta como una armadura, posee una gran rigidez lateral. En este sistema, las vigas y columnas deben ser diseñadas de tal manera que trabajen en el rango elástico durante el evento sísmico.

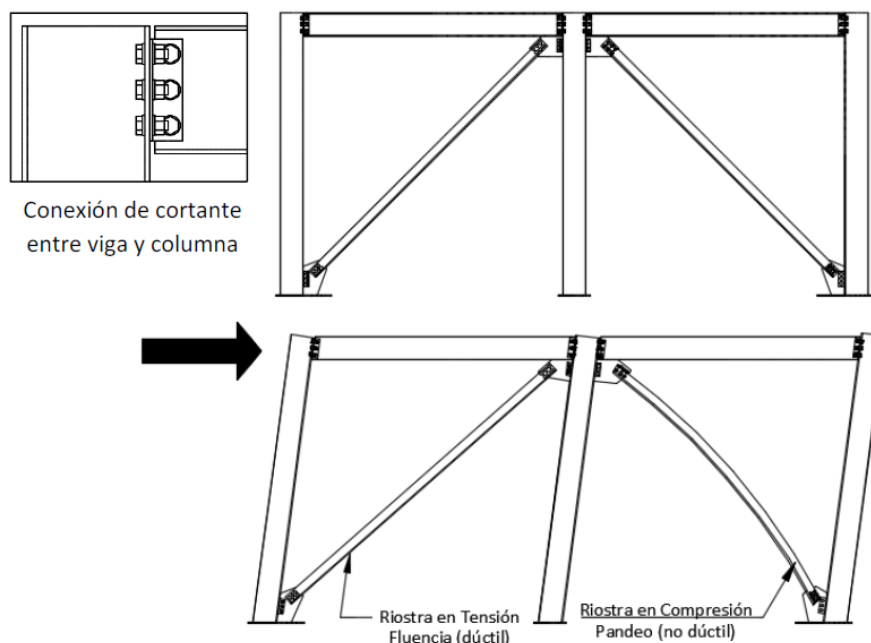


ILUSTRACIÓN 27: PÓRTICO CON ARRIOSTRAMIENTOS CONCÉNTRICOS SOMETIDO A CARGA SÍSMICA

Fuente: Guía para Estructuras de Acero Norma NEC

Una desventaja que tiene este sistema es que posee una baja versatilidad, desde el punto de vista arquitectónico. En puntos generales, este sistema es muy eficiente para la construcción de edificaciones sismorresistentes, por lo que es muy utilizado en la construcción de estructuras metálicas.

2.3.3. Pórticos con Arriostramientos Excéntricos

Son un sistema que tienen una característica que los diferencian de los pórticos con arriostramientos concéntricos: las líneas entre ejes de arriostramientos, vigas y columnas no se intersecan, por lo que este detalle hace que este sistema estructural se comporte de manera diferente. La principal característica de este sistema es la excentricidad que se produce entre el eje de arriostramiento y el punto de intersección del resto de elementos estructurales. La zona que provee de ductilidad a este sistema es la sección de viga que queda delimitada por la excentricidad del arriostramiento y los otros componentes.

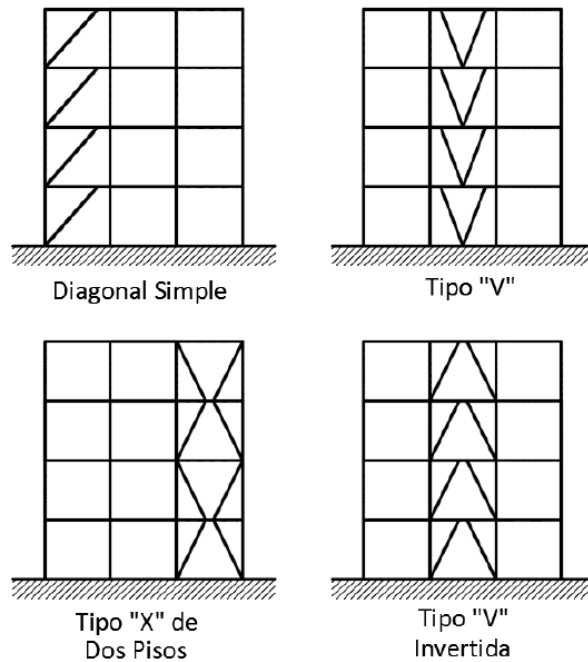


ILUSTRACIÓN 28: MODELO DE PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS

Fuente: Guía para Estructuras de Acero Norma NEC

El comportamiento de este sistema ante un sismo se lo detalla en las siguientes figuras. El segmento de viga entre las riostras es el conector, que ayuda a proporcionar la ductilidad al sistema. Los elementos, a excepción del conector, se mantiene en el rango elástico. El conector disipa la energía por corte, flexión o por la combinación de ambos efectos.

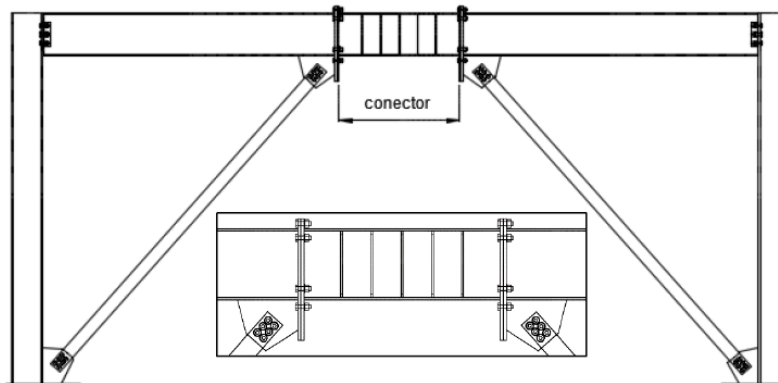


ILUSTRACIÓN 29: UBICACIÓN DE DIAGONALES EN PÓRTICOS CON ARRIOSTRAMIENTO EXCÉNTRICOS

Fuente: Guía para Estructuras de Acero Norma NEC

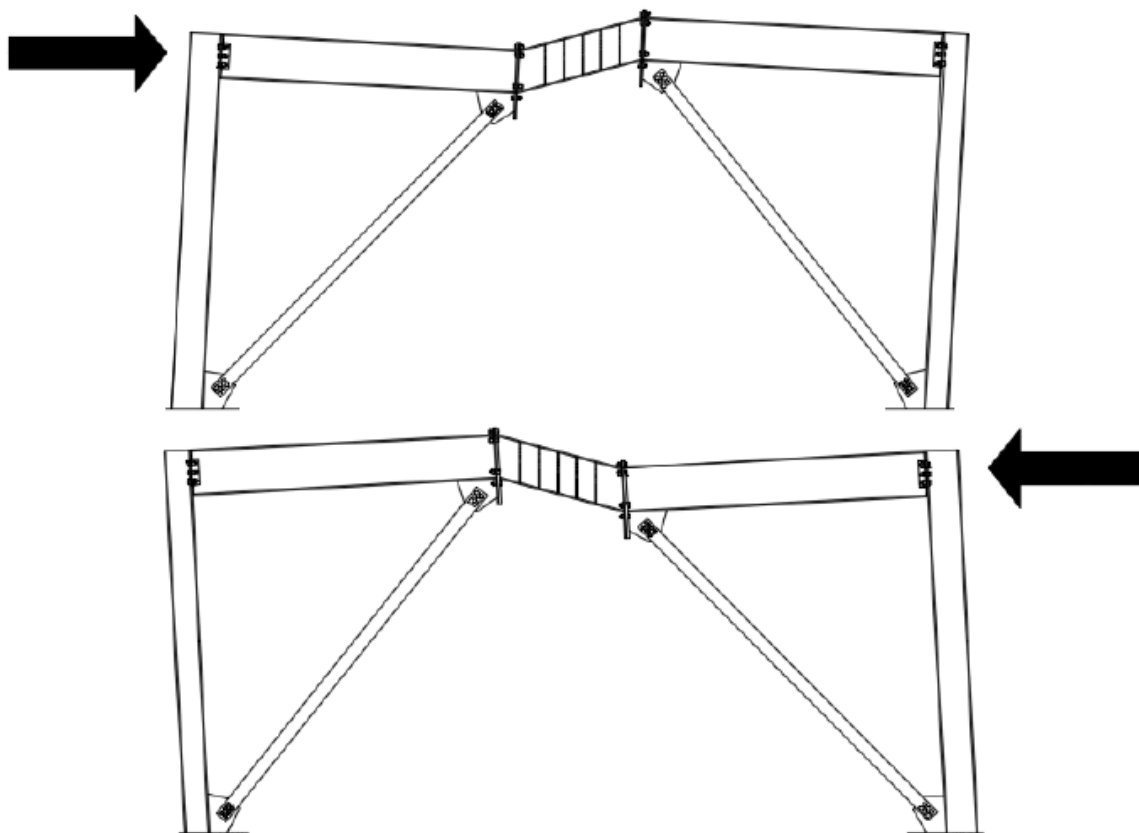


ILUSTRACIÓN 30: PÓRTICO CON ARRIOSTRAMIENTOS EXCÉNTRICOS SOMETIDO A CARGA SÍSMICA

Fuente: Guía para Estructuras de Acero Norma NEC

Este sistema provee un alto nivel de ductilidad y alta rigidez lateral.

2.3.4. Pórticos con Arriostramientos Resistentes al Pandeo

Son sistemas similares a los pórticos con arriostramientos concéntricos. Tiene una característica fundamental: la disipación de energía no sólo se la realiza con las riostras que trabajan a tensión, sino que también existe un aporte de las riostras comprimidas. Para evitar que las riostras fallen por efectos de carga y descarga (fatiga), a las riostras se las transforman en riostras resistentes a pandeo con ayuda de un sistema también llamado “Buckling Restrained Brace (BRB)”. Este sistema consiste de un núcleo de acero rodeado de una camisa que se rellena con mortero. Adicionalmente se coloca un material entre la camisa y el núcleo

de acero, con la finalidad que no exista una interacción estructural entre estos dos materiales. Gracias a que el núcleo de acero está confinado, ya no se produce pandeo y, por lo tanto, el elemento se comporta de manera dúctil.

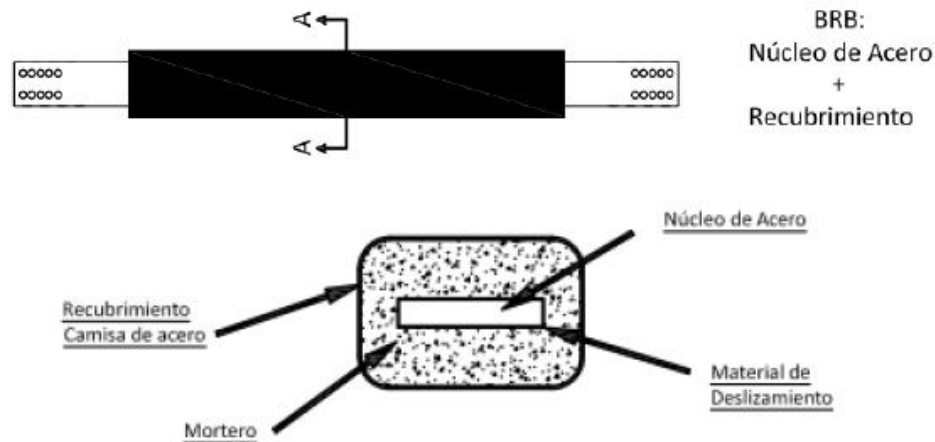


ILUSTRACIÓN 31: PARTES DE ARRIOSTRAMIENTOS RESISTENTES AL PANDEO

Fuente: Guía para Estructuras de Acero Norma NEC

Es un sistema eficiente estructuralmente, pero su uso a nivel local todavía no es común.

2.3.5. Pórticos de Paredes de Cortante con Placa de Acero

Es un sistema que se conforma de una placa de acero soldada a las columnas y vigas que conforman el pórtico. Durante el evento sísmico, la estructura se deforma provocando esfuerzos de tensión en la placa. La placa se encarga de proporcionar la ductilidad que necesita el sistema.

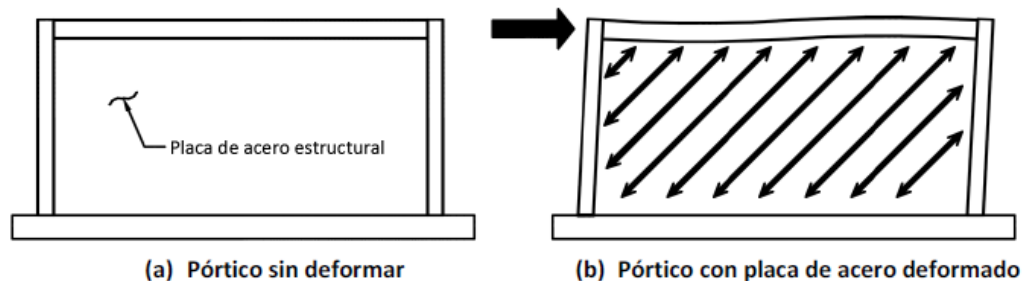


ILUSTRACIÓN 32: PÓRTICOS CON PAREDES DE CORTANTE CON PLACA DE ACERO

Fuente: Guía para Estructuras de Acero Norma NEC 2015

2.4. COMPORTAMIENTO DEL ACERO ESTRUCTURAL

El acero es un material importante dentro de la ingeniería civil, gracias a sus características mecánicas, por lo que es muy recomendable al momento de diseñar y construir edificaciones sismorresistentes.

Comúnmente para el diseño de estructuras sismorresistentes, se usan acero de baja resistencia que, a su vez, presentan alta ductilidad, comparados con aceros de resistencias altas, que poseen baja ductilidad.

Por tal razón, la norma AICS 341 – 10 exige un límite de esfuerzo de fluencia para los aceros estructurales. Este valor es 345 MPa (3515 kg/cm^2) para elementos en donde se espere un comportamiento inelástico.

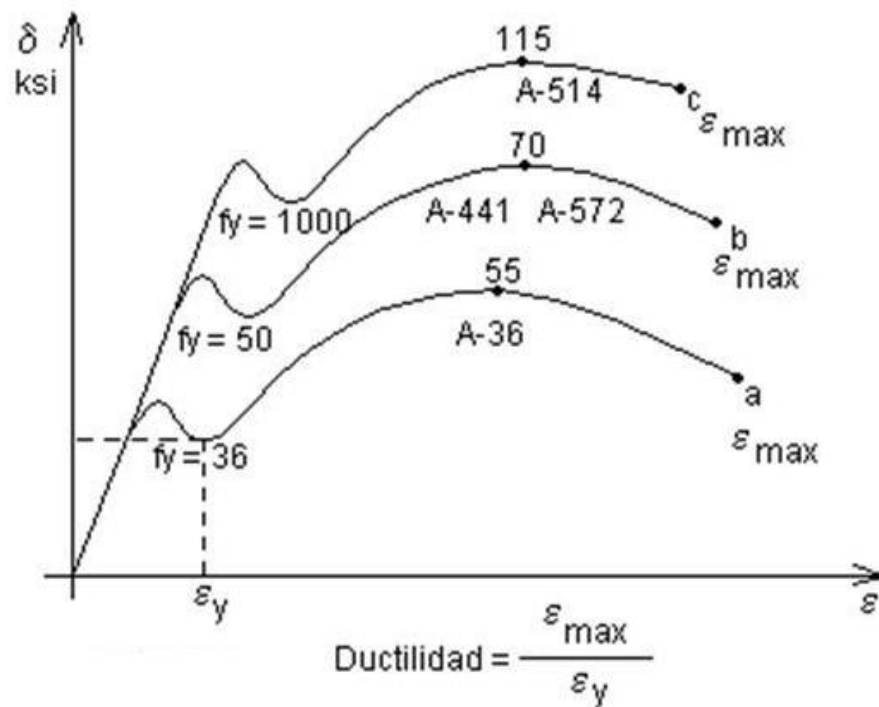


ILUSTRACIÓN 33: TIPOS DE ACEROS ESTRUCTURALES

Fuente: <http://blog.espol.edu.ec/josmvala/2011/07/27/ensayos-del-acero-estructural/>

Para el ingeniero es importante conocer los límites que posee el acero utilizado como elemento estructural, para minimizar sus efectos negativos tanto en diseño como en

construcción. Uno de las más importantes consideraciones que se deben tomar en el diseño de estructuras de acero es controlar la inestabilidad que se puede presentar en los elementos, principalmente sometidos a compresión.

Este caso es conocido como pandeo, que es una falla o inestabilidad que sucede en un elemento que se encuentra sometido a compresión por razón de una deformación lateral. Se presenta en dos formas principales:

- Pandeo Global: Se localiza en todo o en gran parte del elemento de acero.
- Pandeo Local: Se localiza en placas o componentes del elemento de acero.

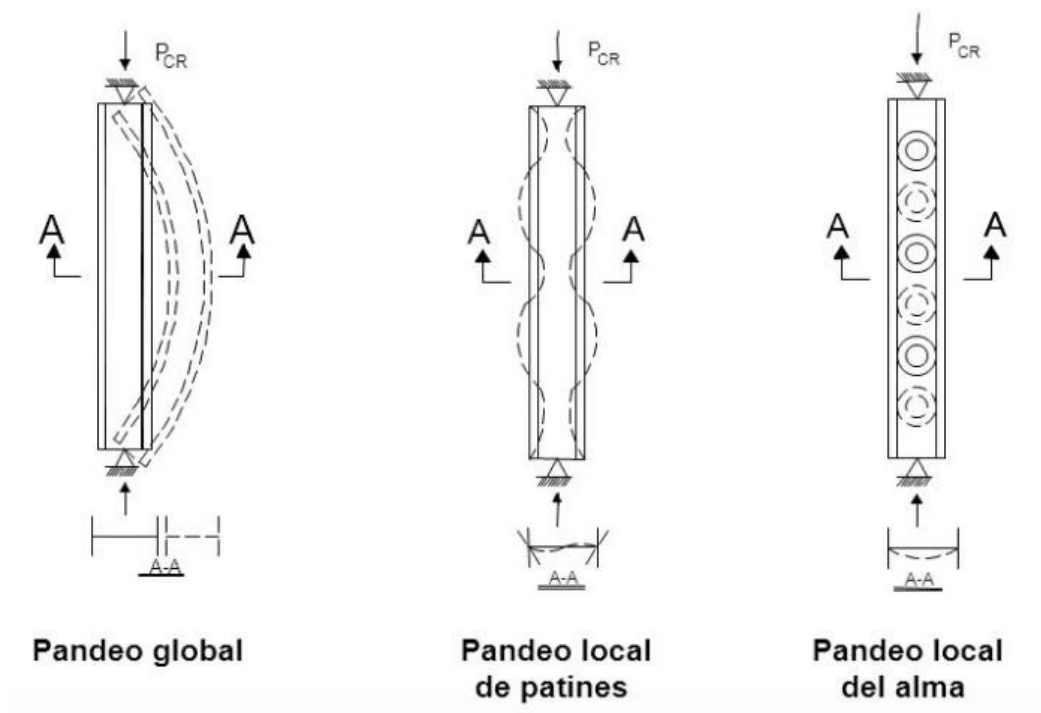


ILUSTRACIÓN 34: TIPOS DE PANDEO

Fuente: <http://slideplayer.es/slide/139481/>

2.5. CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES DE ACERO DEBIDO AL PANDEO LOCAL DE SUS ELEMENTOS

La norma AISC 360 – 10 especifica 3 grupos que están divididos en función de la relación ancho – espesor de los elementos que conforman la sección de acero.

Los grupos son los siguientes:

- Secciones Compactas: Todos sus elementos cumplen con la condición:

$$\lambda \leq \lambda_p$$

- Secciones No Compactas: Al menos uno de sus elementos cumple con la condición:

$$\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$$

- Secciones Esbeltas: Al menos uno de sus elementos cumple con la condición:

$$\lambda > \lambda_r$$

Los valores de λ_p y λ_r son esbelteces límites y dependen de algunas condiciones que están especificadas en las siguientes figuras.

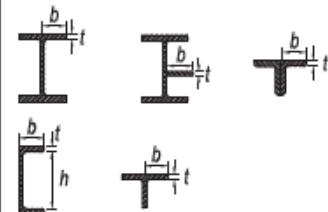

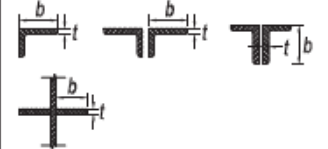

TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression				
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples
Unstiffened Elements	1 Flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles connected with continuous contact, flanges of channels, and flanges of tees	b/t	$0.56 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2 Flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ ^[e]	
	3 Legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	b/t	$0.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4 Stems of tees	d/t	$0.75 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

ILUSTRACIÓN 35: RELACIONES ANCHO – ESPESOR (ELEMENTOS NO ATIESADOS)

Fuente: Norma AISC 360-10

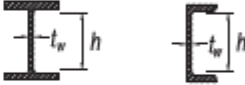

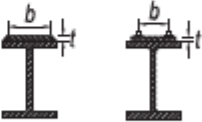


<p style="text-align: center;">TABLE B4.1a Width-to-Thickness Ratios: Compression Elements Members Subject to Axial Compression</p>					
Case	Description of Element	Width-to-Thickness Ratio	Limiting Width-to-Thickness Ratio λ_r (nonslender/slender)	Examples	
Stiffened Elements	5	Webs of doubly-symmetric I-shaped sections and channels	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6	Walls of rectangular HSS and boxes of uniform thickness	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7	Flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	b/t	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8	All other stiffened elements	b/t	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9	Round HSS	D/t	$0.11 \frac{E}{F_y}$	

ILUSTRACIÓN 36: RELACIONES ANCHO – ESPESOR (ELEMENTOS ATIESADOS)

Fuente: Norma AISC 360-10

2.6. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO

2.6.1. Efectos de Segundo Orden.

Se denomina efectos de segundo orden a aquellas respuestas que se producen por aplicar cargas a una estructura ya deformada. En el caso del análisis estructural aplicando cargas sísmicas, mientras la estructura se sigue deformando por acción de estas cargas, el peso

propio de los elementos provoca un momento adicional que actúa en la estructura. A este efecto se lo llama: Efecto P – Delta.

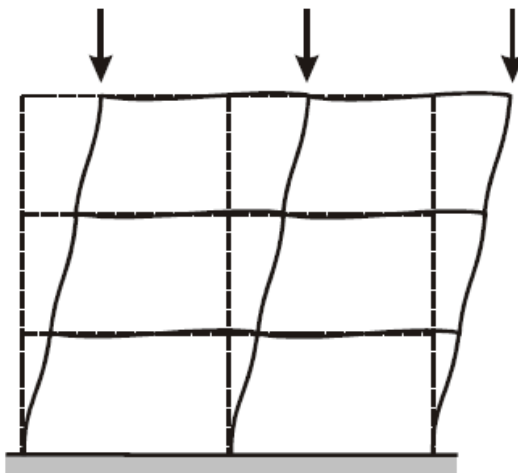


ILUSTRACIÓN 37: EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN (P – DELTA)

Fuente: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/P-Delta+effect>

Los efectos P – Delta producen un aumento en los desplazamientos del sistema estructural, con lo que se busca un aumento de la resistencia de cada uno de los elementos y un aumento de la rigidez lateral. Los efectos P – Delta pueden ser cuantificados por medio de un valor que están en función del desplazamiento lateral, el peso propio y el corte basal que se encuentra interactuando en la estructura.

Para el análisis de los efectos P – Delta se toma en cuenta lo establecido en la norma NEC 2015. La norma establece que el índice de estabilidad (θ) debe ser verificado en cada nivel del edificio y que el efecto sea despreciable cuando el valor de (θ) sea menor o igual a 0.1. El valor de (θ) se lo calcula con la siguiente ecuación:

$$\theta_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{V_i \cdot h_i}$$

Donde:

θ_i : Índice de Estabilidad.

P_i : Carga total vertical considerada en todo el piso.

Δ_i : Deriva del piso calculada en el centro de masas.

V_i : Cortante basal del nivel en análisis.

h_i : Altura del nivel en análisis.

2.6.2. Criterio Columna Fuerte – Viga Débil.

Cuando existe la acción de fuerzas sísmicas, los máximos valores de momentos flectores se encuentran en los extremos de vigas y columnas, que son puntos donde se desarrolla una forma de falla llamada rótula plástica que ayuda con la disipación de energía por la fluencia de los elementos de acero.

Sabiendo que una falla de este tipo en una columna puede ser el inicio del colapso de una estructura, investigaciones y estudios han demostrado que la estructura se comporta de manera adecuada cuando estos mecanismos de falla se generan en las vigas

Este criterio consiste en que, durante un evento sísmico, la formación de rótulas plásticas se debe dar en los extremos de vigas y las columnas deben mantenerse en el rango elástico o muy cercano a este estado. Este criterio se basa fundamentalmente en el “Diseño por Capacidad”.

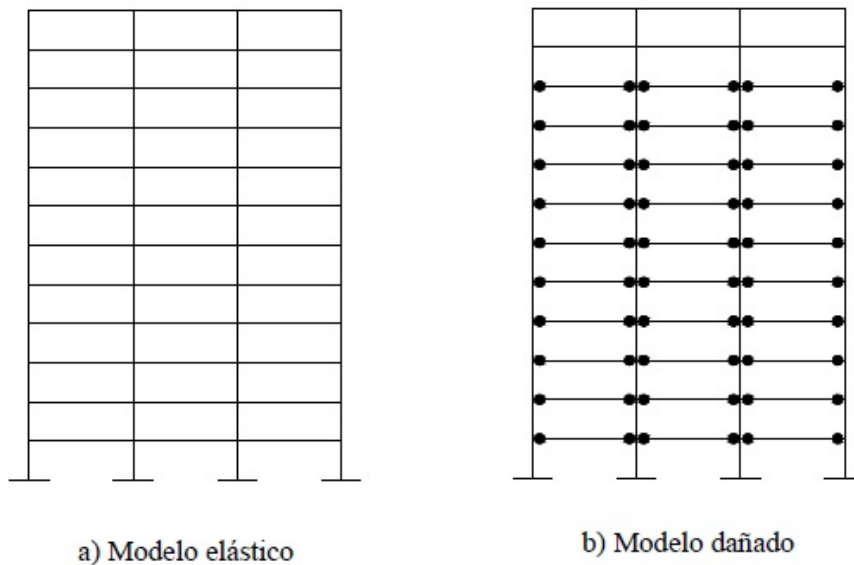


ILUSTRACIÓN 38: FINALIDAD DEL CRITERIO COLUMNA FUERTE – VIGA DÉBIL

Fuente: http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0185-092X2013000100005

Para que se cumpla una de las más importantes premisas del diseño sismorresistente, la estructura de acero debe cumplir con la siguiente condición:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pv}^*} \geq 1.0$$

Donde:

$\sum M_{pc}^*$: Suma de momentos probables nominales de la columna sobre y bajo el nudo.

$\sum M_{pv}^*$: Suma de momentos probables nominales de la viga a ambos lados del nudo.

Los lugares donde se espera la formación de rótulas plásticas son denominados como “Zonas Protegidas”. Las normas AISC 341 – 10 y NEC_SE_AC cuentan con especificaciones y requisitos para el correcto diseño, detallamiento y fabricación de estas zonas, con la finalidad que soporten deformaciones inelásticas durante el evento sísmico.

2.6.3. Conexión Viga – Columna.

Para obtener la ductilidad esperada de la estructura durante el evento sísmico, las conexiones viga – columna deben ser diseñadas de tal manera que disipen correctamente la energía producida por las fuerzas laterales.

Grandes consecuencias se pudieron observar en las conexiones viga – columna durante los sismos de Northridge en el año de 1994 y el sismo de Kobe un año después, con lo que se establecieron requisitos mucho más rigurosos para las conexiones en acero. La norma AISC 341 – 10 especifica que, para pórticos resistentes a momento, se debe utilizar conexiones precalificadas, las cuales han sido aprobadas y validadas por medio de la experimentación.

Se puede formar dos grupos para las conexiones precalificadas:

- Conexiones que han sido rigidizadas mediante placas.
- Conexiones en la que se reduce las secciones de la viga.

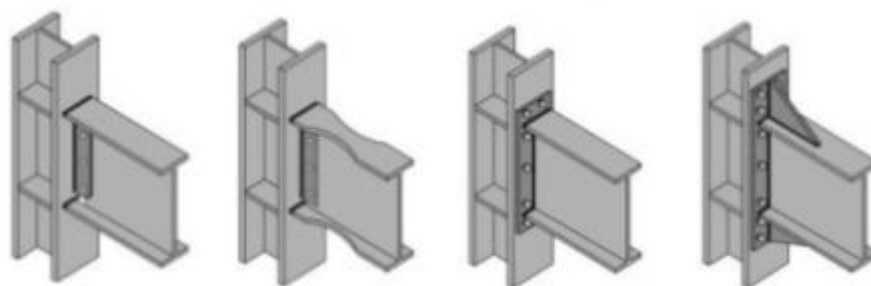


ILUSTRACIÓN 39: CONEXIONES VIGA – COLUMNA

Fuente: <http://es.slideshare.net/brujitacalderon1/diseo-de-conexion>

La reducción a la sección de la viga se la realiza cercana a la conexión, con la finalidad de que esa zona sea posible lugar de formación de rótulas plásticas. Con esto, se asegura el cumplimiento del criterio columna fuerte – viga débil.

2.6.4. Método de Diseño de Elementos de Acero: Método LRFD.

El método de “Diseño por Factores de Carga y Resistencia” es el utilizado en la actualidad y es el más aceptado para el diseño de elementos de acero.

La base de este método en el análisis de estados límite, estados a los cuales la estructura o ciertos componentes de esta dejan de cumplir con su función. Los estados límite son dos grupos:

- Servicio: Condiciones de funcionamiento. Ejm: Control de deformaciones
- Resistencia (Últimos): Capacidades de resistencia a cargas últimas con la finalidad de prevenir el daño y el colapso. Estos estados límite varían dependiendo de la Solicitación Actuante (fluencia, rotura, rótulas plásticas, fatiga), por los que los factores de reducción de resistencia multiplican a la resistencia nominal, considerando incertidumbre o fallas durante los procesos de construcción y diseño.

Adicionalmente, este método de diseño considera factores de aumento de carga, aplicados a diferentes combinaciones que dependen de la precisión de cálculo de la carga y de la probabilidad de que las cargas ocurran de manera simultánea durante toda la vida útil de la

estructura. Las combinaciones de carga especificadas por la norma NEC 2015 son las siguientes:

- 1) $U = 1.4D$
- 2) $U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- 3) $U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$
- 4) $U = 1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ o } S \text{ o } R)$
- 5) $U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
- 6) $U = 0.9D + 1.0W$
- 7) $U = 0.9D + 1.0E$

Definidas las combinaciones de carga y la utilización de factores de reducción de resistencia, las cargas deben cumplir la siguiente condición:

$$R_u \leq \phi R_n$$

Donde:

R_u : Resistencia producida por cargas últimas.

R_n : Resistencia nominal del elemento.

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

ϕR_n : Resistencia de Diseño.

2.6.5. Definición de Estados de Carga Sísmica.

Los terremotos son eventos de acción completamente dinámica. Los primeros análisis que se han realizado para este tipo de acciones han sido en base a análisis estáticos. De esta forma se desarrolló el método conocido como “Método la fuerza estática equivalente”. Actualmente es un método válido y aún utilizado para el diseño de estructura simples, de baja altura y muy regulares.

Gracias a la aparición de varios softwares para el análisis y diseño estructural, el desarrollo de métodos de análisis dinámico ha aumentado, con la finalidad de que se puede analizar este tipo de acciones con una facilidad mayor.

En todos estos métodos, el sismo se lo cuantifica con la ayuda de dos elementos:

- Espectro de aceleración, proceso llamado “Método del Espectro de Respuesta Modal”
- Acelerogramas reales, proceso llamado “Análisis Tiempo – Historia”

Existen 4 parámetros principales para poder definir la acción sísmica, independientemente del método que decida utilizarse:

- Respuesta del sistema estructural.
- Importancia del sistema.
- Características del suelo del lugar.
- Sismicidad propia de la zona.

2.6.5.1. Método de Carga Estática Equivalente.

Este método transforma el efecto real de un evento sísmico en una fuerza lateral o también llamada “Cortante Basal”. Esta fuerza actúa en la base de la estructura y como paso siguiente, se distribuye la fuerza en altura de forma creciente. El cortante basal se lo encuentra por medio del producto del peso total de la estructura y un coeficiente que se considera: la irregularidad en planta y en elevación, la aceleración espectral para el periodo fundamental de la estructura, el factor de modificación de respuesta sísmica y el factor de importancia.

$$V = \frac{S_a(t) * I}{R * \phi_E * \phi_P} * W = C_s * W$$

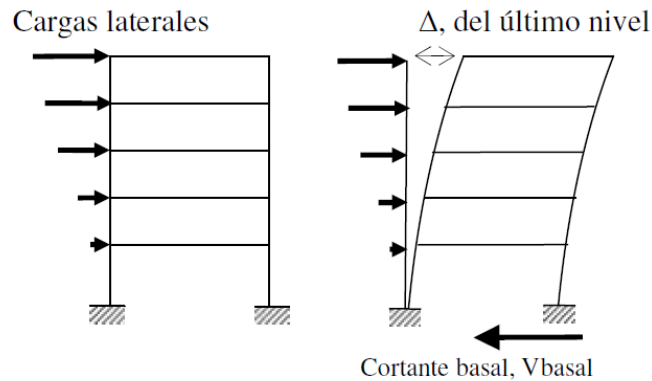


ILUSTRACIÓN 40: DISTRIBUCIÓN DE CORTANTE BASAL EN ALTURA

Fuente: http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1794-12372009000200011

2.6.5.2. Método de Espectro de Respuesta Modal.

Método de análisis que, para determinar la acción sísmica, se basa en gran parte de la utilización de espectros de respuesta

Sabiendo que la estructura se encuentra en un espacio tridimensional, se debe considerar que existirán deformaciones y rotaciones en las tres direcciones del espacio. Con lo que, en la estructura, existen igual número de modos de vibración que de grados de libertad. Cada modo está compuesto de su desplazamiento y de su periodo de vibración.



ILUSTRACIÓN 41: MODOS DE VIBRACIÓN DE UNA ESTRUCTURA

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

Como se puede apreciar en la figura, la estructura cuenta de tres pisos (3 grados de libertad), por lo que sus modos de vibración, frecuencias y periodos de vibración son de igual número. Conceptualmente, el modo 1 posee el mayor periodo de vibración, mientras que el modo 3 tiene el periodo más bajo.

Cada modo contribuye con un porcentaje de la masa total de la estructura, y se debe cumplir que la sumatoria de todas las aportaciones de los modos de vibración deben ser al menos el 90% de la masa total de la edificación en cada dirección ortogonal.

Este tipo de análisis es el más utilizada y ha sido adoptado por la mayoría de las normas de diseño sismorresistente.

2.6.5.2.1. Espectro de Respuesta.

Un espectro de respuesta es la representación gráfica de las máximas respuestas (aceleración, velocidad, desplazamiento) que se produce en un sistema de un grado de libertad por la acción de una carga sísmica para un amortiguamiento determinado.

Cada espectro se define para un sismo dado, por lo que es la respuesta de un registro y no es aceptado para realizar el diseño. La construcción del espectro consiste en tomar las máximas respuestas obtenidas de diferentes sistemas con periodos de vibración distintos (diferente altura) de un grado de libertad bajo la acción del mismo sismo y con el mismo factor de amortiguamiento.

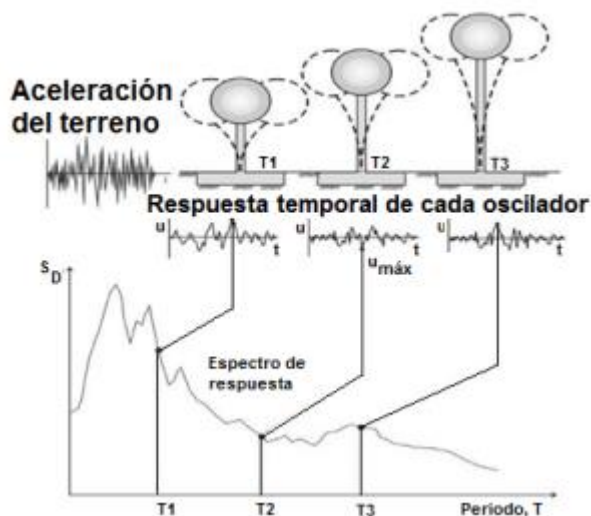


ILUSTRACIÓN 42: ESPECTRO DE ACELERACIONES

Fuente: Diapositivas Diseño Sismorresistente, Dr. Fabricio Yépez

2.6.5.2.2. Espectro de Diseño.

El espectro de diseño es la representación normalizada de una familia de espectros que fueron construidos para un tipo de suelo específico.

Para la ingeniería, los valores de aceleración son los más importantes que se considera para un correcto diseño sismorresistente. Con la ayuda de los espectros de aceleración, se puede determinar el peligro sísmico de una zona en particular.

2.6.5.2.3. Limitaciones del método de Espectro de Respuesta Modal.

- **Cálculo de Derivas de piso**

Todo desplazamiento que se produce por el método de espectro de respuesta es un valor positivo. Por lo que se sabe que una gráfica de forma dinámico desplazada tiene poca relevancia porque cada desplazamiento describe una parte del valor máximo. Se utiliza desplazamientos entre pisos para poder estimar los daños existentes en los elementos no estructurales y estos valores no pueden ser calculados de forma directa en base a los probables valores pico de desplazamiento.

- **Estimación de Esfuerzos Espectrales en vigas**

Para el cálculo de los esfuerzos producidos en una sección transversal de una viga se utiliza la siguiente ecuación: $\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_y * x}{I_y} + \frac{M_x * y}{I_x}$. Para un análisis de espectro de respuesta modal, el modo y enfoque correcto para la utilización de la ecuación de esfuerzos es evaluar dicha ecuación para cada modo de vibración de la estructura. Esto toma en cuenta los signos de las fuerzas axiales y momentos de cada modo.

- **Revisiones de Diseño para Vigas de Acero**

La mayoría de las ecuaciones que son utilizadas para la revisión de estructuras metálicas están expuestas en términos de “relaciones de fuerza de diseño” que son una relación de la fuerza axial del elemento de tipo no – lineal por lo que no se pueden calcular las relaciones en cada modo de vibración.

2.6.5.3. Análisis Tiempo - Historia.

Método que consiste en encontrar la respuesta de una estructura sometida a la acción registros de sismos reales o artificiales que, siendo normados, la aceleración máxima se equipare con la aceleración máxima esperada en el lugar donde se piensa ubicar la estructura. Es un método de análisis que arroja similares resultados a los que se obtiene por medio del método de respuesta modal. Los registros que más comúnmente se utiliza para realizar este análisis son los registros de aceleración o también llamados acelerogramas.

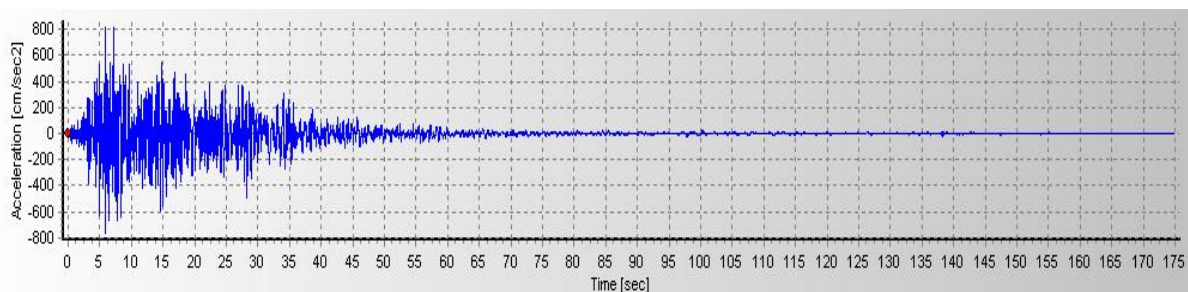


ILUSTRACIÓN 43: ACELEROGRAMA DEL SISMO DE PEDERNALES REGISTRADO EN MANTA

Fuente: Obtenido por medio del Software SeismoSignal 2016

2.6.6. Sistema Estructural Utilizado

El sistema que se modelará es “Pórticos Especiales Resistentes a Momento de Acero” que tiene como valor del factor de modificación de respuesta sísmica (R) igual a 8, tal como lo especifica la norma NEC 2015 y ASCE 7 – 10. Adicionalmente, la norma ASCE 7 – 10 no especifica un límite de altura para ninguna de las categorías de diseño sísmico.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

ILUSTRACIÓN 44: VALORES DE FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN NORMA NEC 2015

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC_SE_DS

Table 12.2-1 (Continued)

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_0^b	Deflection Amplification Factor, $C_d^{b,c}$	Structural System Limitations Including Structural Height, h_s (ft) Limits ^c				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^d	E ^d	F ^e
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS									
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½	NL	NL	160	100	NP
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4	NL	NL	35 ^h	NP ^h	NP ^h
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3	NL	NL	NP ⁱ	NP ⁱ	NP ⁱ
5. Special reinforced concrete moment frames ^g	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½	NL	NL	NL	NL	NL
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½	NL	NL	NP	NP	NP
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½	NL	NP	NP	NP	NP

ILUSTRACIÓN 45: VALORES DE FACTOR DE MODIFICACIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA SEGÚN NORMA ASCE 7-10

Fuente: Norma ASCE 7-10

2.7. CARACTERÍSTICAS PRINCIPALES DE LOS MODELOS

Los modelos a realizarse serán cinco diseñados en estructura metálica, estarán ubicados en la ciudad de Quito, serán regulares tanto en planta como en elevación. La altura de entrepiso será de 3.24m. El número de pisos será: 15, 20, 30, 40 y 50 pisos.

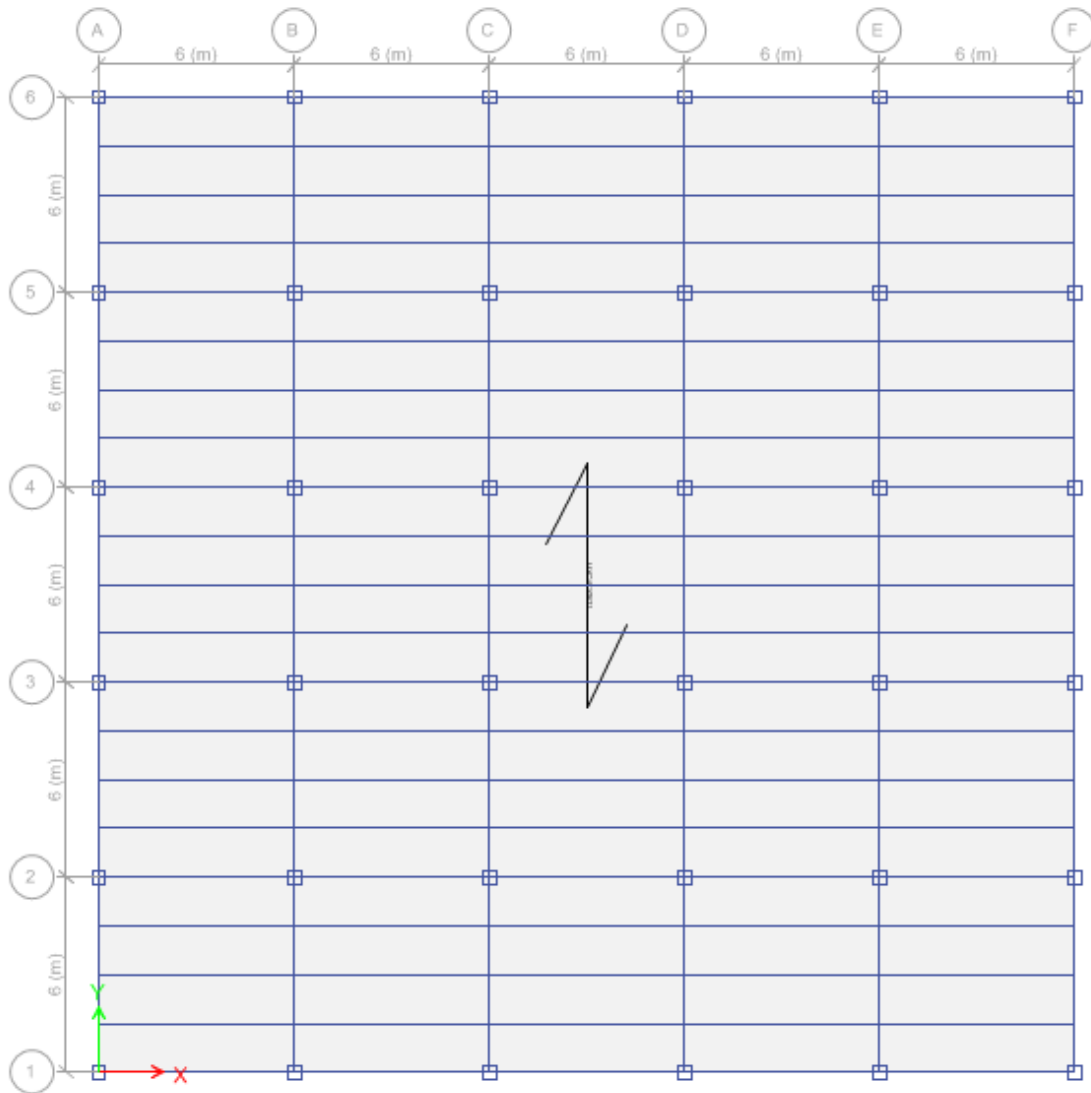


ILUSTRACIÓN 46: PLANTA TIPO DE MODELOS PROPUESTOS

Para el análisis y diseño de los modelos se utiliza el software ETABS 2015, ya que es el software de mayor uso con lo que respecta a diseño de edificios.

2.7.1. Criterios Generales de Modelación

2.7.1.1. Materiales Utilizados

2.7.1.1.1. Acero

El tipo de acero utilizado para estos modelos es el acero A36 que tiene un esfuerzo de fluencia de $F_y = 2531 \text{ kg/cm}^2$

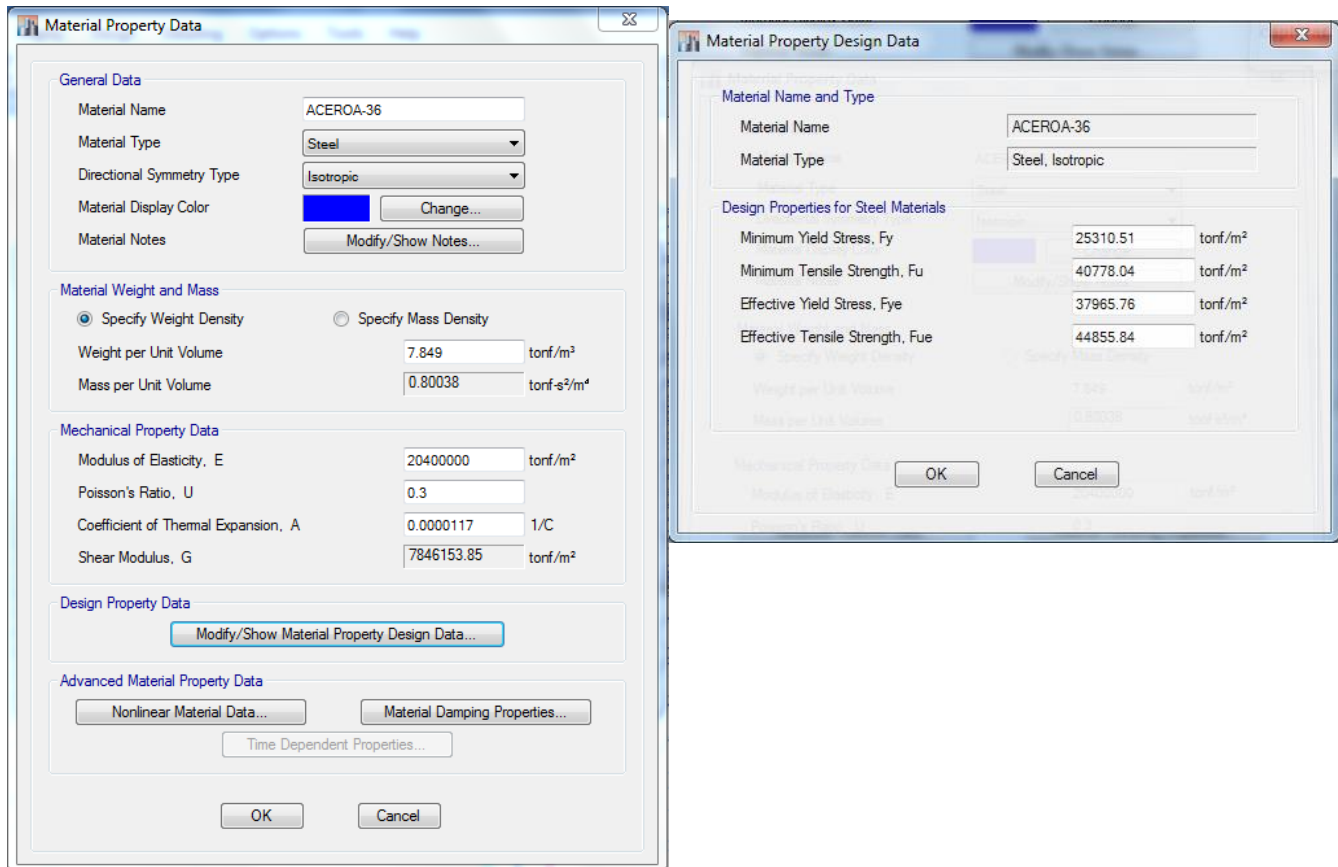


ILUSTRACIÓN 47: DEFINICIÓN DE MATERIAL “ACERO”

2.7.1.1.2. Hormigón

El hormigón será utilizado únicamente para las losas constituidas por una placa tipo deck. La resistencia a la compresión del hormigón es: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$. El módulo de elasticidad del hormigón será adaptado a la realidad del país, por lo que se usa la siguiente ecuación:

$$E = 14000 * \sqrt{f'c} = 14000 * \sqrt{210} * 10 = 2028792.74 \text{ ton/m}^2$$

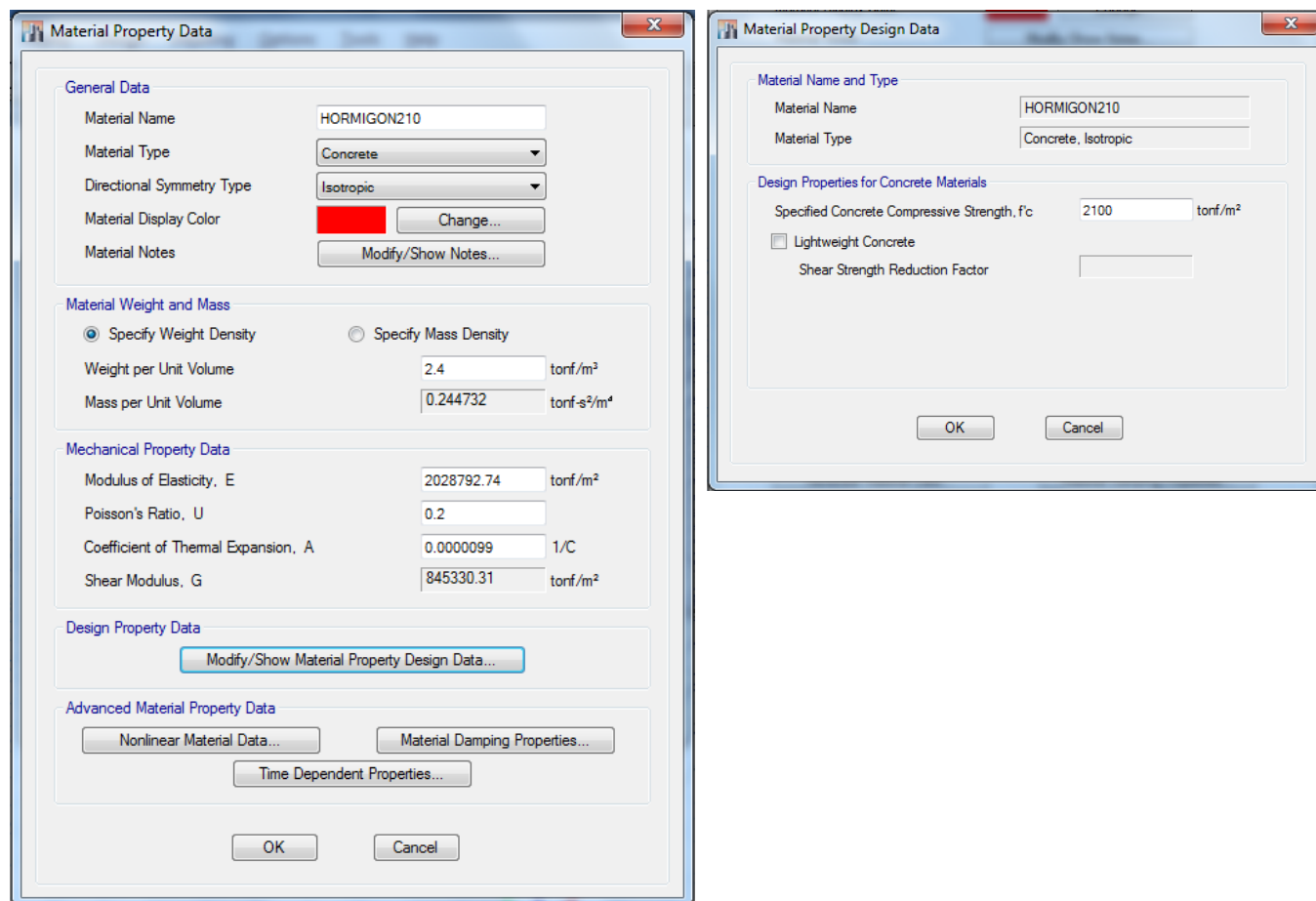


ILUSTRACIÓN 48: DEFINICIÓN DE MATERIAL “HORMIGÓN”

2.7.2. Predimensionamiento de Losas

La losa es un elemento estructural con la finalidad de transmitir las cargas de las vigas principales, vigas secundarias y columnas.

El tipo utilizado de losa para todos los modelos cuenta con una placa colaborante (placa deck). Su predimensionamiento depende exclusivamente de la separación entre los elementos en los cuales estará apoyado este panel.

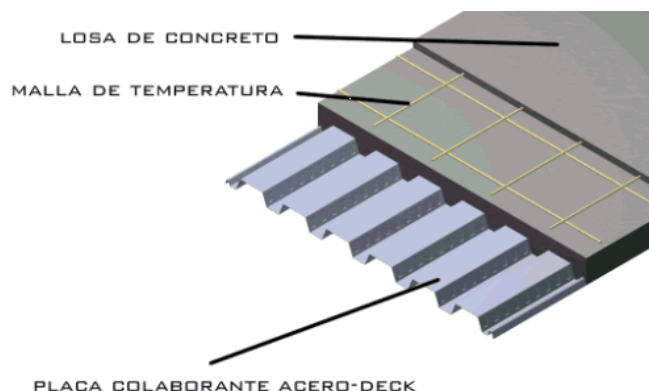


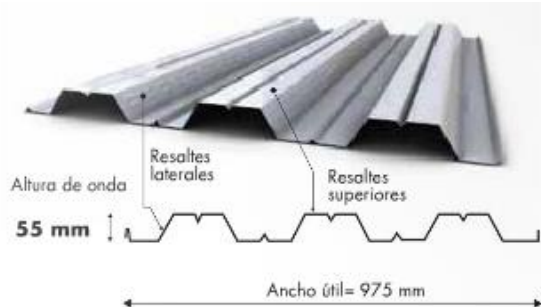
ILUSTRACIÓN 49: ELEMENTOS QUE COMPONEN LOSA ALIVIANADA CON DECK METÁLICO

Fuente: [http://www.acero-deck.com/sistema\(1\).php](http://www.acero-deck.com/sistema(1).php)

Las características de la losa tipo deck son las siguientes:

- Espesor de placa: 0.65 mm
- Espesor de hormigón sobre la cresta: 5 cm
- Espesor total: 11 cm

Para revisar las características de las placas se utiliza los catálogos de la compañía NOVACERO para su categoría planchas tipo DECK.



PROPIEDADES DE LA SECCIÓN SIMPLE					
Espesor (mm)	Peso (kg/m ²)	I+ (cm ⁴ /m)	S+ (cm ³ /m)	S- (cm ³ /m)	As (cm ² /m)
0.65	6.38	31.56	9.66	10.41	8.13
0.76	7.47	39.37	12.43	13.29	9.51
1.00	9.82	55.99	18.43	19.34	12.51

ILUSTRACIÓN 50: CARACTERÍSTICAS DECK METÁLICO

Fuente: <http://www.novacero.com/catalogo-productos/sistemas-constructivos-estructurales/normalosa.html>

CUADRO DE CAPACIDADES DE CARGA												
Espesor de losa (cm)	Volumen de hormigón (m ³ /m ²)	Espesor Novalosa (mm)	Máxima luz sin apuntalar (m)		Carga total sobrepuesta (kg/m)							
			Condición de apoyo		Separación entre apoyos (m)							
			1 vano	2 o más vanos	1.60	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60	2.80	3.00
5	0.075	0.65	1.46	1.94	1418	1030	861	656	500	378	282	204
		0.76	1.73	2.31	1531	1301	980	742	638	498	486	296
		1.00	2.23	2.96	2000	1638	1225	920	880	699	556	440
6	0.085	0.65	1.41	1.87	1595	1141	1001	761	578	436	323	232
		0.76	1.66	2.22	1699	1463	1088	810	741	577	446	341
		1.00	2.13	2.85	2000	1837	1354	1250	978	767	599	556
10	0.125	0.65	1.24	1.66	2000	2000	1562	1171	875	644	460	312
		0.76	1.45	1.96	2000	1999	1946	1494	1151	884	672	501
		1.00	1.85	2.50	2000	2000	2000	1706	1264	1361	1088	868

ILUSTRACIÓN 51: CAPACIDADES DE CARGA DECK METÁLICO

Fuente: <http://www.novacero.com/catalogo-productos/sistemas-constructivos-estructurales/novalosa.html>

2.7.2.1. Determinación de la carga muerta para la losa

- Peso de la placa de espesor 0.65cm: 6.38 kg/m^2
- Peso del hormigón: $0.075 \text{ m}^3/\text{m}^2 * 2400 \text{ kg/m}^3 = 180 \text{ kg/m}^2$
- Peso propio de la losa: 186.38 kg/m^2
- Masillado y enlucido: 44 kg/m^2
- Recubrimiento de pisos: 44 kg/m^2
- Peso de la mampostería: 250 kg/m^2
- Carga Muerta (CM): 338 kg/m^2
- Carga Viva (CV): 200 kg/m^2

Con ayuda del software ETABS 2015, se modela la losa con placa colaborante con el siguiente proceso:

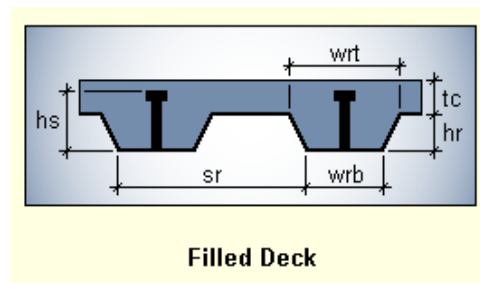


ILUSTRACIÓN 52: MODELACIÓN DE DECK METÁLICO

Deck Property Data

General Data

Property Name: LOSADECK1

Type: Filled

Slab Material: HORMIGON210

Deck Material: ACEROA-36

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Slab Depth, tc	0.05	m
Rib Depth, hr	0.06	m
Rib Width Top, wrt	0.15	m
Rib Width Bottom, wrb	0.125	m
Rib Spacing, sr	0.3	m
Deck Shear Thickness	0.00065	m
Deck Unit Weight	0.01	tonf/m ²
Shear Stud Diameter	0.018	m
Shear Stud Height, hs	0.09	m
Shear Stud Tensile Strength, Fu	45000	tonf/m ²

OK Cancel

ILUSTRACIÓN 53: DEFINICIÓN DE PARÁMETROS DE DECK METÁLICO

2.7.3. Predimensionamiento de Vigas

2.7.3.1. Vigas Secundarias

Para este proceso se toma en cuenta la disposición adoptada, con la finalidad de definir el ancho cooperante para determinar la carga que soporta la viga secundaria.

Se define vigas principales con luces de 6 metros por lo que las vigas secundarias estarán separadas una distancia de 1.50 metros, consiguiendo un arreglo equidistante. Esta disposición cumple con la separación existente entre apoyos que es dispuesta por el fabricante para apoyar de manera correcta la placa tipo deck.

La norma AISC 341 – 10 indica que el ala superior y el ala inferior de vigas principales deben encontrarse arriostradas lateralmente, a un valor máximo de separación L_b , siendo determinada esta distancia al momento de realizar el predimensionamiento de vigas principales, por lo que se asume una distancia de 1.50 metros cumpliendo así la disposición establecida. En caso de que no se cumpla, esta dimensión deberá ser cambiada.

Para el predimensionamiento de estos elementos se consideran los siguientes datos:

- Longitud viga secundaria: $6m$
- Ancho cooperante: $1.50 m$
- PP + CM: $524.38 kg/m^2$
- CV: $200 kg/m^2$

Para predimensionamiento, se desprecia el peso propio de la viga secundaria.

Se usa la siguiente combinación de carga para allá la carga última que resiste el elemento:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 * 524.38 + 1.6 * 200$$

$$U = 949.26 kg/m^2$$

Se multiplica el valor de “U” por el ancho cooperante de la viga para allá la carga uniformemente distribuida por unidad de longitud:

$$w = 949,26 * 1.50 = 1.42 \text{ ton/m}$$

Las uniones entre vigas principales y secundarias pueden ser consideradas como flexibles. Por lo tanto, se puede encontrar el valor del momento máximo positivo que actúa sobre la viga. Asimismo, se puede determinar las reacciones en los apoyos de la viga secundaria.

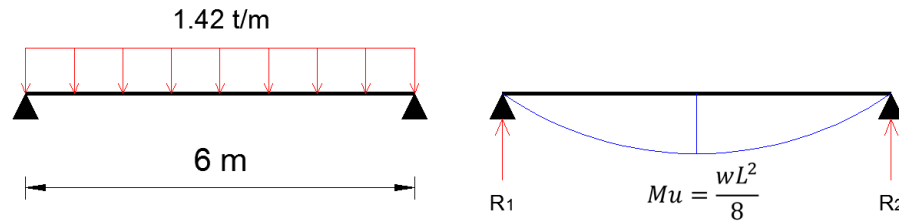


ILUSTRACIÓN 54: ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE VIGA SECUNDARIA

$$M_u = \frac{w * l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{1.42 * 6^2}{8} = 6.39 \text{ ton} * m$$

$$R_1 = R_2 = 4.26 \text{ ton}$$

Se calcula el módulo plástico de la sección por medio de la siguiente expresión:

$$Z_{x_{req}} = \frac{M_u}{\phi_b * f_y} = \frac{6.39 * 10^5}{0.9 * 2531} = 280.52 \text{ cm}^3$$

Con este valor, se busca en las tablas publicadas por AISC – LRFD una sección comercial que tenga un módulo plástico de sección similar o muy cercano al módulo calculado.

Puesto que los catálogos de perfiles estructurales publicados por el AISC no se encuentran disponibles en nuestro país, la norma permite la creación de la viga armada por parte del diseñador. Esta viga armada estará conformada por placas de acero para el alma y para las alas con dimensiones muy parecidas a las especificadas por los catálogos.

De todas las secciones definidas, el software ETABS 2015 selecciona la sección más eficiente que cumpla con todos los requisitos indicados anteriormente.

2.7.3.2. Vigas Principales

Para el predimensionamiento de las vigas principales, se consideran las reacciones que se producen por acción de las vigas secundarias y que serán transmitidas a las columnas.

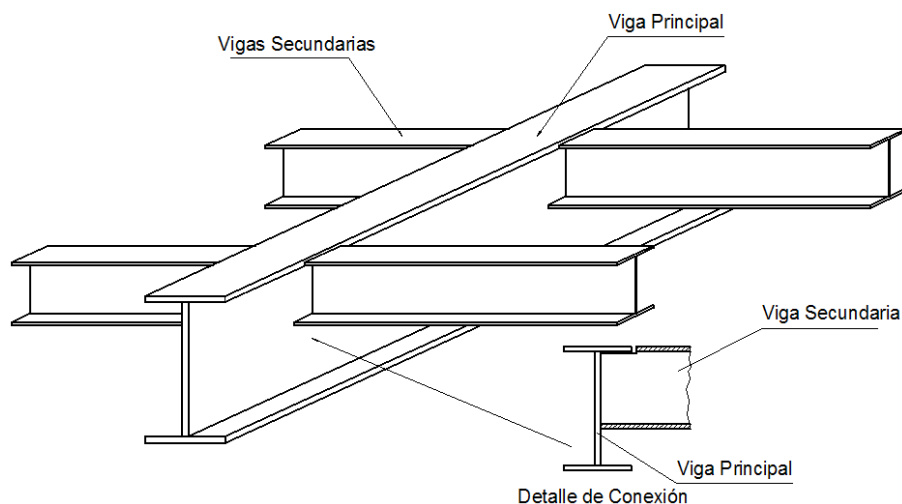


ILUSTRACIÓN 55: CONEXIÓN VIGA PRINCIPAL – VIGA SECUNDARIA

Fuente: Diseño Sismorresistente de Edificios de Acero utilizando ETABS y NEC 2015, Ing. Marcelo Guerra

Cuando las estructuras son construidas en lugares de alto riesgo sísmico, se debe detallar y diseñar las conexiones con la finalidad de que sean elementos capaces de disipar correctamente la energía producida por las cargas sísmicas. Esto es una característica muy importante en los pórticos resistentes a momento, ya que las conexiones son los elementos que ayudan a la disipación de energía de las cargas sísmicas.

Como las vigas secundarias están simplemente apoyadas a las vigas principales, sólo transmiten carga axial a esta. Su valor es igual a $R_1 = R_2 = 4.26 \text{ ton}$. Este valor ya se lo obtuvo en la parte anterior.

Con la finalidad de encontrar el valor de momento máximo, se consideran dos condiciones de apoyo: viga empotrada y viga con articulaciones fijas. Estas dos condiciones

están aplicadas a los extremos de la viga. Para modelar estas dos condiciones se utiliza como ayuda el software SAP 2000.

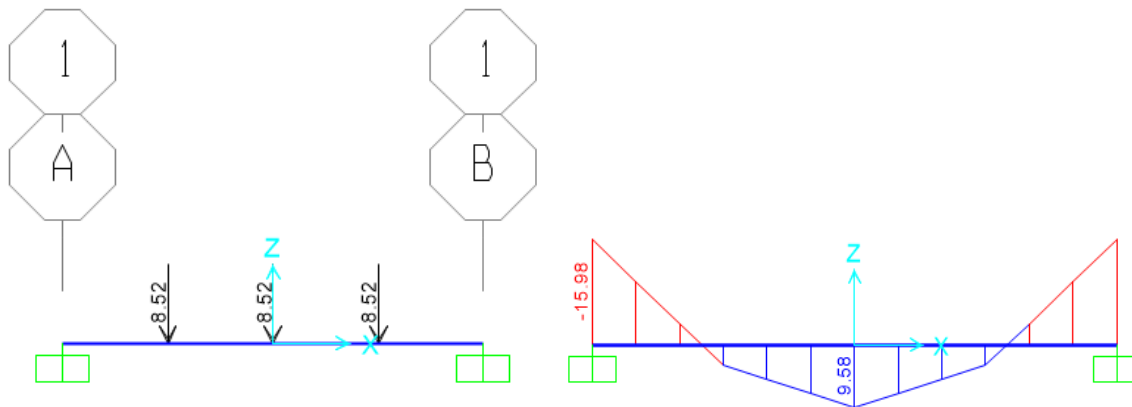


ILUSTRACIÓN 56: ANÁLISIS ESTRUCTURAL VIGA PRINCIPAL (EXTREMOS EMPOTRADOS)

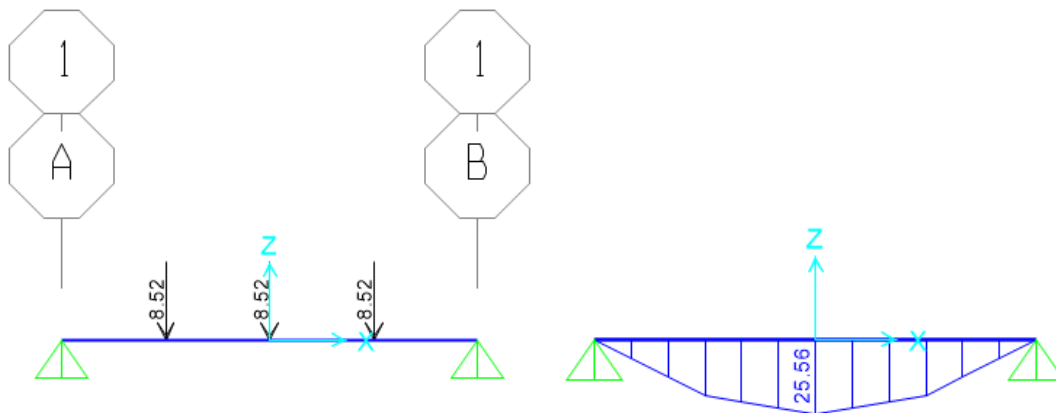


ILUSTRACIÓN 57: ANÁLISIS ESTRUCTURAL VIGA PRINCIPAL (SIMPLEMENTE APOYADA)

Se puede observar que el momento mayor aparece en la condición “Simplemente apoyada”, pero debido a las conexiones que existe en este tipo de pórtico, se considera el momento menor, puesto que la condición que se puede llegar a presentar en la realidad es un caso intermedio entre las dos condiciones mostradas.

Al ser un predimensionamiento de secciones, se considera $M_{m\acute{a}x} = 25.56 \text{ ton} * m$, a sabiendas que, con ayuda del software ETABS 2015, se verificará y se optimizará las secciones a utilizar.

Con este momento, que se lo obtuvo anteriormente, se utiliza la siguiente ecuación:

$$Zx_{req} = \frac{25.56 \times 10^5}{0.9 * 2531} = 1122.09 \text{ kg/cm}^2$$

El programa, al momento de seleccionar secciones, considera los efectos de sismo, por lo que elige secciones grandes para los pisos bajos y secciones pequeñas para los pisos altos. Un aspecto que se considera en el diseño de este tipo de pórticos, es el diseño regido por el estado de servicio (cumplimiento de derivas de piso). Asimismo, es considerado el periodo de vibración dinámico (T_D) de la estructura para el dimensionamiento de secciones de acero. Este periodo no debe exceder el límite que es determinado por: $C_U * T_a$.

Estas medidas hacen que sea necesario elegir perfiles más robustos, comparados con los establecidos en el predimensionamiento.

2.7.3.3. Compacidad de Vigas

En la norma AISC 341 – 10, se establece que las secciones deben ser sísmicamente compactas para estructuras esenciales. Esta condición se la debe cumplir con la ayuda de la tabla D1.1 de esta norma.

Para alas:

$$\frac{b_f}{t_t} \leq 0.3 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Para alma:

$$\frac{h_w}{t_w} \leq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

2.7.4. Predimensionamiento de Columnas

La columna es uno de los elementos estructurales más importantes, ya que tiene como finalidad transmitir a la cimentación las cargas recibidas de las vigas principales.

Al ser un predimensionamiento se asume que las columnas trabajan netamente a compresión, es decir, la carga es concéntrica con el elemento. Dependiendo de los resultados arrojados por el software ETABS 2015, esta condición puede ser modificada.

- Peso propio de la losa + Carga permanente (CM): 524.38 kg/m^2
- Peso de vigas y columnas (asumido): 35 kg/m^2
- Carga viva (CV): 200 kg/m^2

Se usa la siguiente combinación de carga para allá la carga última que resiste el elemento:

$$U = 1.2D + 1.6L$$

$$U = 1.2 * (524.38 + 35) + 1.6 * 200$$

$$U = 991.26 \text{ kg/m}^2$$

Se realiza el predimensionamiento de la columna que cuenta con la mayor área cooperante (36 m^2). Adicionalmente, se considera un factor de mayoración igual a 1.5. Este factor que considera, de cierta manera, la acción sísmica sobre la columna. Con estas condiciones, el valor de la carga axial es:

$$P_u = 991.26 * 36 * 1.5/1000 = 53.53 \text{ ton/piso}$$

La relación de esbeltez que se considera, para fines de predimensionamiento, es:

$$\frac{Kl}{r} = 50$$

Según las tablas del Código LRFD, para un elemento de acero A36 que trabaja únicamente a compresión, con relación de esbeltez igual a 50, se le asigna un valor de 28.4 ksi (1996.7 kg/cm^2) como esfuerzo crítico.

Por lo que el área del elemento se la determina por medio de la siguiente expresión:

$$A_{req} = \frac{P}{\sigma}$$

Se considera una sección cuadrada hueca para todas las columnas de todos los modelos propuestos. La forma tipo de esta sección se la aprecia en la siguiente figura:

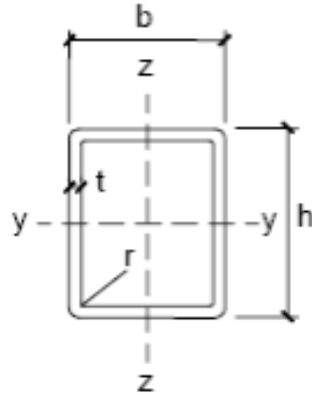


ILUSTRACIÓN 58: PERFIL TIPO CAJÓN

2.7.4.1. Compacidad de Columnas

Para que la sección elegida para columna sea considerada como sísmicamente compacta, debe cumplir con el siguiente límite propuesto por la norma AISC 341 – 10 en su tabla D1.1:

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

Para cumplir con los requerimientos de la norma y evitar excesivos espesores de placas para los elementos, especialmente para los edificios más altos, se propone un detallamiento de la columna tipo cajón con atiesadores en la mitad de la dimensión de cada una de las caras.

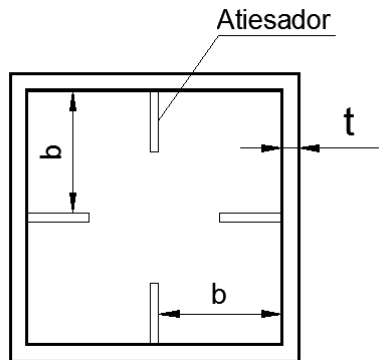


ILUSTRACIÓN 59: PERFIL TIPO CAJÓN CON ATIESADORES

2.7.5. Condiciones de Apoyos de las Estructuras

Los apoyos de las estructuras propuestas en este trabajo serán modelados como empotramientos perfectos.

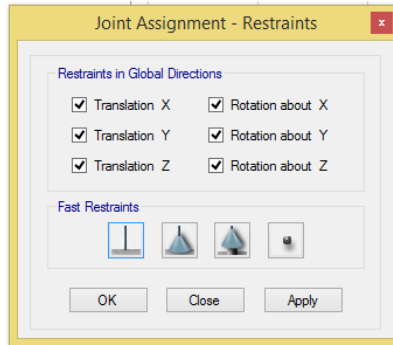


ILUSTRACIÓN 60: CONDICIONES DE APOYO PARA MODELOS

2.7.6. Definición de Condiciones para Análisis de Carga Estática Equivalente

Según la norma NEC 2015, el valor del cortante basal se lo calcula por medio de la siguiente expresión:

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

Donde:

- V : Valor de Cortante Basal.
- I : Factor de Importancia de la estructura.
- Sa : Aceleración espectral en función del periodo fundamental de la estructura.
- R : Factor de modificación de respuesta sísmica.
- ϕ_P : Factor de irregularidad en plata.
- ϕ_E : Factor de irregularidad en elevación.
- W : Peso de la estructura.

El valor del periodo fundamental se lo calcula mediante la siguiente ecuación:

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

Donde:

- T : Valor del periodo fundamental de la estructura.
- C_t : Coeficiente que depende del tipo de edificio.
- h_n : Altura del edificio desde la base.
- α : Coeficiente que depende del tipo de edificio.

2.7.7. Definición de Condiciones para Análisis Modal Espectral

2.7.7.1. Espectro de Respuesta de Acuerdo la Norma NEC 2015

Para obtener el espectro, se definen los siguientes parámetros:

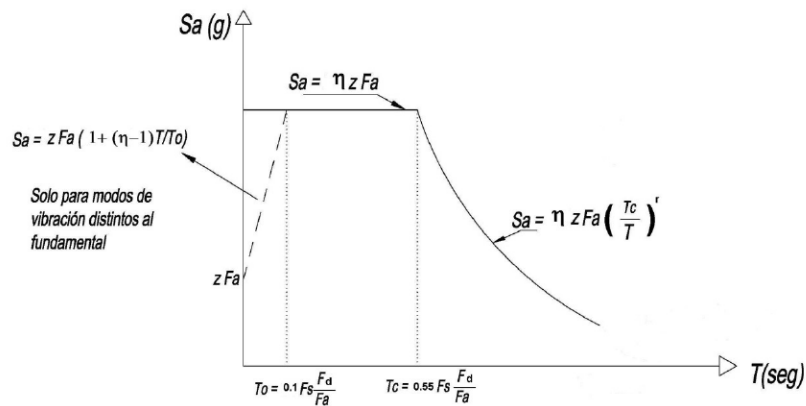


ILUSTRACIÓN 61: ESPECTRO DE DISEÑO TIPO

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC_SE_DS

- Estructura ubicada en la ciudad de Quito donde se encuentran estratos superficiales de suelo tipo “D”.
 - Zona Sísmica V ($Z = 0.4g$)
- Suelo tipo “D”
 - $Fa = 1.2$
 - $Fd = 1.19$
 - $Fs = 1.28$
- Conocer límites T_0 , T_c y T_L

- $T_o = 0.1 * F_S \frac{F_d}{F_a} = 0.127$
- $T_c = 0.55 * F_S \frac{F_d}{F_a} = 0.0698$
- $T_L = 2.4 * F_d = 2.856$

Con estos datos se obtiene el espectro de respuesta para la ciudad de Quito:

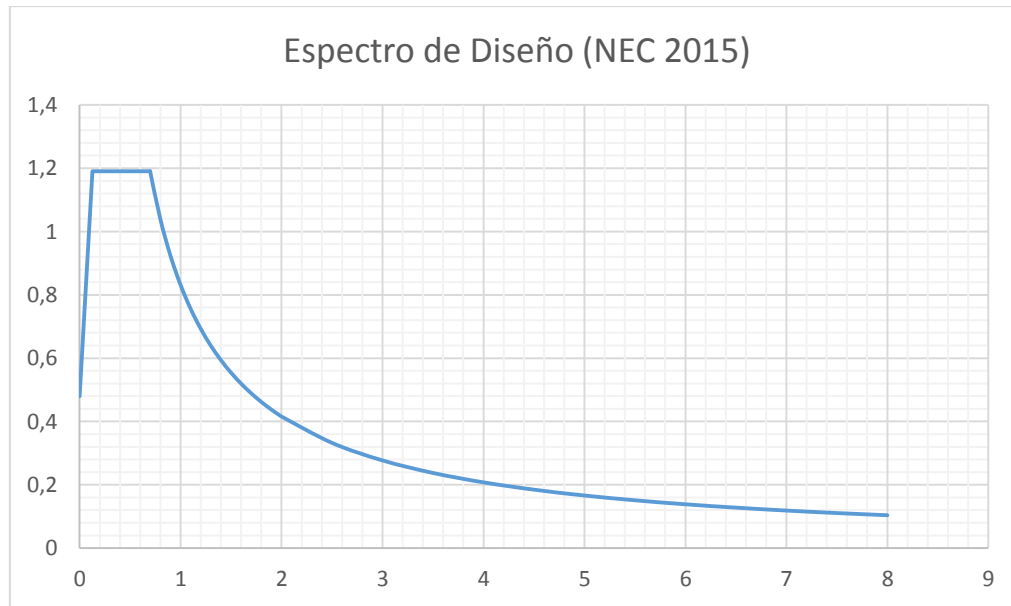


ILUSTRACIÓN 62: ESPECTRO DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE QUITO

2.7.7.2. Espectro de Diseño de Acuerdo la Norma NEC 2015

Para obtener este espectro, se debe afectar a los valores del espectro de respuesta con el factor de modificación de respuesta sísmica (R), que para este caso es igual a 8.

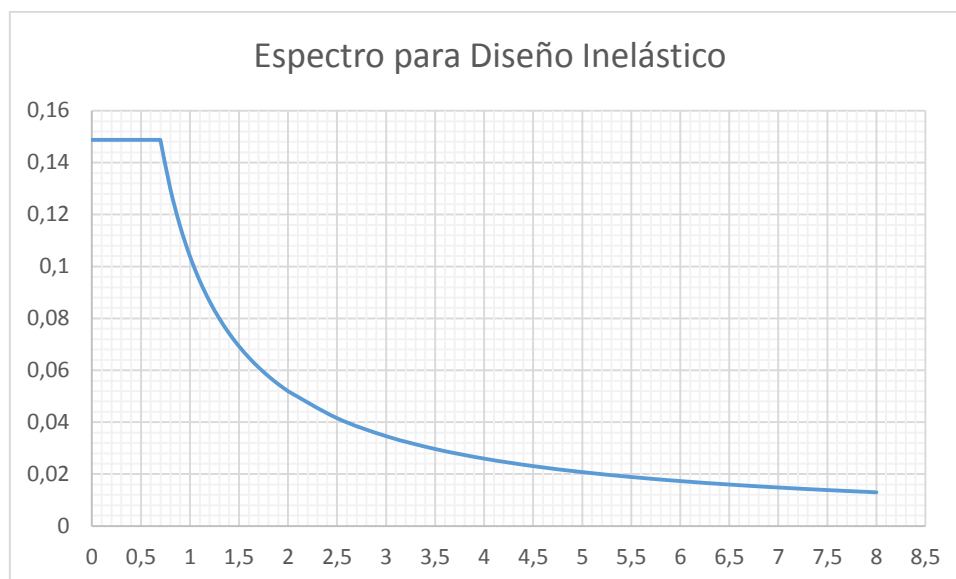


ILUSTRACIÓN 63: ESPECTRO DE DISEÑO INELÁSTICO PARA LA CIUDAD DE QUITO

2.8. RESULTADOS

2.8.1. Resumen de Secciones de Acero Escogidas para Modelos Propuestos

Realizando el procedimiento de predimensionamiento, se considera estas secciones de vigas y columnas para todos los modelos:

- Vigas principales y Vigas secundarias: Sección tipo “I” con alas simétricas.

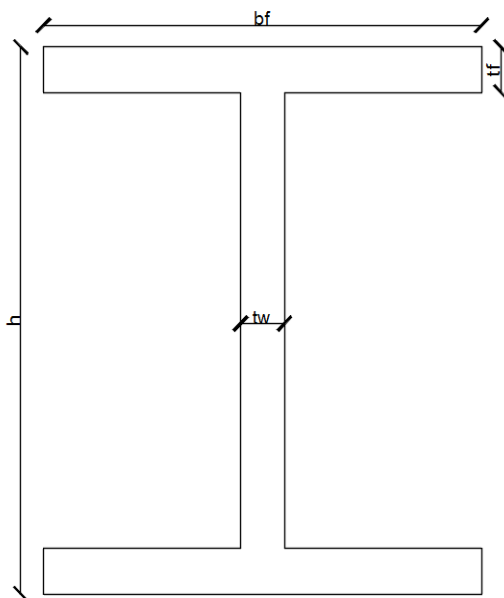


ILUSTRACIÓN 64: PERFIL TIPO “I” UTILIZADO EN LOS MODELOS

- Columnas: Sección tipo “cajón” con atiesadores transversales.

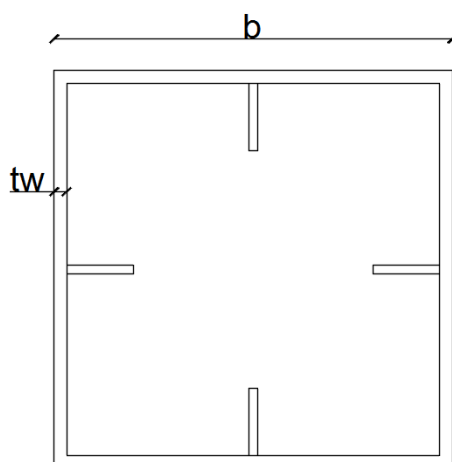


ILUSTRACIÓN 65: PERFIL TIPO “CAJÓN” UTILIZADO EN LOS MODELOS

En la tabla siguiente se resumen las dimensiones para todas las secciones utilizadas para los modelos planteados en este trabajo. Se debe tomar en cuenta que, en la nomenclatura utilizada:

- Para las secciones tipo “I”:
 - Primeros números indican las dimensiones del ala.
 - Dos números siguientes indican las dimensiones del alma.

- Para las secciones tipo “Cajón”:
 - Primer número indica la dimensión del lado del elemento.
 - Segundo número indica el espesor de pared del elemento.

# de pisos	Ubicación	Vigas Principales	Vigas Secundarias	Columnas
15	Piso 1 a 5	250 × 15 × 480 × 12	100 × 6 × 300 × 6	650 × 38
	Piso 5 a 10	220 × 13 × 480 × 12		
	Piso 10 a 15	200 × 12 × 480 × 12		
20	Piso 1 a 7	270 × 16 × 480 × 12	100 × 6 × 300 × 6	700 × 40
	Piso 8 a 14	240 × 15 × 480 × 12		
	Piso 15 a 20	220 × 13 × 480 × 12		
30	Piso 1 a 14	300 × 18 × 480 × 12	100 × 6 × 300 × 6	800 × 46
	Piso 15 a 23	280 × 17 × 480 × 12		
	Piso 24 a 30	260 × 16 × 480 × 12		
40	Piso 1 a 20	300 × 18 × 480 × 12	100 × 6 × 300 × 6	900 × 52
	Piso 21 a 35	270 × 16 × 480 × 12		
	Piso 36 a 40	250 × 15 × 480 × 12		
50	Piso 1 a 25	320 × 20 × 480 × 12	100 × 6 × 300 × 6	1000 × 57
	Piso 26 a 40	300 × 18 × 480 × 12		
	Piso 41 a 50	280 × 18 × 480 × 12		

TABLA 5: SECCIONES SELECCIONADAS PARA MODELAMIENTOS DE EDIFICIOS PROPUESTOS

2.8.2. Ajuste de Resultados de Cortante Basal para Método de Fuerza Estática Equivalente y el Método de Espectro de Respuesta Modal

Al ser métodos de análisis diferentes, se busca equiparlos para poder tener un punto de comparación entre estos dos tipos de análisis. Para lograr esto, se debe calcular un factor de escala que se aplica al método de espectro de respuesta modal. Este factor relaciona los valores de cortante basal obtenidos por los dos métodos de análisis. La norma NEC 2015 especifica que el valor de cortante basal dinámico total obtenido por cualquier método

dinámico, no debe ser < 80% al valor de cortante basal obtenido por método estático. Cabe destacar que el cálculo de este factor hace comparable los resultados que se obtengan en las derivas de pisos para el método estático y dinámico, con la finalidad de comparar cual es el método en el que existen las derivas de piso más críticas.

Se realiza el cálculo del factor de amplificación para los todos los modelos propuestos para cada dirección de análisis. Este factor se lo calcula de la siguiente manera:

$$\text{Factor de amplificación} = \frac{0.8 * V_{\text{estático}}}{V_{\text{Dinámico}}}$$

Los resultados para todos los modelos son los siguientes:

- 15 pisos.
 - $V_{\text{estático}} = 587.06 \text{ ton}$
 - $V_{\text{Dinámico } X} = 280.36 \text{ ton}$
 - $V_{\text{Dinámico } Y} = 274.93 \text{ ton}$
 - $\text{Factor de Amplificación } X = 1.675$
 - $\text{Factor de Amplificación } Y = 1.7083$
- 20 pisos.
 - $V_{\text{estático}} = 629.15 \text{ ton}$
 - $V_{\text{Dinámico } X} = 282.76 \text{ ton}$
 - $V_{\text{Dinámico } Y} = 275.22 \text{ ton}$
 - $\text{Factor de Amplificación } X = 1.78$
 - $\text{Factor de Amplificación } Y = 1.8288$
- 30 pisos.
 - $V_{\text{estático}} = 724.86 \text{ ton}$
 - $V_{\text{Dinámico } X} = 286.26 \text{ ton}$
 - $V_{\text{Dinámico } Y} = 279.23 \text{ ton}$
 - $\text{Factor de Amplificación } X = 2.0257$
 - $\text{Factor de Amplificación } Y = 2.0767$
- 40 pisos.

- $V_{estático} = 658.81 \text{ ton}$
- $V_{Dinámico X} = 271.25 \text{ ton}$
- $V_{Dinámico Y} = 264.06 \text{ ton}$
- *Factor de Amplificación X* = 1.9430
- *Factor de Amplificación Y* = 1.9959
- 50 pisos.
 - $V_{estático} = 725.30 \text{ ton}$
 - $V_{Dinámico X} = 283.45 \text{ ton}$
 - $V_{Dinámico Y} = 276.91 \text{ ton}$
 - *Factor de Amplificación X* = 2.0471
 - *Factor de Amplificación Y* = 2.0954

2.8.3. Verificación de Derivas de Piso de Acuerdo la Norma NEC 2015

La deriva de piso se la define como el movimiento relativo lateral de un piso con respecto a uno consecutivo inmediatamente producida por la acción de una fuerza lateral como el viento o el sismo. Esta distancia es medida respecto a una misma línea vertical en la cual se encuentren dos puntos de los dos edificios inmediatamente consecutivos.

Para la revisión de este parámetro se utiliza lo estipulado en la norma NEC 2015 en su capítulo de diseño sismorresistente. Esta norma estipula que este control se lo debe realizar mediante el cálculo de las derivas inelásticas máximas que se han generado en la edificación por la acción de una carga sísmica.

La ecuación para el cálculo de estas derivas es la siguiente:

$$\Delta_M = 0.75 \times R \times \Delta_E$$

Donde:

Δ_M : Deriva inelástica máxima.

R : Factor de modificación de respuesta sísmica.

Δ_E : Deriva elástica máxima.

Se debe verificar que el valor calculado para la máxima deriva inelástica no sobrepase los siguientes límites establecidos por la norma NEC 2015:

Tipo de Estructura	Límite máximo de Δ_M
Hormigón armado, metálica y de madera	0.02
Estructura de mampostería	0.01

TABLA 6: LÍMITES PARA DERIVAS DE PISO INELÁSTICAS

En los modelos realizados, se obtuvieron los siguientes resultados de deriva elástica e inelástica:

# de pisos	Deriva elástica máxima (Δ_E)	Deriva inelástica máxima (Δ_M)
15 pisos	0.00333	0.01998
20 pisos	0.003183	0.01909
30 pisos	0.003108	0.01865
40 pisos	0.00266	0.01596
50 pisos	0.002529	0.01517

TABLA 7: DERIVAS DE PISO ELÁSTICAS E INELÁSTICAS PARA MODELOS PROPUESTOS

Se puede apreciar que todos los modelos propuestos cumplen con el límite para derivas inelásticas.

2.8.4. Resultados de Análisis Estructural para Modelos Propuestos.

A continuación, se presentan resultados de fuerza cortante, momento flector y reacciones en los apoyos de cada modelo propuesto. Con la finalidad de realizar una comparación entre los modelos realizados en este capítulo y los realizados en el capítulo siguiente, se tomará los resultados obtenidos para una sola columna de los modelos. La

columna analizada se encuentra en el pórtico “A” en el eje “3”. Cabe destacar que este pórtico se encuentra en el plano “YZ”, siendo el eje “Z”, el eje vertical y positivo hacia arriba, y el eje “Y” horizontal y positivo hacia la derecha.

- Edificio de 15 pisos:

Tipo de Respuesta		Carga Muerta (CM)	Sismo Y (SY1)
Reacciones	Carga Axial	124.73	-90.54
	Momento “Y”	0.276	-8.23
Fuerza Cortante	Cabeza de columna	-0.9638	13.1057
	Pie de columna	-0.9638	13.1057
Momento Flector	Cabeza de columna	1.8078	35.9830
	Pie de columna	-0.8522	72.1548

TABLA 8: RESULTADOS EDIFICIO DE 15 PISOS

- Edificio de 20 pisos:

Tipo de Respuesta		Carga Muerta (CM)	Sismo Y (SY1)
Reacciones	Carga Axial	181.85	-129.98
	Momento “Y”	0.277	-9.51
Fuerza Cortante	Cabeza de columna	-0.9746	14.1306
	Pie de columna	-0.9746	14.1306
Momento Flector	Cabeza de columna	1.8589	45.0836
	Pie de columna	-0.8308	84.084

TABLA 9: RESULTADOS EDIFICIO DE 20 PISOS

- Edificio de 30 pisos

Tipo de Respuesta		Carga Muerta (CM)	Sismo Y (SY1)
Reacciones	Carga Axial	327.73	-220.77
	Momento “Y”	0.267	-12.83

Fuerza Cortante	Cabeza de columna	-0.9870	16.4953
	Pie de columna	-0.9870	16.4953
Momento Flector	Cabeza de columna	1.9513	70.2628
	Pie de columna	-0.7729	115.7897

TABLA 10: RESULTADOS EDIFICIO 30 PISOS

- Edificio de 40 pisos

Tipo de Respuesta		Carga Muerta (CM)	Sismo Y (SY1)
Reacciones	Carga Axial	494.64	-262.15
	Momento "Y"	0.2386	-8.03
Fuerza Cortante	Cabeza de columna	-0.9815	15.984
	Pie de columna	-0.9815	15.984
Momento Flector	Cabeza de columna	2.0177	93.5209
	Pie de columna	-0.6913	137.6368

TABLA 11: RESULTADOS EDIFICIO 40 PISOS

- Edificio de 50 pisos

Tipo de Respuesta		Carga Muerta (CM)	Sismo Y (SY1)
Reacciones	Carga Axial	700.88	-354.45
	Momento "Y"	0.2139	-6.31
Fuerza Cortante	Cabeza de columna	-0.9839	18.1328
	Pie de columna	-0.9839	18.1328
Momento Flector	Cabeza de columna	2.1099	126.5000
	Pie de columna	-0.6057	176.5464

TABLA 12: RESULTADOS EDIFICIO 50 PISOS

CAPÍTULO 3: MODELACIÓN DE EDIFICIOS CON SISTEMAS DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

3.1. INTRODUCCIÓN

Realizado el análisis de los modelos sin sistemas de amortiguamiento, este capítulo se enfoca en el diseño de los sistemas de amortiguadores de masa sintonizada que serán utilizados en todos los modelos propuestos en el capítulo dos. La utilización de este sistema de amortiguamiento tiene la finalidad de reducir los efectos producidos en los sistemas estructurales por la acción de cargas sísmicas.

Para la aplicación de estos sistemas de protección sísmica es importante definir ciertos parámetros y requisitos de diseño, que pueden ser, propiedades del material a utilizar, su geometría y la forma como debe ser modelado este elemento dentro del software ETABS 2015. Todos estos puntos serán detallados a continuación.

3.2. FILOSOFÍA DE DISEÑO

Para la definición de los parámetros de los sistemas de amortiguadores de masa sintonizada se utilizará el método propuesto por Sadek (et al. 1996). El objetivo de este método es encontrar los parámetros que sean los más óptimos para los amortiguadores de masa sintonizada con la finalidad de reducir, de manera considerable, los efectos que son producidos por la acción de cargas sísmicas.

El criterio utilizado es, para una razón de masa, determinar las razones de frecuencia y las razones de amortiguamiento que tendría el sistema estructural que serían muy similares a los amortiguamientos en los dos primeros modos de vibración. Tanto para sistemas de un grado de libertad como para sistemas de múltiples grados de libertad, los parámetros para los sistemas de amortiguadores de masa sintonizada son presentados en ecuaciones y tablas.

Los resultados que se obtienen utilizando los parámetros propuestos para los amortiguadores de masa sintonizada muestran que los efectos que se producen en los sistemas estructurales por la acción de cargas sísmicas se reducen de manera significativa (hasta un 50%).

3.2.1. Sistemas de Amortiguadores de Masa Sintonizada para Sistemas de un Grado de Libertad

Para la definición de estos sistemas se tiene como parámetros fundamentales del diseño son:

- ω_0 : Frecuencia natural.
- β : Razón de amortiguamiento.

Con estos dos factores se definen la frecuencia y la fracción de amortiguamiento del AMS por medio de las siguientes expresiones:

$$f = \frac{1}{1 + \mu} * \left(1 - \beta * \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}} \right)$$

$$\xi = \frac{\beta}{1 + \mu} + \sqrt{\frac{\mu}{1 + \mu}}$$

Donde:

μ : Razón de masa.

Con estas ecuaciones se pueden obtener la siguiente tabla para diferentes valores de razón de masa, considerando razones de amortiguamiento igual a: 0; 0.02 y 0.05

Razón de masa (μ)	$\beta = 0$		$\beta = 0.02$		$\beta = 0.05$	
	f	ξ	f	ξ	f	ξ
0.000	1.0000	0.0000	1.0000	0.0000	1.0000	0.0000
0.005	0.9950	0.0705	0.9936	0.0904	0.9915	0.1203
0.010	0.9901	0.0995	0.9881	0.1193	0.9852	0.1490
0.015	0.9852	0.1216	0.9828	0.1413	0.9792	0.1708
0.020	0.9804	0.1400	0.9776	0.1596	0.9735	0.1890
0.025	0.9756	0.1562	0.9726	0.1757	0.9680	0.2050
0.030	0.9709	0.1707	0.9676	0.1901	0.9626	0.2192
0.035	0.9662	0.1839	0.9626	0.2032	0.9573	0.2322
0.040	0.9615	0.1961	0.9578	0.2153	0.9521	0.2442
0.045	0.9569	0.2075	0.9530	0.2267	0.9470	0.2554
0.050	0.9524	0.2182	0.9482	0.2373	0.9420	0.2658

0.055	0.9479	0.2283	0.9435	0.2473	0.9370	0.2757
0.060	0.9434	0.2379	0.9389	0.2568	0.9322	0.2851
0.065	0.9390	0.2470	0.9343	0.2658	0.9274	0.2940
0.070	0.9346	0.2558	0.9298	0.2745	0.9226	0.3025
0.075	0.9302	0.2641	0.9253	0.2827	0.9179	0.3106
0.080	0.9259	0.2722	0.9209	0.2907	0.9133	0.3185
0.085	0.9217	0.2799	0.9165	0.2983	0.9088	0.3260
0.090	0.9174	0.2873	0.9122	0.3057	0.9043	0.3332
0.095	0.9132	0.2945	0.9079	0.3128	0.8998	0.3402
0.100	0.9091	0.3015	0.9036	0.3197	0.8954	0.3470
0.105	0.9050	0.3083	0.8994	0.3264	0.8910	0.3535
0.110	0.9009	0.3148	0.8952	0.3328	0.8867	0.3598
0.115	0.8969	0.3212	0.8911	0.3391	0.8825	0.3660
0.120	0.8929	0.3273	0.8870	0.3452	0.8782	0.3720
0.125	0.8889	0.3333	0.8830	0.3511	0.8741	0.3778
0.130	0.8850	0.3392	0.8790	0.3569	0.8699	0.3834
0.135	0.8811	0.3449	0.8750	0.3625	0.8659	0.3889
0.140	0.8772	0.3504	0.8710	0.3680	0.8618	0.3943
0.145	0.8734	0.3559	0.8671	0.3733	0.8578	0.3995
0.150	0.8696	0.3612	0.8633	0.3785	0.8539	0.4046

TABLA 13: RAZÓN DE MASA, FRECUENCIA Y FRACCIÓN DE AMORTIGUAMIENTO

Obteniendo la tabla se puede graficar para exponer los parámetros óptimos tanto para frecuencia como para la fracción de amortiguamiento para diferentes razones de masa.

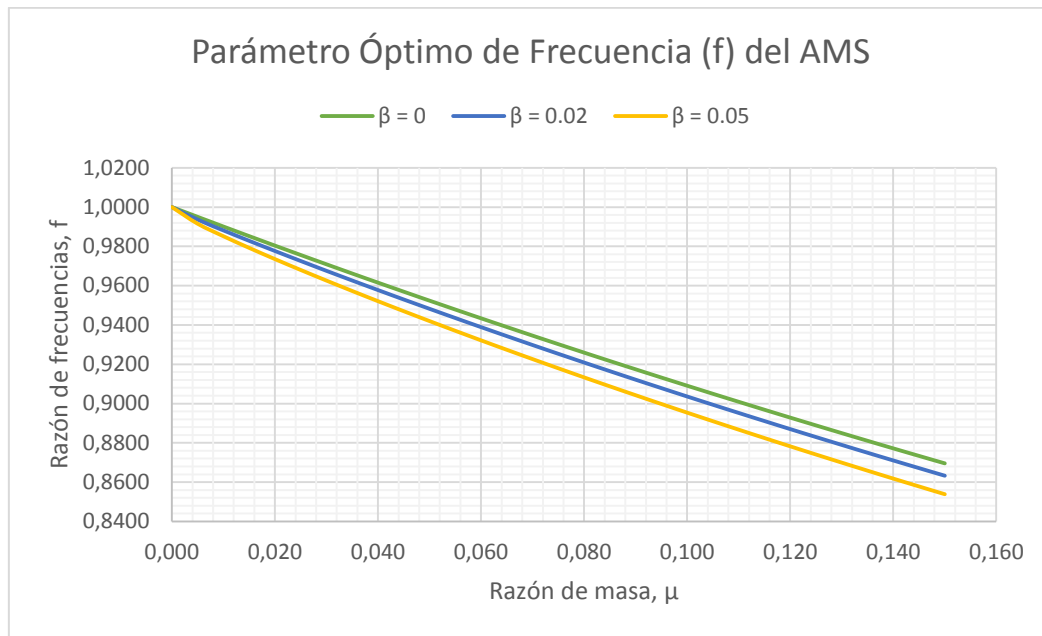


ILUSTRACIÓN 66: PARÁMETROS ÓPTIMOS DE FRECUENCIA PARA AMS

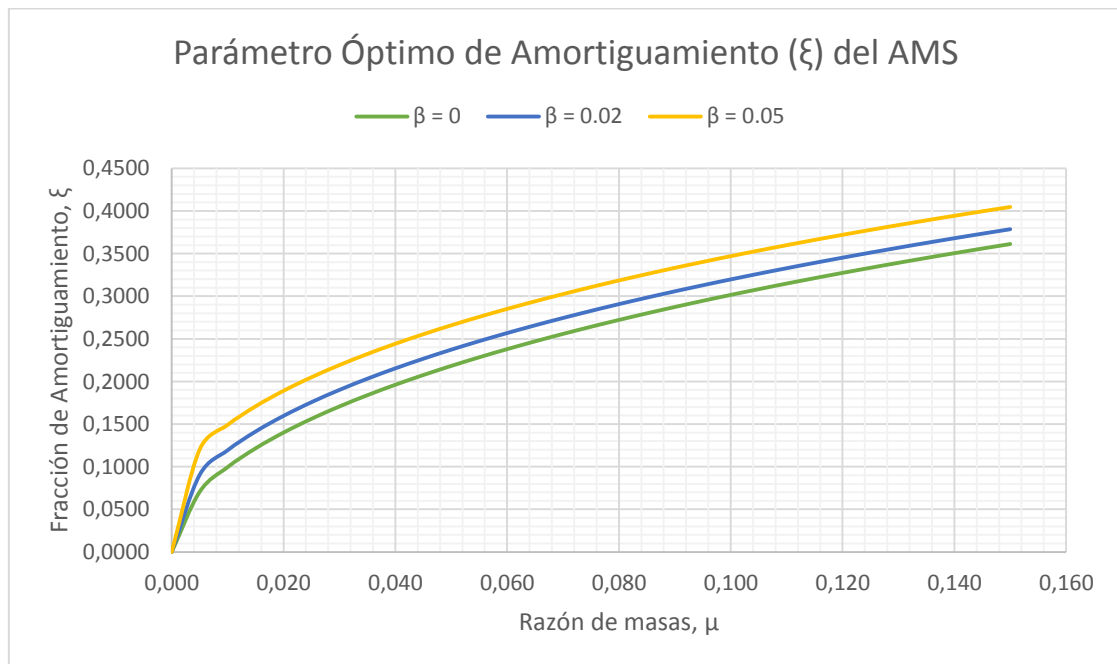


ILUSTRACIÓN 67: PARÁMETROS ÓPTIMOS DE AMORTIGUAMIENTO PARA AMS

3.3. MODELO DE AMORTIGUADOR DE MASA SINTONIZADA (AMS)

El modelo que será utilizado de amortiguadores de masa sintonizada está formado por un bloque de hormigón armado ubicado sobre cuatro aisladores elastoméricos con refuerzo de acero, de comportamiento lineal. Como parte de este trabajo de investigación, se plantea utilizar sólo un amortiguador de masa sintonizada para controlar el grado de libertad más flexible de la estructura, es decir, el primer modo de vibración de la estructura. Para todos los modelos propuestos en este trabajo de investigación el primer modo de vibración es traslación con respecto al eje “Y”. El esquema del sistema AMS se lo muestra en la siguiente figura.

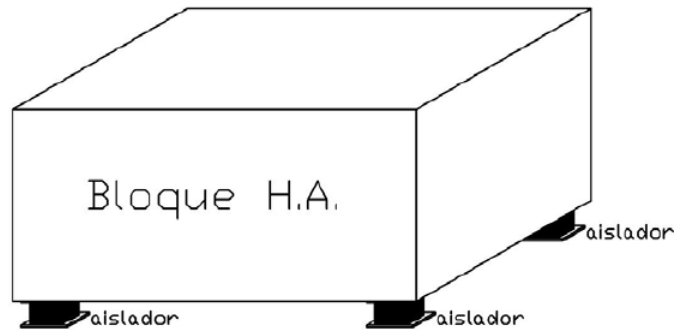


ILUSTRACIÓN 68: MODELO TIPO DEL SISTEMA AMS

3.3.1. Apoyo Elastomérico con Acero de Refuerzo

Aumentar acero de refuerzo a los apoyos elastoméricos hacen que cambie su comportamiento de manera significativa. Las capas de refuerzo y las capas de elastómeros se encuentran espaciadas de manera uniforme. Esto se muestra en la siguiente figura.

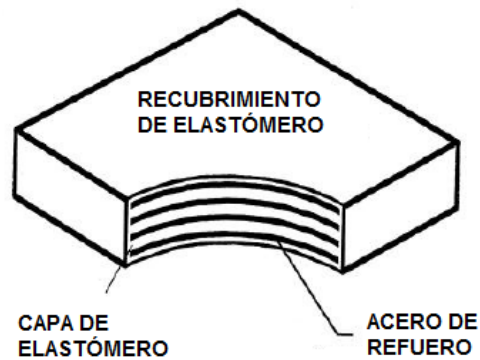


ILUSTRACIÓN 69: APOYO ELASTOMÉRICO

Este tipo de apoyo soporta traslaciones y rotaciones gracias a las deformaciones que sufren los elastómeros. Estas condiciones se muestran en las figuras siguientes.

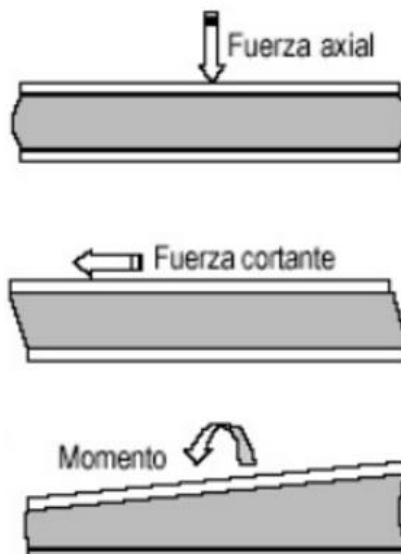


ILUSTRACIÓN 70: APOYO ELASTOMÉRICO SOMETIDO A DIFERENTES SOLICITACIONES

Este material es muy flexible bajo esfuerzos de corte, y muy rígido cuando se presentan cambios volumétricos. Ante la acción de cargas axiales, la flexibilidad de este material puede caer de manera significativa y podría presentar grandes deformaciones en el

plano perpendicular a la acción de la carga, pero este efecto se encuentra reducido gracias a la rigidez que posee las capas de acero. Con estas características, los apoyos elastoméricos con refuerzo de acero pueden soportar grandes cargas de compresión mientras soportan grandes deformaciones, tanto de traslación como de rotación.

Para un correcto diseño de los apoyos elastoméricos con refuerzo de acero es necesario encontrar y satisfacer un balance adecuado entre la rigidez de corte, compresión y rotación. El apoyo debe ser diseñado tanto para tensiones en el refuerzo de acero como para tensiones en el elastómero. Las características más importantes que se deben cumplir para un apoyo elastomérico con refuerzo de acero son:

- Condiciones de fatiga.
- Estabilidad del apoyo.
- Fluencia, plastificación y rotura del refuerzo de acero.
- Geometría y rigidez del material.

3.3.1.1. Condiciones de Diseño de Aisladores Elastoméricos

El diseño de estos materiales se los realiza con la ayuda de la norma “STEEL BRIDGE BEARING SELECTION AND DESIGN”.

Para cumplir con los requisitos de esta norma se debe seguir el siguiente proceso:

- Definir las características de las cargas aplicadas: magnitud, dirección y sentido.
- Se define la condición de apoyo que requiere la estructura con respecto a lo estipulado en la siguiente tabla. El orden de la tabla depende de los costos y mantención que requeriría cada tipo de apoyo. El orden es ascendente.

Table I-A: Summary of Bearing Capabilities

Bearing Type	Load		Translation		Rotation	Costs	
	Min. (kN)	Max. (kN)	Min. (mm)	Max. (mm)	Limit (Rad.)	Initial	Maintenance
Elastomeric Pads							
Plain (PEP)	0	450	0	15	0.01	Low	Low
Cotton Duck (CDP)	0	1400	0	5	0.003	Low	Low
Fiberglass (FGP)	0	600	0	25	0.015	Low	Low
Steel Reinforced Elastomeric Bearing	225	3500	0	100	0.04	Low	Low
Flat PTFE Slider (Polytetrafluorethylene)	0	>10 000	25	>100	0	Low	Moderate
Curved Lubricated Bronze	0	7000	0	0	>0.04	Moderate	Moderate
Pot Bearing	1200	10 000	0	0	0.02	Moderate	High
Pin Bearing	1200	4500	0	0	>0.04	Moderate	High
Rocker Bearing	0	1800	0	100	>0.04	Moderate	High
Single Roller	0	450	25	>100	>0.04	Moderate	High
Curved PTFE	1200	7000	0	0	>0.04	High	Moderate
Multiple Rollers	500	10 000	100	>100	>0.04	High	High

Note: 1 kip = 4.45 kN and 1 in. = 25.4 mm

ILUSTRACIÓN 71: CONDICIONES PARA APOYOS ELASTOMÉRICOS

Fuente: American Iron and Steel Institute

- Esta norma, adicionalmente, especifica unos gráficos que ayudan a orientar al diseñador para poder elegir el tipo de apoyo correcto que se usará para el AMS dependiendo de las características del diseño del sistema estructural. Estos gráficos se los muestra en las siguientes figuras.

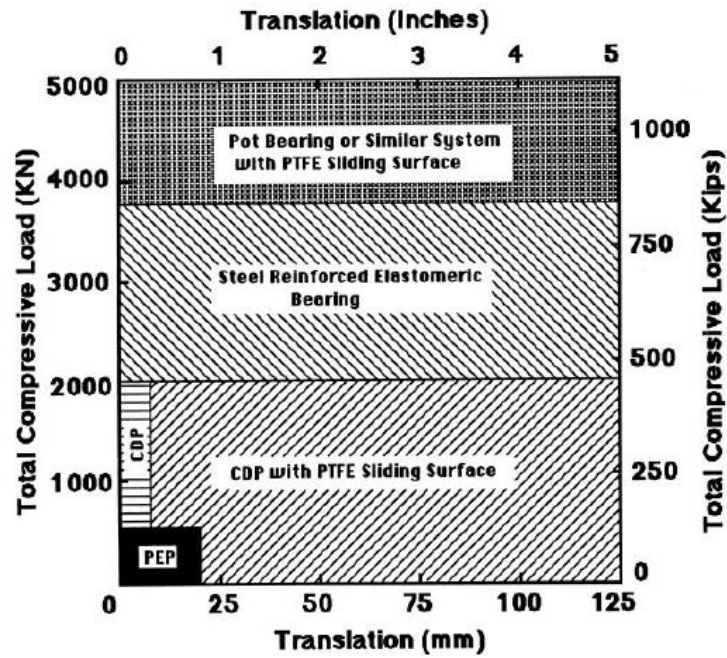


ILUSTRACIÓN 72: DIAGRAMA DE ROTACIÓN DE DISEÑO ($\theta \leq 0.005 \text{ rad}$)

Fuente: American Iron and Steel Institute

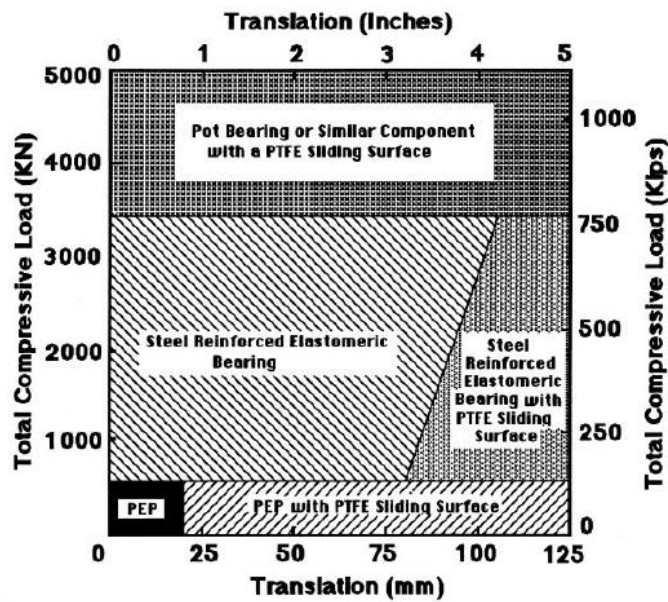


ILUSTRACIÓN 73: DIAGRAMA DE ROTACIÓN DE DISEÑO ($\theta \leq 0.015 \text{ rad}$)

Fuente: American Iron and Steel Institute

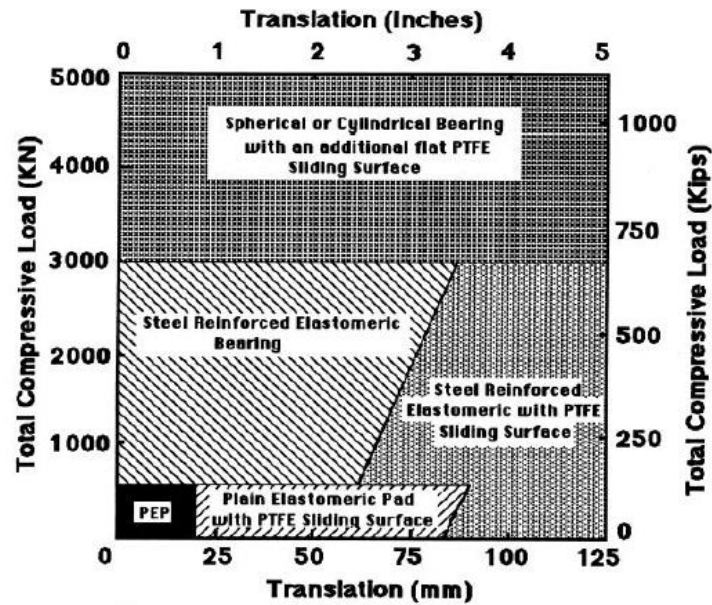


ILUSTRACIÓN 74: DIAGRAMA DE ROTACIÓN DE DISEÑO ($\theta \geq 0.015 \text{ rad}$)

Fuente: American Iron and Steel Institute

Estos diagramas fueron creados con la finalidad de obtener un costo inicial y costo de mantenimiento bajo. Están definidos para una rotación de 0.005, 0.015 y para mayores a 0.015 radianes.

- Se debe completar el diseño del apoyo con ayuda de la norma “AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATION”. Con lo especificado en esta norma se obtiene la geometría y especificaciones que serán importantes para la definición del apoyo.

3.3.1.2. Requisitos de Diseño de Aisladores Elastoméricos

Como se ha mencionado antes, en el diseño de los apoyos elastoméricos con refuerzo de acero debe estar presente un equilibrio correcto entre la rigidez necesaria para soportar altas solicitaciones de compresión y la suficiente flexibilidad que debe ser utilizada para soportar solicitaciones que provoquen traslación y rotación. La norma “AASHTO LRFD” especifica todos estos requisitos. Para obtener un balance correcto, el elastómero debe ser flexible, que

posea un módulo de corte (G) que varíe entre 0.55 a 1.25 MPa y un factor de forma correcto (S) que se calcula con la siguiente expresión:

$$S = \frac{L * W}{2 * h_{ri} * (L + W)}$$

Donde:

L : Ancho del elastómero en planta.

W : Altura del elastómero en planta.

h_{ri} : Altura de una capa de elastómero.

La altura total del apoyo elastomérico debe mayor a 2 veces la deformación de diseño. Esta deformación de diseño es un valor de traslación que se considera menor a 0.5 mm/mm con la finalidad que se evite un volcamiento del elemento y reducir un posible daño por fatiga.

$$h_{rt} \geq 2 * \Delta_t$$

Con la finalidad de que no exista una separación entre las capas de elastómero que conforman el apoyo, se debe tratar de que no exista una separación entre el apoyo y la estructura durante las sollicitaciones que provoque una rotación. Esta condición se define por medio del siguiente límite:

$$\sigma_T \geq 1.0 * G * S * \left(\frac{\theta_{m\acute{a}x}}{n}\right) * \left(\frac{B}{h_{ri}}\right)$$

Donde:

G : Módulo de corte.

S : Factor de Forma

$\theta_{m\acute{a}x}$: Rotación máxima de servicio en cualquier dirección.

n : Capas de material elastomérico.

B : Dimensión que se encuentra en un plano horizontal perpendicular al eje de rotación.

Al igual que se considera y se evita una posible separación de las capas de elastómero, es muy importante tomar en cuenta una posible separación de las capas de refuerzo de acero. Este efecto está controlado por una limitación que se exige para la tensión de compresión máxima debido a carga últimas que actúan sobre el material. Estos límites son: 11 MPa para apoyos que se encuentra sometidos a deformaciones producidas por corte y 12 MPa para apoyos fijos que se encuentran sometidos a deformaciones producidas por corte.

Otro efecto al que están sujetos este tipo de apoyos es la fatiga. La rotura producida por este efecto se localiza en el límite entre la capa de elastómero y la capa de refuerzo de acero. Este problema se puede producir por solicitaciones de tensión de corte local que puede ser producida por corte, rotación o compresión. El límite propuesto para controlar los daños por fatiga es definido para las siguientes condiciones:

- Para apoyos sometidos sólo a compresión

$$\sigma_T \leq 2.00 * G * S \leq 12 \text{ MPa}$$

- Para apoyos sometidos a combinación de esfuerzos (Compresión y corte)

$$\sigma_T \leq 1.66 * G * S \leq 11 \text{ MPa}$$

Donde: $\sigma_T = \frac{P_T}{A}$ es la tensión de compresión debido a cargas de servicio.

Existen límites de levantamiento que deben ser respetados para este tipo de apoyos. Estos límites deben ser cumplidos por apoyos rectangulares y son:

- Apoyos sometidos a la combinación de compresión y rotación.

$$\sigma_T \leq 2.25 * G * S * \left(1 - 0.167 * \left(\frac{\theta_{m\acute{a}x}}{n} \right) * \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right)$$

- Apoyos sometidos a la combinación de compresión, traslación y rotación.

$$\sigma_T \leq 1.875 * G * S * \left(1 - 0.20 * \left(\frac{\theta_{m\acute{a}x}}{n} \right) * \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right)$$

Estos apoyos también pueden volcarse por la acción de cargas de compresión. Estos límites son:

- Apoyos que pueden sufrir volcamiento:

$$\sigma_T \leq \left(\frac{G}{\left(\frac{3.84 * \left(\frac{h_{rt}}{L} \right)}{S * \sqrt{1 + 2 * \left(\frac{L}{W} \right)}} \right) - \left(\frac{2.67}{S * (S + 2.0) * \left(1 + \frac{L}{4 * W} \right)} \right)} \right)$$

- Apoyos que se encuentren capaces de evitar volcamiento:

$$\sigma_T \leq \left(\frac{G}{\left(\frac{1.92 * \left(\frac{h_{rt}}{L} \right)}{S * \sqrt{1 + 2 * \left(\frac{L}{W} \right)}} \right) - \left(\frac{2.67}{S * (S + 2.0) * \left(1 + \frac{L}{4 * W} \right)} \right)} \right)$$

Los límites de volcamiento que se definen dependen de:

- Módulo de Corte (G).
- Altura total del apoyo elastomérico.
- Las dimensiones del apoyo en planta (L y W)
 - L está en la dirección en la que se produce el volcamiento.
 - W es perpendicular a la dimensión L
- Factor de forma (S)

Para una condición de tensión de compresión total, la altura del refuerzo (h_s) debe cumplir con el siguiente requisito:

$$h_s \geq \frac{3 * h_r \text{ máx} * \sigma_T}{F_y}$$

3.3.1.3. RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO

3.3.1.3.1. Rigidez

La rigidez horizontal se define de la siguiente forma:

$$K_h = \frac{G * A}{h_{tr}}$$

Donde:

K_h : Rigidez horizontal del aislador elastomérico

G : Módulo de corte

A : Área de la sección transversal del aislador.

$$K_h = \frac{4 * \pi^2 * P_t}{T^2 * g}$$

P_t : Fuerza de compresión máxima a la que se encuentra sometido el aislador.

T : Periodo del modo de vibración fundamental.

3.3.1.3.2. Amortiguamiento

Se define con la siguiente expresión:

$$c = \frac{2 * \xi}{n} * \sqrt{K_{ht} * m}$$

Donde:

c : Amortiguamiento.

ξ : Porcentaje de amortiguamiento.

n : Número de aisladores.

K_{ht} : Rigidez horizontal del sistema.

m : Masa que se encuentra sobre los aisladores.

3.4. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA

Para la definición de los sistemas de amortiguadores de masa sintonizada se deben considerar los siguientes parámetros:

- Se considera una masa equivalente al 1% del peso total del sistema estructural ($\mu = 0.01$).

- Se selecciona una relación de frecuencias entre el sistema de amortiguamiento y el sistema estructural igual a 1. Es decir, $f = 1$ (sintonía perfecta). En la modelación en el software ETABS 2015, la rigidez del sistema de amortiguamiento está definida por la rigidez horizontal que posee aisladores elastoméricos con refuerzo de acero.
- Se elige una razón de amortiguamiento de 20%. Es decir, $\xi = 0.2$. En la modelación en el software ETABS 2015, el amortiguamiento del sistema de masas sintonizadas está definido por el amortiguamiento equivalente de los aisladores elastoméricos.

3.4.1. Determinación de Parámetros Necesarios Para el Sistemas de Amortiguadores de Masa Sintonizada

3.4.1.1. Masa

La masa del sistema de amortiguadores de masa sintonizada (AMS) se calcula con la siguiente expresión:

$$m = \mu \times M$$

Donde:

m : Masa de AMS.

μ : Porcentaje de masa equivalente.

M : Peso total del sistema estructural.

Con ayuda del software ETABS 2015, se obtiene el peso total de todos los modelos y con este dato se calcula la masa del sistema AMS y el valor se muestra en la tabla siguiente:

Modelo	Peso (ton)	Masa del AMS (kg*s ² /cm)
15 pisos	9031.62	92.07
20 pisos	12336.35	125.75
30 pisos	19590.69	199.70
40 pisos	27450.81	279.82
50 pisos	36264.82	369.67

TABLA 14: CÁLCULO DE VALOR DE MASA PARA SISTEMA AMS

3.4.1.2. Rigidez

La rigidez del sistema AMS se la calcula con la siguiente expresión, considerando que la rigidez del sistema AMS es equivalente a la sumatoria de rigideces horizontales que posee el sistema de aisladores:

$$K_{ht} = n * \frac{4 * \pi^2 * P_t}{T^2 * g}$$

Del software ETABS 2015 se obtiene los valores de compresión máxima y el valor del primer modo de vibración de cada modelo. Se considera la utilización de 4 aisladores para el AMS de cada modelo. Con estos datos se encuentra la rigidez horizontal del sistema de aisladores y los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Modelo	Compresión máxima, P_t (kg)	Periodo del primer modo de vibración (seg)	Rigidez Horizontal, K_{ht} (kg/cm)
15 pisos	22579.06	1.961	945.15
20 pisos	30840.87	2.508	789.26
30 pisos	48976.73	3.534	631.26
40 pisos	68627.02	4.812	477.08
50 pisos	90662.04	5.829	429.52

TABLA 15: RIGIDEZ DE SISTEMA AMS

3.4.1.3. Amortiguamiento

El amortiguamiento del sistema AMS es equivalente al amortiguamiento que posee el sistema de aisladores y se lo calcula con la expresión siguiente:

$$c = 2 * \xi * \sqrt{K_{ht} * m}$$

Calculados los datos de rigidez horizontal y la masa del sistema AMS, el amortiguamiento relacionado con el sistema de amortiguadores de masa sintonizada para cada modelo se resume en la siguiente tabla:

Modelo	Fracción de amortiguamiento, ξ	Rigidez Horizontal, K_{ht} (kg/cm)	Masa de AMS (kg*s²/cm)	Amortiguamiento, c (kg/cm)
15 pisos	0.2	945.15	92.07	117.99
20 pisos	0.2	789.26	125.75	126.02
30 pisos	0.2	631.26	199.70	142.02
40 pisos	0.2	477.08	279.82	146.15
50 pisos	0.2	429.52	369.67	159.39

TABLA 16: AMORTIGUAMIENTO DE SISTEMA AMS

3.4.2. Diseño de Sistema de Amortiguadores de Masa Sintonizada

Para todos lo modelo propuestos en este trabajo de investigación, el sistema de AMS controlará únicamente las respuestas obtenidas para el primer modo de vibración (Traslación con respecto al eje “Y”). El sistema de AMS estará conformado por:

- Bloque de hormigón: Aporta la masa que necesita el sistema AMS.
- 4 aisladores elastoméricos ubicados en los cuatro vértices inferiores del bloque de hormigón: Aportan la rigidez y el amortiguamiento necesarios para reducir las respuestas sísmicas.

Por lo que, en esta sección del presente capítulo, constará el diseño de los aisladores elastoméricos y el diseño del bloque de hormigón.

3.4.2.1. Diseño de Aisladores Elastoméricos con Refuerzo de Acero

3.4.2.1.1. Condiciones de Servicio

Para poder realizar el diseño de los aisladores es necesario considerar 3 datos importantes:

- Compresión máxima.
- Desplazamiento.
- Rotación.

Es necesario definir estos datos para cada amortiguador. Se considera la tabla especificada en la sección 3.3.1.1 de este capítulo. Estos valores se los muestra en la siguiente tabla:

CONDICIONES DE SERVICIO DEL AMS		
15 pisos	Compresión máxima: Pt_{max} (kg)	22579.06
	Desplazamiento: Δs_{max} (cm)	8.00
	Rotación: θ_{max} (rad)	0.0036
	Periodo de vibración (seg)	1.961
20 pisos	Compresión máxima: Pt_{max} (kg)	30840.87
	Desplazamiento: Δs_{max} (cm)	8.00
	Rotación: θ_{max} (rad)	0.0036
	Periodo de vibración (seg)	2.508
30 pisos	Compresión máxima: Pt_{max} (kg)	48976.73
	Desplazamiento: Δs_{max} (cm)	9.00
	Rotación: θ_{max} (rad)	0.0036
	Periodo de vibración (seg)	3.534
40 pisos	Compresión máxima: Pt_{max} (kg)	68627.02
	Desplazamiento: Δs_{max} (cm)	9.00
	Rotación: θ_{max} (rad)	0.0036
	Periodo de vibración (seg)	4.812
50 pisos	Compresión máxima: Pt_{max} (kg)	90662.04
	Desplazamiento: Δs_{max} (cm)	9.00
	Rotación: θ_{max} (rad)	0.0036
	Periodo de vibración (seg)	5.829

TABLA 17: RESUMEN DE DATOS PARA TODOS LOS MODELOS PROPUESTOS

3.4.2.1.2. Aisladores Elastoméricos

Se considera que los aisladores elastoméricos están sometidos a combinaciones de efectos. Para los cálculos realizados a continuación se consideran los siguientes datos:

3.4.2.1.2.1. Rigidez Horizontal.

Se utiliza la siguiente ecuación:

$$K_h = \frac{4 * \pi^2 * P_t}{T^2 * g}$$

Se obtienen los siguientes resultados, para todos los modelos propuestos:

Modelo	Rigidez Horizontal, K_h (kg/cm)
15 pisos	236.29
20 pisos	197.32
30 pisos	157.81
40 pisos	119.27
50 pisos	107.38

TABLA 18: RIGIDEZ DE AISLADORES

3.4.2.1.2.2. Tensión de Compresión.

Se utiliza la siguiente expresión:

$$\sigma_t = \frac{P_t}{A} = \frac{P_t}{W * L}$$

Se definen las plantas utilizadas para los apoyos elastoméricos de cada modelo propuesto. Con estos valores se obtiene los siguientes resultados para el parámetro de tensión de compresión:

Modelo	Dimensiones,	Tensión de compresión,
---------------	---------------------	-------------------------------

	$W \times L$ (cm)	σ_t (kg/cm ²)
15 pisos	30 × 30	25.09
20 pisos	40 × 40	19.28
30 pisos	50 × 50	19.59
40 pisos	72 × 72	13.24
50 pisos	96 × 96	9.84

TABLA 19: TENSION DE COMPRESIÓN DE AISLADORES

3.4.2.1.2.3. Factor de Forma.

Se lo calcula con la siguiente expresión:

$$S = \frac{L * W}{2 * h_{ri} * (L + W)}$$

Para el uso de esta expresión se define la altura que tendrá cada capa de elastómero que conforma el apoyo y con ese dato se obtiene los resultados para el factor de forma:

Modelo	Altura de capa de elastómero, h_{ri} (cm)	Factor de Forma, S
15 pisos	1	7.5
20 pisos	1.5	6.67
30 pisos	1.75	7.14
40 pisos	2	9.00
50 pisos	2.5	9.6

TABLA 20: FACTOR DE FORMA DE AISLADORES

3.4.2.1.2.4. Módulo de Corte.

Se lo obtiene con la ecuación siguiente:

$$G = \frac{K_h * h_{rt}}{A} = \frac{K_h * h_{rt}}{W * L}$$

Para el cálculo de h_{rt} , es necesario conocer cuántas capas de elastómero conformaran el apoyo. Definido este número, se obtienen los siguientes valores para el módulo de corte.

Modelo	# de capas de elastómero	Altura total de apoyo elastomérico, h_{rt} (cm)	Módulo de Corte, G (MPa)
15 pisos	25	25	0.6435
20 pisos	36	54	0.6529
30 pisos	60	105	0.6498
40 pisos	160	320	0.7218
50 pisos	200	550	0.6283

TABLA 21: MÓDULO DE CORTE DE AISLADORES

Se debe considerar que el valor del módulo de corte debe estar ubicado dentro de este límite:

$$0.55 \text{ MPa} \leq G \leq 1.25 \text{ MPa}$$

Analizando todos los valores obtenidos para el módulo de corte, se concluye que los valores calculados son los correctos.

3.4.2.1.2.5. Altura total del Elastómero.

La altura total del elastómero debe cumplir con la siguiente condición:

$$h_{rt} \geq 2 * \Delta_t$$

Se obtienen los siguientes resultados:

Modelo	Altura total de apoyo elastomérico, h_{rt} (cm)	Límite de Altura, Δ_t (cm)
--------	---	-----------------------------------

15 pisos	25	16
20 pisos	54	16
30 pisos	105	18
40 pisos	320	18
50 pisos	550	18

TABLA 22: LÍMITE DE ALTURA DE AISLADORES

Se puede notar que todas las alturas cumplen con el límite establecido.

3.4.2.1.2.6. Límite de Diseño para combinación de compresión y rotación.

Se toma en cuenta el siguiente límite:

$$\sigma_T \geq 1.0 * G * S * \left(\frac{\theta_{m\acute{a}x}}{n} \right) * \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)$$

Se realiza el cálculo para todos los modelos analizados y se obtiene los siguientes resultados:

Modelo	Tensión de compresión, σ_t (kg/cm²)	Límite
15 pisos	25.09	6.38
20 pisos	19.28	3.16
30 pisos	19.59	2.32
40 pisos	13.24	1.93
50 pisos	9.84	1.48

TABLA 23: LÍMITE DE DISEÑO PARA COMBINACIÓN DE COMPRESIÓN Y TENSIÓN

3.4.2.1.2.7. Límite de Diseño para condiciones de fatiga producida por la deformación ocurrida por la combinación de compresión y corte.

Se considera el siguiente límite:

$$\sigma_T \leq 1.66 * G * S \leq 11 \text{ MPa}$$

Se obtiene los siguientes resultados:

Modelo	Tensión de compresión, σ_t (kg/cm²)	Límite
15 pisos	25.09	8.01
20 pisos	19.28	7.23
30 pisos	19.59	7.71
40 pisos	13.24	10.78
50 pisos	9.84	10.01

TABLA 24: LÍMITE DE DISEÑO PARA CONDICIONES DE FATIGA PRODUCIDA POR LA DEFORMACIÓN OCURRIDA POR LA COMBINACIÓN DE COMPRESIÓN Y CORTE

Se puede observar que todos los valores están dentro de los límites propuestos.

3.4.2.1.2.8. Límite de Diseño para condiciones de fatiga producida por la deformación ocurrida por la combinación de traslación, compresión y rotación.

Se debe cumplir la siguiente condición:

$$\sigma_T \leq 1.875 * G * S * \left(1 - 0.20 * \left(\frac{\theta_{m\acute{a}x}}{n} \right) * \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right)$$

Modelo	Tensión de compresión, σ_t (kg/cm²)	Límite
15 pisos	25.09	89.91
20 pisos	19.28	82.06
30 pisos	19.59	87.90

40 pisos	13.24	123.52
50 pisos	9.84	114.79

TABLA 25: LÍMITE DE DISEÑO PARA CONDICIONES DE FATIGA PRODUCIDA POR LA DEFORMACIÓN OCURRIDA POR LA COMBINACIÓN DE TRASLACIÓN, COMPRESIÓN Y ROTACIÓN

3.4.2.1.2.9. Límite de Diseño para volcamiento.

Se toma en consideración el siguiente límite:

$$\sigma_T \leq \left(\frac{G}{\left(\frac{1.92 * \left(\frac{h_{rt}}{L} \right)}{S * \sqrt{1 + 2 * \left(\frac{L}{W} \right)}} \right) - \left(\frac{2.67}{S * (S + 2.0) * \left(1 + \frac{L}{4 * W} \right)} \right)} \right)$$

Con los datos para el aislador de cada modelo, se obtienen los siguientes resultados:

Modelo	Tensión de compresión, σ_t (kg/cm²)	Límite
15 pisos	25.09	70.43
20 pisos	19.28	35.52
30 pisos	19.59	22.61
40 pisos	13.24	14.00
50 pisos	9.84	9.98

TABLA 26: LÍMITE DE DISEÑO PARA VOLCAMIENTO

Se observa que los valores para cada modelo se encuentran por debajo de límite, por lo que los valores son correctos.

3.4.2.1.2.10. Límite de altura para Acero de refuerzo considerando compresión.

Para la altura que se debe ocupar para el acero de refuerzo se utiliza el siguiente límite:

$$h_s \geq \frac{3 * h_r \text{ máx} * \sigma_T}{F_y}$$

Se considera un $F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ y se obtiene los siguientes resultados:

Modelo	Altura para acero de refuerzo, h_s (cm)
15 pisos	0.0672
20 pisos	0.0516
30 pisos	0.0525
40 pisos	0.0355
50 pisos	0.0264

TABLA 27: LÍMITE DE ALTURA PARA EL ACERO DE REFUERZO CONSIDERANDO COMPRESIÓN

Con los resultados obtenidos, se considera una altura de acero de refuerzo igual a 1 mm.

3.4.2.1.2.11. Rigidez y Amortiguamiento de Aislador

Es necesario definir estos valores para cada uno de los sistemas AMS, puesto que estos valores son los que se utilizan para modelar el sistema AMS en el software ETABS 2015. Para el cálculo de estas características, se necesitan de ciertos datos anteriormente calculados. Estos datos son:

- Módulo de corte del aislador elastomérico, G.
- Área del aislador elastomérico, A.
- Altura total del aislador, h_{rt} .
- Fracción de amortiguamiento del sistema completo de aisladores, ξ .
- Rigidez horizontal total del sistema completo de aisladores, Kht.
- Masa del sistema AMS, m.
- Número total de aisladores, n.

Estos datos son resumidos en la siguiente tabla:

Modelo	G (kg/cm ²)	A (cm ²)	h_{rt} (cm)	ξ (%)	Kht (kg/cm)	m (kg*seg ² /cm)	n
--------	-------------------------	----------------------	---------------	-----------	-------------	-----------------------------	---

15 pisos	6.56	900	25	20	945.15	92.07	4
20 pisos	6.66	1600	54	20	789.26	125.75	4
30 pisos	6.63	2500	105	20	631.26	199.70	4
40 pisos	7.36	5184	320	20	477.08	279.82	4
50 pisos	6.41	9216	550	20	429.52	369.67	4

TABLA 28: RESUMEN DE CARACTERÍSTICAS PARA AISLADORES ELASTOMÉRICOS

Con estos datos se obtiene el amortiguamiento y la rigidez de cada aislador:

Modelo	Rigidez Horizontal, Kh (kg/cm)	Amortiguamiento, c (kg/cm)
15 pisos	236.29	29.50
20 pisos	197.32	31.50
30 pisos	157.81	35.51
40 pisos	119.27	36.54
50 pisos	107.38	39.85

TABLA 29: RIGIDEZ Y AMORTIGUAMIENTO DE AISLADORES ELASTOMÉRICOS

3.4.2.2. Diseño de Bloque de Hormigón Armado

Para dimensionar el bloque de hormigón que será utilizado para el sistema AMS es necesario considerar el peso que tendrá bloque y, dependiendo de las dimensiones que posean los paneles que conforman la planta tipo del edificio, se consideran las dimensiones que tendrá bloque. Para el cálculo de la altura del bloque se utiliza el valor del peso específico del hormigón armado que es igual a 2.4 ton/m^3

Con estos datos, se obtiene los siguientes resultados:

Modelo	Peso AMS (ton)	Dimensiones de planta del bloque (m)	Altura del bloque (m)

15 pisos	90.32	4.5	1.86
20 pisos	123.36	4.5	2.54
30 pisos	195.91	5	3.27
40 pisos	274.51	5	4.58
50 pisos	362.65	8	2.36

TABLA 30: CARACTERÍSTICAS DE BLOQUE DE HORMIGÓN ARMADO

3.5. MODELACIÓN DE SISTEMAS DE AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADA EN EL SOFTWARE ETABS 2015

Para cada modelo propuesto es necesario definir dos elementos:

- Elemento tipo Shell: Representa el bloque de hormigón del sistema AMS.
- Elemento tipo Link: Representa los aisladores que se colocan en la parte inferior del bloque de hormigón.

Los resultados que se comparan en este capítulo serán los que se obtengan por medio del análisis Tiempo – Historia. Se analiza los resultados obtenidos en los edificios de 15, 30 y 50 pisos de altura.

Los resultados dinámicos considerados son:

- Desplazamiento de nudos.
- Velocidad de nudos.
- Aceleración de nudos.

A continuación, se muestra los gráficos para los edificios de 15, 30 y 50 pisos de altura con y sin la presencia del sistema de amortiguadores de masa sintonizada (AMS).

- 15 pisos.
 - Desplazamiento.

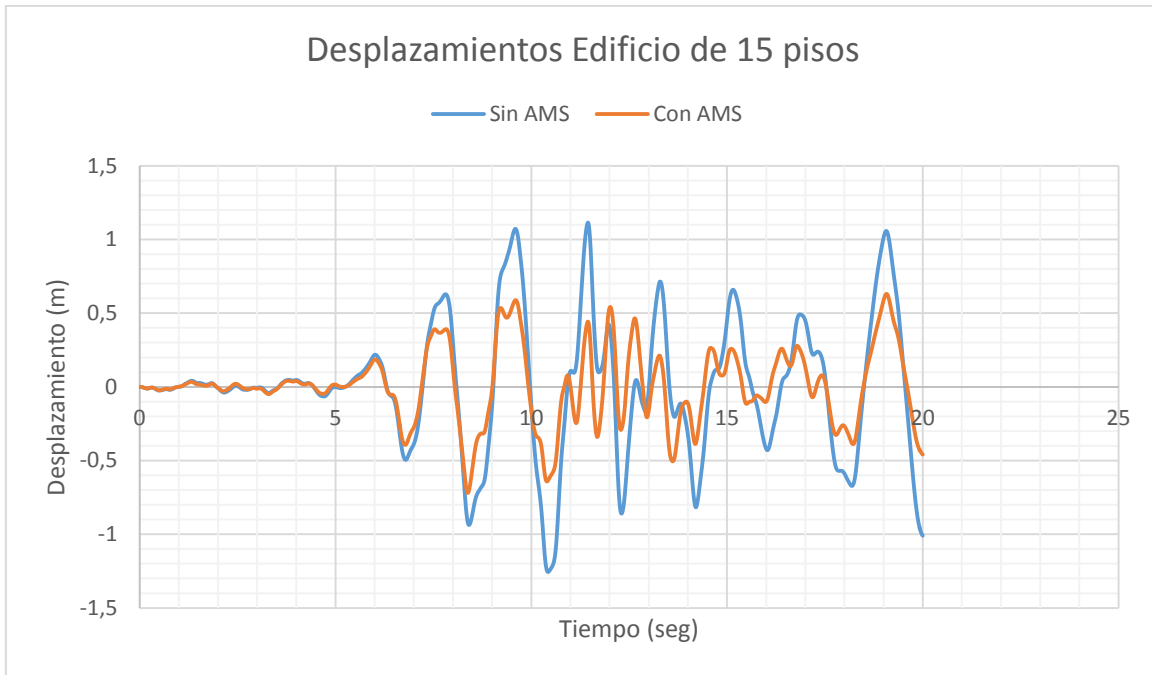


ILUSTRACIÓN 75: DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIO DE 15 PISOS

- Velocidad.

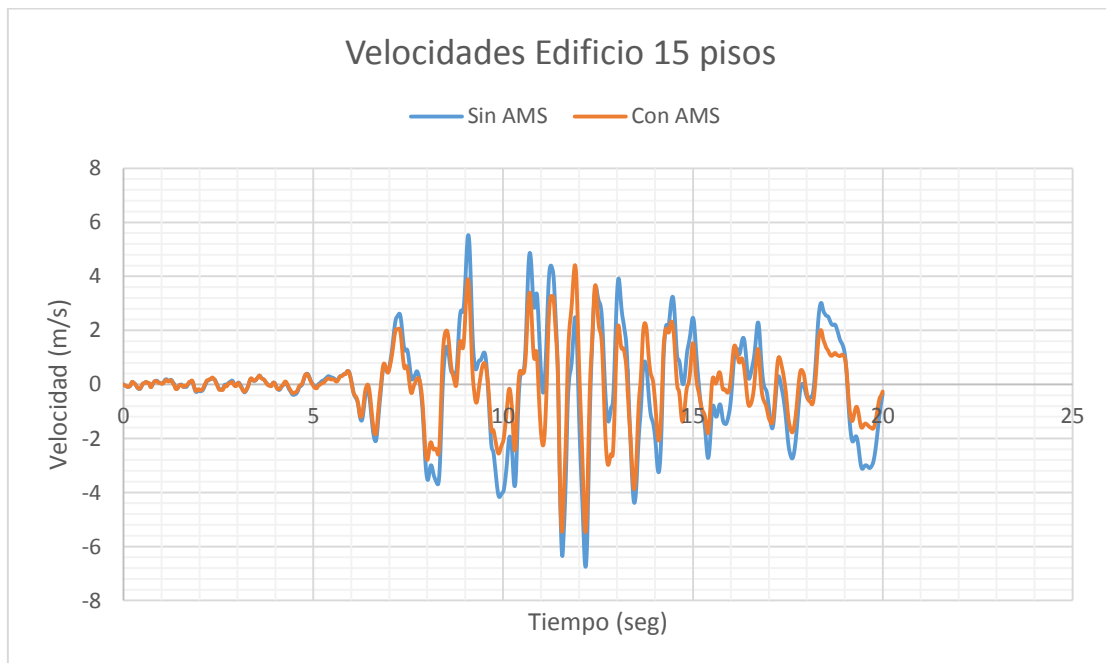


ILUSTRACIÓN 76: VELOCIDADES EN EDIFICIO DE 15 PISOS

- Aceleración.

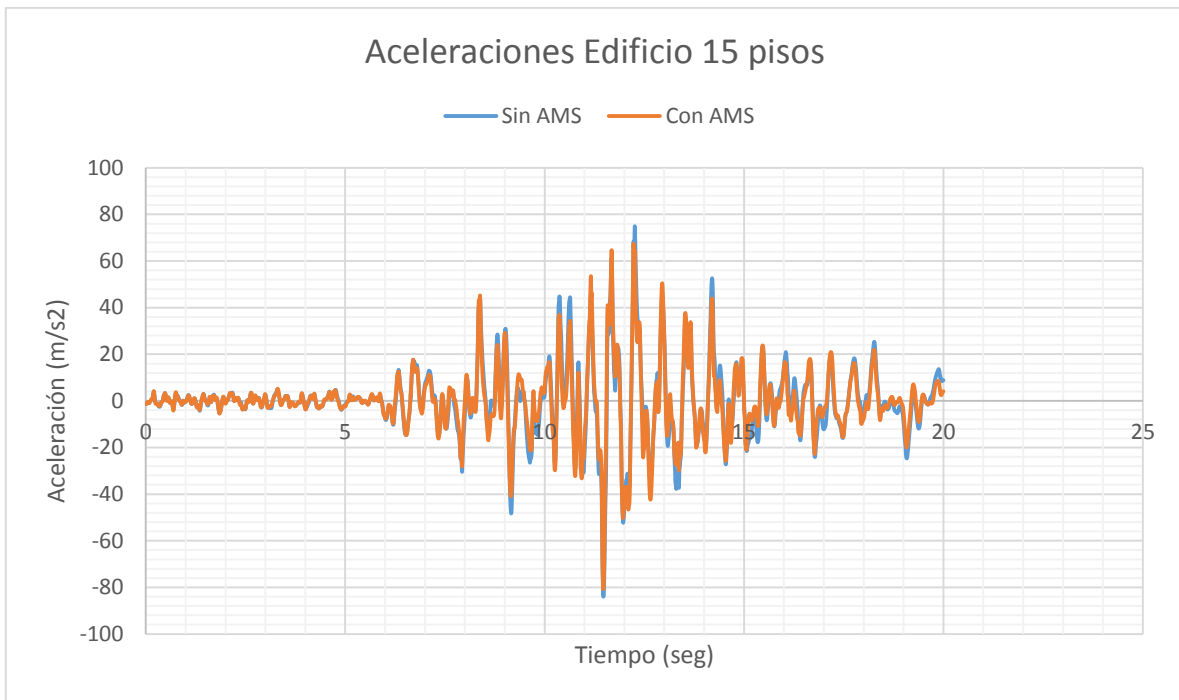


ILUSTRACIÓN 77: ACCELERACIONES EN EDIFICIO DE 15 PISOS

- 30 pisos.
 - Desplazamiento.

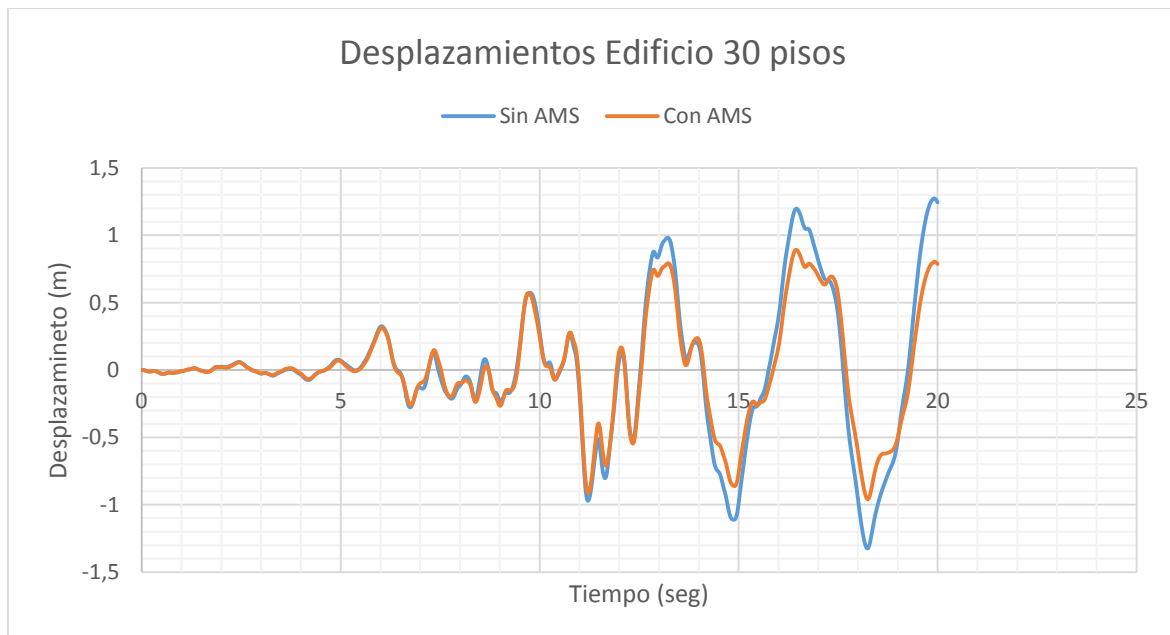


ILUSTRACIÓN 78: DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIO DE 30 PISOS

- Velocidad.

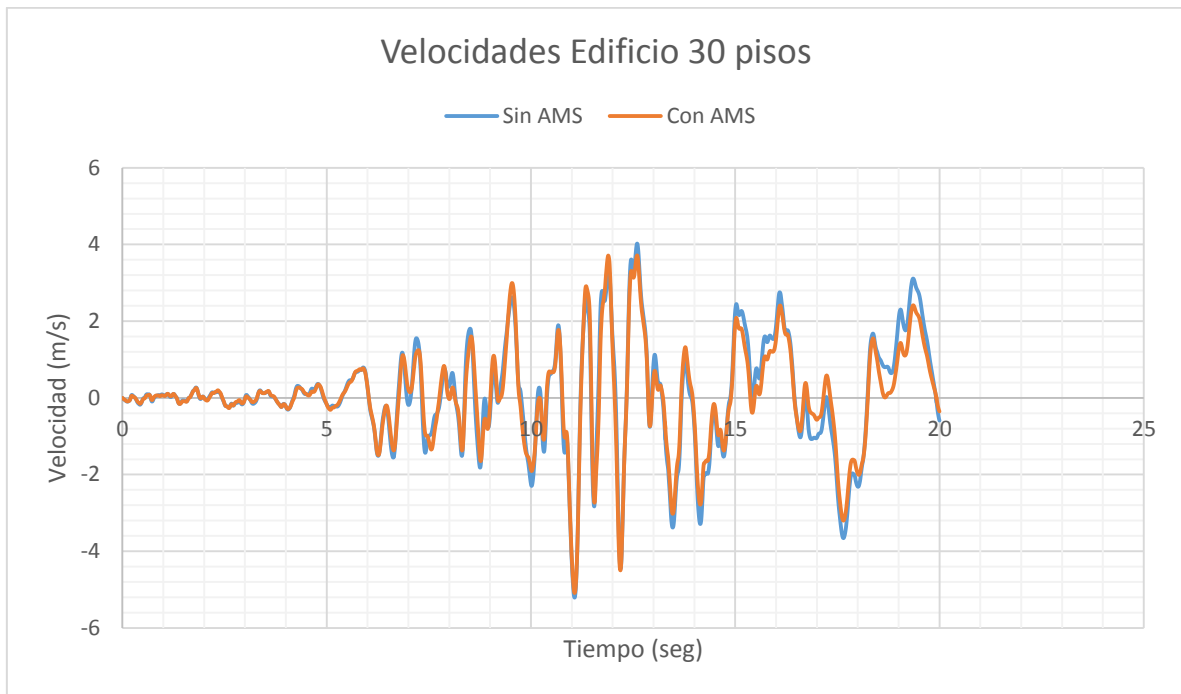


ILUSTRACIÓN 79: VELOCIDADES EN EDIFICIO DE 30 PISOS

- Aceleración.

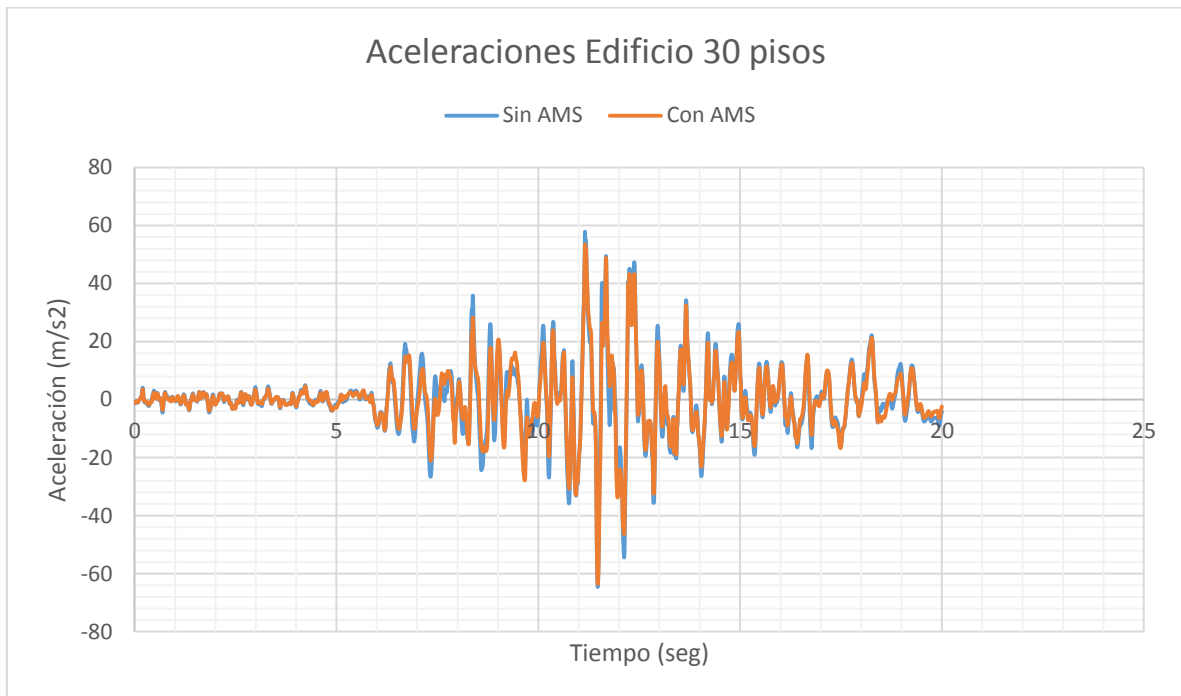


ILUSTRACIÓN 80: ACCELERACIONES EN EDIFICIO DE 30 PISOS

- 50 pisos.
 - Desplazamiento.

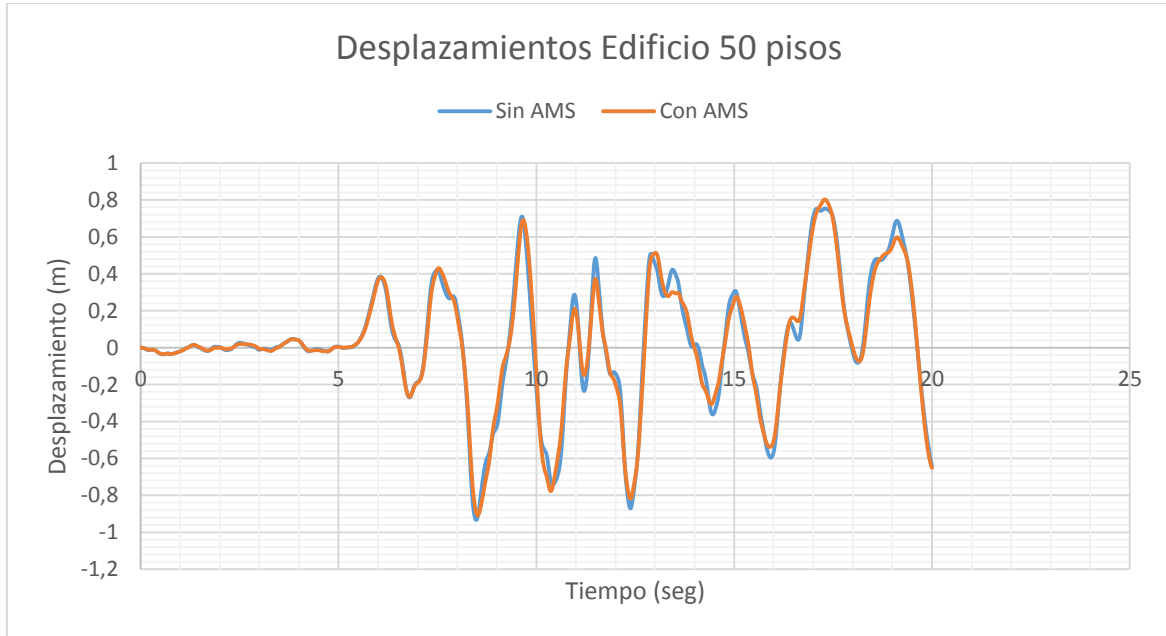


ILUSTRACIÓN 81: DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIO DE 50 PISOS

- Velocidad.

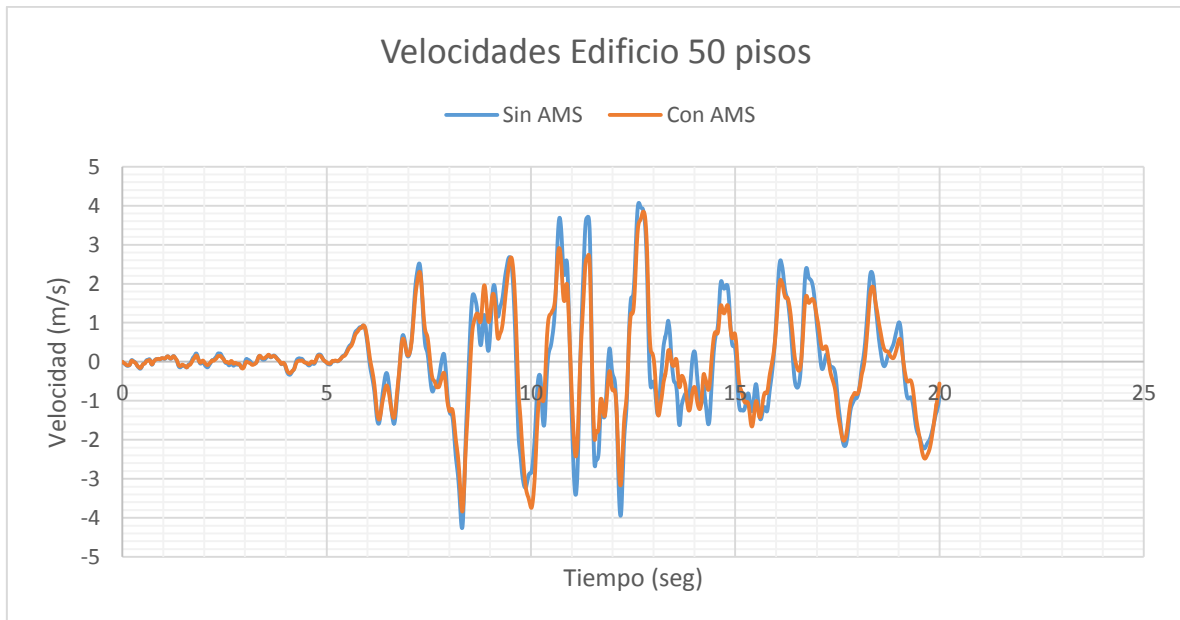


ILUSTRACIÓN 82: DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIO DE 50 PISOS

- Aceleración.

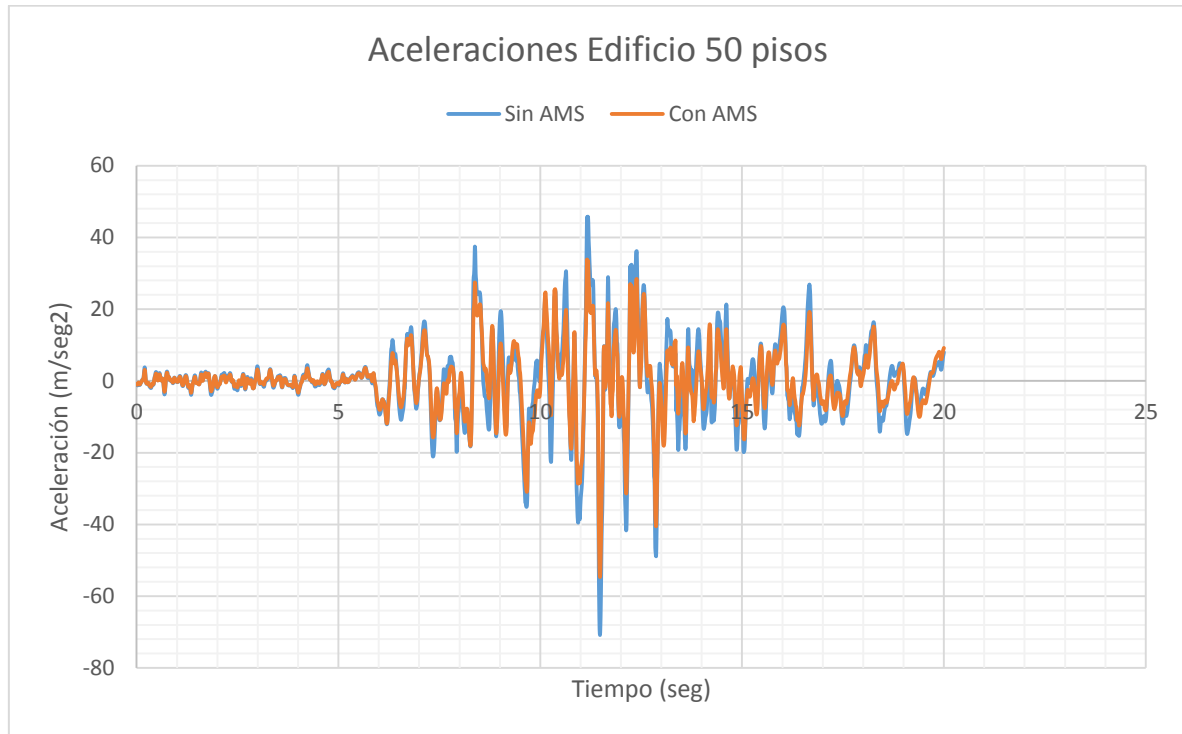


ILUSTRACIÓN 83: DESPLAZAMIENTOS EN EDIFICIO DE 50 PISOS

Para comprobar que el sistema AMS está actuando en los modelos, a continuación, se muestra tabuladas las máximas respuestas dinámicas obtenidas en los modelos de 15, 30 y 50 pisos y su porcentaje de diferencia entre los modelos sin sistema AMS y los modelos con sistema AMS:

Modelo	Desplazamiento (m)			Velocidad (m/s)			Aceleración (m/s ²)		
	Sin AMS	Con AMS	Diferencia	Sin AMS	Con AMS	Diferencia	Sin AMS	Con AMS	Diferencia
15 pisos	1.2557	0.7198	42.68%	6.7535	5.4734	18.95%	83.93	80.7821	3.75%
30 pisos	1.3245	0.9593	27.57%	5.2083	5.0873	2.32%	64.5777	63.545	1.60%
50 pisos	0.9333	0.9092	2.58%	4.2635	3.8387	9.96%	70.8405	54.6558	22.85%

TABLA 31: COMPARACIÓN DE RESULTADOS DE EDIFICACIONES SIN AMS Y CON AMS

CAPÍTULO 4: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

- El correcto modelamiento del sistema de amortiguadores de masa sintonizada depende de un correcto análisis estructural que se realice con la ayuda del software ETABS 2015, puesto que muchos datos obtenidos de este proceso son necesarios para el cálculo de las características del sistema AMS.
- El sistema AMS es capaz de reducir de manera apreciable las respuestas dinámicas de los edificios sometidos a cargas sísmicas.
- En edificaciones de baja altura, los sistemas AMS ayudan para reducir más los desplazamientos que afectarían a la estructura, mientras que, en edificios de mayor número de pisos, los sistemas AMS colaboran con la reducción de las aceleraciones que llegarían al sistema estructural.
- Al ser modelos simétricos tanto en planta como en elevación, se coloca el sistema AMS en centro de gravedad de la planta, con la finalidad de que no exista efectos de torsión producidos por el sistema. En caso de que el edificio fuera asimétrico, se debe estudiar más profundamente la ubicación en la planta del edificio que sería la correcta o tomar en cuenta la posibilidad de aumentar el número de masas que controlen las respuestas dinámicas.
- Con la inclusión de los sistemas de AMS, se incorpora adicionalmente masa, rigidez y amortiguamiento que ayudan a la estructura principal a tener un comportamiento mucho más adecuado frente a la acción de cargas sísmicas.
- La inclusión del sistema AMS reduce aproximadamente en un 43% los desplazamientos en el caso de edificios de baja altura.
- En edificios de gran altura, el factor que más se controla es la aceleración, reduciéndose en un 23%.
- Si se usa una sola masa en el sistema AMS, esta masa no sólo aumenta el peso sino también las dimensiones conforme vaya aumentando la altura del edificio.
- El sistema AMS es un sistema económico comparado con otros sistemas de disipación de energía, como son los aisladores de base y las diagonales con amortiguadores. Esto se puede notar puesto que los aisladores de base deben ser colocados en cada una de

las columnas del sistema estructural para que el sistema disipador de energía trabaje adecuadamente mientras que para el correcto uso de diagonales con amortiguadores es necesario colocarlas a diferentes alturas.

- Edificios conformados de pórticos no son eficientes para absorber cargas producidas por un evento sísmico. Para cumplir con una correcta disipación con este sistema constructivo, es necesario mayor cantidad de material por lo que el sistema AMS ayuda al ahorro general en costos de construcción de la estructura.
- Se considera la condición de “Empotramiento perfecto” para la base de cada uno de los modelos propuestos en este trabajo, esto supone una cimentación de gran peralte y que se encuentra apoyada en un estrato de suelo competente, con la finalidad de que no se produzca volcamiento por acción de la masa ubicada en la parte superior de la estructura.

4.2. RECOMENDACIONES

- Para sistemas estructurales de acero, se debe considerar utilizar secciones sísmicamente compactas, con la finalidad que exista la fluencia y ductilidad esperada durante un evento sísmico de alta magnitud.
- Para un diseño considerando cargas sísmicas, la norma NEC 2015 especifica el uso de un espectro de diseño, pero para un control de desplazamiento, velocidades o aceleraciones que llegarían a afectar la estructura, es necesario utilizar un acelerograma del sitio donde se ubica el edificio o, en caso de no tener los datos suficientes para su correcta definición, se debe crear acelerogramas sintéticos, con la finalidad de realizar un análisis Tiempo – Historia.
- En caso de requerir un mayor control de las respuestas producidas por el evento sísmico, se debe estudiar el incremento y la correcta ubicación de mayor cantidad de masas al sistema AMS.

BIBLIOGRAFÍA

- Ambrosini, D., Cuitiño, G., & Rebeco, J. (2004). *Eficiencia de Amortiguadores de Masa Sintonizados en Estructuras Sismorresistentes*. Buenos Aires.
- American Institute of Steel Construction. (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings ANSI/AISC 341-10*. Estados Unidos.
- American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Building AISC 360-10*. Estados Unidos.
- American Iron and Steel Institute. (s.f.). *Steel Bridge Bearing Selection and Design Guide AISI Vol II, Chapter 4*. Estados Unidos.
- American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-10*. Reston.
- Bassotti, R., & Ambrosini, D. (2007). *Sobre la Utilización de Amortiguadores de Masa Sintonizados en la provincia de Mendoza*. Córdoba: Asociación Argentina de Mecánica Computacional.
- Chey, M. (2007). *Passive and Semi-Active Tuned Mass Damper Building Systems*. Christchurch.
- Connor, J. (2003). *Introduction to Structural Motion Control*.
- Grunahuer, T. S. (2016). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC2015*. Quito.
- Guerra, M. (2015). *Diseño Sismorresistente de Edificios utilizando ETABS y NEC 2015*. Quito: Bustos Guerra Consultora.
- Krenk, S., & Hogsberg, J. (2008). *Tuned Mass Absorbers on Damped Structures*. Southampton.
- Lee, C.-L., Chen, Y.-T., & Wang, Y.-P. (2005). *Optimal design theories and applications of tuned mass dampers*. Taipei.
- McCormac, J., & Csernak, S. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero*. México DF: Grupo Editor.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015*. Quito.
- Ocampo, F. P., Moreno, C., & Thomson, P. (s.f.). *Diseño e Implementación de un Amortiguador de Masa Sintonizada (TMD) robusto para disminuir la Respuesta Dinámica en Estructura Metálica*. Cali.
- Ross, M., Rao, B., Iyer, N., & Mohan Rao, R. (s.f.). *Response of Steel Framed Building with Tuned Mass Damper for Site-Specific Earthquakes*.

- Salvi, J., Rizzi, E., & Gavazzeni, M. (2014). *Analysis on the optimum performance of Tuned Mass Damper devices*. Porto.
- Salvi, J., Rizzi, E., Rustighi, E., & Ferguson, N. (2013). *Analysis and Optimisation of Tuned Mass Damper*. Pisa.
- Septimiu, G., & Pastia, C. (2013). *Passive Tuned Mass Damper for Seismic Protection*. Iași.
- Tuan, A., & Shang, G. (2014). *Vibration Control in a 101-Storey Building Using a Tamsui*.