



UNIVERSIDAD TÉCNICA AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

TEMA:

**“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE LA TIPOLOGÍA
EDIFICIOS PÚBLICOS CON EL USO DE AMORTIGUADORES
VISCOELÁSTICOS”**

Autor: Héctor Fernando Supe Guillen

Tutor: Ing. Mg. Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo

AMBATO - ECUADOR

Enero – 2021

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de Tutor del Trabajo Experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: **“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE LA TIPOLOGÍA EDIFICIOS PÚBLICOS CON EL USO DE AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS”**, elaborado por el Sr. **Héctor Fernando Supe Guillen**, portador de la cedula de ciudadanía: C.I. 1803584406, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente proyecto técnico es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, Enero 2021




Ing. Mg. Betzabeth Jessenia Suquillo Ronquillo

TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACION

Yo, **Héctor Fernando Supe Guillen**, con C.I. 1803584406 declaro que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente proyecto técnico con el tema **“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE LA TIPOLOGÍA EDIFICIOS PÚBLICOS CON EL USO DE AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS”**, así como también los análisis estadísticos, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autor del proyecto, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Enero 2021



Héctor Fernando Supe Guillen

C.I: 1803584406

AUTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Proyecto Técnico o parte de él, un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Enero 2021



Héctor Fernando Supe Guillen

C.I: 1803584406

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el Trabajo Experimental, realizado por el estudiante Héctor Fernando Supe Guillen de la Carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: **“ANÁLISIS DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE LA TIPOLOGÍA EDIFICIOS PÚBLICOS CON EL USO DE AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS”**.

Ambato, Enero 2021

Para constancia firman:



Ing. Mg. Maritza Elizabeth Ureña Aguirre

Miembro del Tribunal



Ing. Mg. Carlos Patricio Navarro Peñaherrera

Miembro del Tribunal

DEDICATORIA

A Dios

A mis padres Héctor y Yolanda a quienes les debo todos mis logros presentes y futuros de mi vida.

A mi tía Mercedes que siempre ha estado en mi vida para apoyarme y que ha sido mi segunda madre.

A mi hermana Anita y mis sobrinos Alejandro y Danna ya que son la fortaleza que me ayuda para seguir adelante.

AGRADECIMIENTO

A mi tutora Ing. Betzabeth Suquillo por ser una gran guía tanto en la docencia como en este proceso de titulación y compartirme sus conocimientos.

Al Ing. Christian Medina que su aporte fue básico para el desarrollo del presente trabajo de titulación.

A todos los docentes de la Carrera de Ingeniería Civil que han despejado las dudas que he tenido en toda la carrera.

A mis amigos que siempre han estado para apoyarme en los buenos y malos momentos.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

A. PÁGINAS PRELIMINARES

PORTADA.....	i
CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE LA INVESTIGACION	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvii
RESUMEN EJECUTIVO	xxii
ABSTRACT SUMMARY	xxiii

B. CONTENIDO

CAPITULO I.....	1
------------------------	----------

MARCO TEÓRICO	1
----------------------------	----------

1.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	1
--	---

1.1.1. ANTECEDENTES	1
---------------------------	---

1.1.2. JUSTIFICACIÓN	6
----------------------------	---

1.1.3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA	7
-------------------------------------	---

1.1.3.1. AMORTIGUAMIENTO	7
--------------------------------	---

FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO	7
---------------------------------	---

1.1.3.2. SISTEMAS DE CONTROL ESTRUCTURAL	8
--	---

TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES	9
---------------------------------------	---

Control Activo	9
----------------------	---

Dispositivos de control activo	11
--------------------------------------	----

Control Híbrido Y Semiactivo	11
------------------------------------	----

Control Pasivo	12
----------------------	----

- Influencia de los dispositivos de control pasivo en una estructura

1.1.3.3.	DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA	15
	DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA.....	15
	Configuración de los dispositivos de disipación pasiva de energía	16
	• Configuración diagonal	16
	• Configuración Chevron	16
	TIPOS DE DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA	17
	Disipadores de fluido viscoso	17
	Disipadores histeréticos.....	18
	• Histéresis.....	18
	• Amortiguadores metálicos de fluencia.....	18
	• Amortiguadores de rozamiento.....	18
	• Disipadores con comportamientos viscoelástico	19
1.1.3.4.	AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS	19
	VENTAJAS DE LOS AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS	21
	MODELO MATEMÁTICOS PARA LOS AMORTIGUADORES VISCOELASTICOS	22
	Modelo de Maxwell	22
	Modelo de Kelvin – Voight.....	22
	ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE UN AMORTIGUADOR VISCOELÁSTICO	23
	Características del módulo de almacenamiento G' y módulo de pérdida G''	24
1.1.3.5.	ANÁLISIS DINÁMICO	26
	ESPECTROS DE RESPUESTA.....	26
	Espectros de respuesta elástica.....	26
	Espectros de respuesta inelástica.....	26
	ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL.....	27
	Tipos de modelos para el análisis sísmico dinámico no lineal.....	28
	Normativa	29
	Registros de aceleración	29
1.1.3.6.	ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO	29
1.1.4.	HIPÓTESIS.....	32

1.1.4.1.	HIPÓTESIS DE TRABAJO.....	32
1.1.4.2.	HIPÓTESIS NULA.....	32
1.2.	OBJETIVOS	32
1.2.1.	OBJETIVO GENERAL.....	32
1.2.2.	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	32
CAPITULO II	33
METODOLOGÍA	33
2.1.	MATERIALES Y EQUIPOS.....	33
2.1.1.	MATERIALES	33
2.1.2.	EQUIPOS.....	33
2.1.2.1.	ETABS	33
2.1.2.2.	MEDIDOR LÁSER DE DISTANCIAS.....	33
2.2.	MÉTODOS	34
2.2.1.	PLAN DE RECOLECCIÓN DE DATOS	34
2.2.2.	RECOLECCIÓN DE DATOS	34
2.2.3.	PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN	44
2.2.4.	PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN	45
2.2.4.1.	CUANTIFICACIÓN DE CARGAS.....	49
2.2.4.2.	PREDISEÑO DE VIGAS.....	51
2.2.4.3.	PREDISEÑO DE COLUMNAS	54
2.2.4.4.	CARGAS SÍSMICAS.....	55
ZONA SÍSMICA Y FACTOR DE ZONA Z.....	56	
COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO	56	
NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA	58	
CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL.....	58	
2.2.4.5.	ESPECTROS DE RESPUESTA	61
2.2.4.6.	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	62
DEFINICIÓN DE LOS MATERIALES.....	62	
Hormigón	62	
Acero de refuerzo	63	
DEFINICIÓN DE SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	63	

Columnas	63
Vigas.....	64
Losas.....	65
DEFINICIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA EN EL SOFTWARE.....	66
DEFINICIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA EN EL SOFTWARE	66
DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA LINEALES	67
DEFINICIÓN DE LA FUENTE DE MASA.....	68
DEFINICIÓN DE LOS CASOS MODALES.....	69
DEFINICIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA.....	69
2.2.4.7. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO.....	70
DEFINICIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS	70
Columnas	70
Vigas.....	71
DEFINICIÓN DE LOS CASOS NO LINEALES.....	71
Caso gravitacional	72
Caso Pushover X.....	72
Caso Pushover Y.....	73
2.2.4.8. ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO	73
SELECCIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS	73
Sismo de Norcia (Italia).....	74
Sismo de Northridge (USA)	75
Sismo de San Fernando (USA).....	76
AJUSTE ESPECTRAL	77
Norcia.....	77
Northridge.....	78
San Fernando	79
ESCALADO ESPECTRAL.....	80
2.2.4.9. DEFINICIÓN DE FUNCIONES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO EN EL SOFTWARE	83
DEFINICIÓN DEL CASO MODAL PARA TIEMPO HISTORIA	83
DEFINICIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS EN EL SOFTWARE	83

AJUSTE ESPECTRAL EN EL SOFTWARE	85
DEFINICIÓN DE LOS CASOS PARA EL TIEMPO HISTORIA	86
Rampa gravitacional	86
Caso Gravitacional para el tiempo historia.....	86
Norcia Este-Oeste 475 años.....	87
Norcia Norte - Sur 475 años.....	88
Northridge Este - Oeste 475 años.....	88
Northridge Norte- Sur 475 años	89
San Fernando Este-Oeste 475 años	89
San Fernando Norte - Sur 475 años.....	90
2.2.4.10. DISEÑO DEL AMORTIGUADOR VISCOELÁSTICO	90
2.2.4.11. DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL AMORTIGUADOR EN EL SOFTWARE93	
CAPITULO III.....	95
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	95
3.1. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	95
3.1.1. CHEQUEOS LINEALES SEGÚN NEC-SE-DS.....	95
3.1.1.1. PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA	95
3.1.1.2. VERIFICACIÓN DE TORSIÓN EN PLANTA	96
3.1.1.3. ACUMULACIÓN DE MASA.....	96
3.1.1.4. DERIVAS DE PISO.....	97
DERIVA SISMO EN X.....	97
DERIVA SISMO EN Y	98
DERIVA ESPECTRO EN X.....	98
DERIVA ESPECTRO EN Y	99
3.1.1.5. VALIDACIÓN DEL ANÁLISIS DINÁMICO	99
3.1.2. COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO LINEAL DE LA ESTRUCTURA CON Y SIN AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS.....	101
3.1.2.1. COMPARACIÓN DE DEFORMACIONES LATERALES.....	101
DESPLAZAMIENTO SY	101
DESPLAZAMIENTO ESPECT X	102
3.1.2.2. COMPARACIÓN DE DERIVAS DE PISO.....	103

DERIVAS DE PISO SX	103
DESPLAZAMIENTO ESPECT Y	104
3.1.3. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO.....	105
3.1.3.1. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA SIN AMORTIGUADORES.....	105
PUNTO DE DESEMPEÑO EN X PARA 475 AÑOS.....	107
PUNTO DE DESEMPEÑO EN X PARA 2500 AÑOS.....	107
PUNTO DE DESEMPEÑO EN Y PARA 475 AÑOS.....	108
PUNTO DE DESEMPEÑO EN Y PARA 2500 AÑOS.....	109
3.1.3.2. ANALISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES.....	109
PUNTO DE DESEMPEÑO EN X PARA 475 AÑOS.....	110
PUNTO DE DESEMPEÑO EN X PARA 2500 AÑOS.....	111
PUNTO DE DESEMPEÑO EN Y PARA 475 AÑOS.....	111
PUNTO DE DESEMPEÑO EN Y PARA 2500 AÑOS.....	112
3.1.3.3. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO	113
PUNTOS DE DESEMPEÑO	113
IDEALIZACIÓN BILINEAL Y NIVELES DE DESEMPEÑO.....	114
3.1.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS EN EL ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO (TIEMPO HISTORIA)	116
3.1.4.1. DEFORMACIONES LATERALES MEDIANTE EL TIEMPO HISTORIA	116
DEFORMACIONES PARA NORCIA ESTE-OESTE AJUSTADO A ESPECTRO DE 475 AÑOS.....	116
DEFORMACIONES PARA NORTHRIDGE NORTE - SUR AJUSTADO A ESPECTRO DE 475 AÑOS.....	117
DEFORMACIONES PARA SAN FERNANDO ESTE-OESTE AJUSTADO A ESPECTRO DE 475 AÑOS.....	117
DEFORMACIONES PARA NORCIA ESTE - OESTE AJUSTADO A ESPECTRO DE 2500 AÑOS.....	118
DEFORMACIONES PARA NORTHRIDGE NORTE - SUR AJUSTADO A ESPECTRO DE 2500 AÑOS.....	118

DEFORMACIONES PARA SAN FERNANDO ESTE - OESTE AJUSTADO A ESPECTRO DE 2500 AÑOS.....	119
3.1.4.2. COMPARACIÓN DE DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO MEDIANTE EN EL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA	120
DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO PARA NORCIA NORTE - SUR AJUSTADO A ESPECTRO DE 475 AÑOS	120
DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO PARA NORTHRIDGE ESTE -OESTE AJUSTADO A ESPECTRO DE 475 AÑOS	121
DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO PARA SAN FERNANDO NORTE - SUR AJUSTADO A ESPECTRO DE 475 AÑOS	121
DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO PARA NORCIA NORTE - SUR AJUSTADO A ESPECTRO DE 2500 AÑOS	122
DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO PARA NORTHRIDGE ESTE -OESTE AJUSTADO A ESPECTRO DE 2500 AÑOS	122
DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO PARA SAN FERNANDO NORTE - SUR AJUSTADO A ESPECTRO DE 2500 AÑOS	123
3.1.4.3. HISTÉRESIS DE LOS AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS	124
3.1.4.4. DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA ACUMULADA.....	127
ENERGIA ACUMULADA PARA UN SISMO DE 475 AÑOS.....	128
ENERGIA ACUMULADA PARA UN SISMO DE 2500 AÑOS.....	128
3.1.5. ANALISIS COSTO BENEFICIO DE LA INCLUSIÓN DE AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS EN LA ESTRUCTURA	129
3.2. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS	130
CAPITULO IV	131
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	131
4.1. CONCLUSIONES	131
4.2. RECOMENDACIONES	132
BIBLIOGRAFÍA.....	133

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Valores De Deriva De La Estructura	3
Tabla 2 Desplazamientos y distorsiones máximas	5
Tabla 3 Valores Recomendados De ξ En Porcentaje	8
Tabla 4 Ficha Edificio Asociación de Empleados	34
Tabla 5 Ficha Edificio Mutualista Ambato	35
Tabla 6 Ficha Edificio Sindicato de Choferes de Tungurahua.....	35
Tabla 7 Ficha Edificio Hotel Zeus	36
Tabla 8 Ficha Hospital San Juan	36
Tabla 9 Ficha Edificio Mushuc Runa.....	37
Tabla 10 Ficha Edificio UNACH.....	37
Tabla 11 Ficha Gobierno Provincial de Pichincha.....	38
Tabla 12 Ficha Edificio Matriz IESS	38
Tabla 13 Ficha Edificio PUCE.....	39
Tabla 14 Ficha Edificio Superintendencia de Economía Popular y Solidaria	39
Tabla 15 Ficha Edificio Cámara de Comercio de Quito	40
Tabla 16 Ficha Edificio humana	40
Tabla 17 Ficha Torre Carolina	41
Tabla 18 Ficha Edificio Banco ProCredit	41
Tabla 19 Ficha Edificio Ministerio de Educación.....	42
Tabla 20 Ficha Edificio Plataforma Gubernamental.....	42
Tabla 21 Ficha Edificio Comandancia General Policía Nacional.....	43
Tabla 22 Tabla de promedios en la recolección de datos.....	46
Tabla 23 Carga muerta de losa.....	49
Tabla 24 Cargas vivas de diseño	50
Tabla 25 Datos para el prediseño de vigas.....	52
Tabla 26 Estimación de cargas en cada piso	54
Tabla 27 Factores para el diseño sísmico.....	60
Tabla 28 Espectros de respuesta.....	61
Tabla 29 Escalado espectral	80
Tabla 30 Valores para todos los pórticos de la estructura.....	93
Tabla 31 Participación modal de la masa de la estructura	96

Tabla 32 Acumulación de la masa	97
Tabla 33 Validación del análisis dinámico	100
Tabla 34 Desplazamientos laterales de planta.....	103
Tabla 35 Derivas de piso para los casos lineales	105
Tabla 36 Puntos de desempeño de la estructura con y sin amortiguadores viscoelásticos.....	113
Tabla 37 Influencia de los amortiguadores viscoelásticos en los puntos de desempeño de la estructura.	113
Tabla 38 Influencia de los amortiguadores viscoelásticos en las deformaciones y derivas del tiempo – historia	123
Tabla 39 Costo de los elementos estructurales y amortiguadores viscoelásticos. ..	129
Tabla 40 Costo de reforzamiento estructural vs inclusión de amortiguadores viscoelásticos.....	129

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1 Sección transversal del amortiguador viscoelástico	1
Fig. 2 Curvas de histéresis para diferentes frecuencias de excitación	2
Fig. 3 Amortiguador viscoelástico: Perfil tubular	3
Fig. 4 Vista isométrica de la estructura modelo.....	4
Fig. 5 Modelo tridimensional de la edificación	5
Fig. 6 Sistemas de Control Estructural	9
Fig. 7 Representación de un sistema de control activo.....	10
Fig. 8 Control activo en bucle abierto.....	10
Fig. 9 Control activo en bucle cerrado.....	10
Fig. 10 Edificio Kyobashi Seiwa (Japón) con sistema de control activo.....	11
Fig. 11 Representación de un sistema de control semi-activo.....	12
Fig. 12 Torre Shinjuku (Japón) con sistema de control semi-activo	12
Fig. 13 Representación de un sistema de control pasivo	13
Fig. 14 Aislador de base.....	13
Fig. 15 Modelo de dos edificios: con riostras y sin riostras.....	14
Fig. 16 Respuesta de la distribución de energía en el modelo analítico sin riostras..	14
Fig. 17 Respuesta de la distribución de energía en el modelo analítico con riostras.	15
Fig. 18 Configuración diagonal de los amortiguadores	16
Fig. 19 Configuración chevron de los amortiguadores	17
Fig. 20 Disipadores pasivos de energía	17
Fig. 21 Amortiguador Viscoelástico	20
Fig. 22 Esquema de un amortiguador viscoelástico.....	20
Fig. 23 Opciones de instalación de un amortiguador viscoelástico	20
Fig. 24 Espectros de respuesta elásticos para diferentes niveles de amortiguamiento	21
Fig. 25 Vista longitudinal de disipador de energía viscoelástico	21
Fig. 26 Modelo de Maxwell.....	22
Fig. 27 Modelo de Kelvin – Voigt.....	22
Fig. 28 Curva para obtención del módulo G'	25
Fig. 29 Curva para obtención del módulo G''	25
Fig. 30 Respuesta de análisis lineal y no lineal	28

Fig. 31 Idealización de la curva Fuerza-Desplazamiento	31
Fig. 32 Ejes de planta estructura modelo	47
Fig. 33 Distribución arquitectónica de las plantas de la estructura tipo	48
Fig. 34 Configuración estructural	48
Fig. 35. Losa alivianada	49
Fig. 36. Áreas cooperantes de vigas.....	51
Fig. 37 Áreas cooperantes de columnas.....	54
Fig. 38 Perfil de suelo C para el diseño sísmico	55
Fig. 39 Mapa para el diseño sísmico.....	55
Fig. 40 Curva de peligro sísmico para Ambato	56
Fig. 41 Valores para el factor Z según la zona sísmica	56
Fig. 42 Factores del comportamiento inelástico del suelo, Fa.....	57
Fig. 43 Factores del comportamiento inelástico del suelo, Fd.....	57
Fig. 44 Factores del comportamiento inelástico del suelo, Fs	57
Fig. 45 Amplificación espectral	58
Fig. 46 Niveles de amenaza sísmica	58
Fig. 47 Importancia de la estructura	59
Fig. 48 Factor de reducción sísmica	59
Fig. 49. Coeficientes dependientes del tipo de estructura.....	59
Fig. 50 Espectros de respuesta	61
Fig. 51 Definición de las propiedades del hormigón en el software.....	62
Fig. 52 Definición de las propiedades del acero de refuerzo en el software	63
Fig. 53 Definición de las secciones de columnas en el software	64
Fig. 54 Definición de las secciones de vigas en el software	65
Fig. 55 Definición de las secciones de losas en el software	65
Fig. 56 Definición de los espectros en el software	66
Fig. 57 Definición de los patrones de carga en el software	66
Fig. 58 Definición del sismo estático en “X” e “Y”	67
Fig. 59 Definición del sismo espectral en “X” e “Y”	67
Fig. 60 Definición de la fuente de masa en el software	68
Fig. 61 Definición de los casos modales en el software	69
Fig. 62 Definición de la combinación de carga 1.2D+L-EspectY.....	70
Fig. 63 Rótulas plásticas en columnas	71

Fig. 64 Rótulas plásticas en vigas	71
Fig. 65 Definición del caso gravitacional	72
Fig. 66 Definición del caso Pushover X	72
Fig. 67 Definición del caso Pushover Y	73
Fig. 68 Acelerograma del sismo de Norcia.....	74
Fig. 69 Acelerograma del sismo de Northridge	75
Fig. 70 Acelerograma del sismo de San Fernando	76
Fig. 71 Ajuste espectral Norcia Este-Oeste a Espectro de 475 años	77
Fig. 72 Ajuste espectral Northridge Este-Oeste a Espectro de 2500 años.....	78
Fig. 73 Ajuste espectral San Fernando Este-Oeste a Espectro de 475 años	79
Fig. 74 Escalado espectral Norcia 475 años	81
Fig. 75 Escalado espectral Northridge 475 años.....	81
Fig. 76 Escalado espectral San Fernando 475 años	81
Fig. 77 Escalado espectral Norcia 2500 años	82
Fig. 78 Escalado espectral Northridge 2500 años.....	82
Fig. 79 Escalado espectral San Fernando 2500 años	82
Fig. 80 Definición del caso modal Ritz	83
Fig. 81 Definición del acelerograma de Norcia (E-O).....	84
Fig. 82 Definición del acelerograma de Northridge (E-O).....	84
Fig. 83 Definición del acelerograma de San Fernando (N-S).....	85
Fig. 84 Ajuste espectral en el software	85
Fig. 85 Rampa gravitacional	86
Fig. 86 Caso gravitacional	86
Fig. 87. Coeficientes proporcionales a la Masa	87
Fig. 88. Norcia Este – Oeste 475 años	87
Fig. 89 Norcia Norte - Sur 475 años	88
Fig. 90 Northridge Este - Oeste 475 años	88
Fig. 91 Northridge Norte- Sur 475 años	89
Fig. 92 San Fernando Este-Oeste 475 años	89
Fig. 93 San Fernando Norte - Sur 475 años.....	90
Fig. 94. Definición de las propiedades del amortiguador mediante el elemento Link	93
Fig. 95. Posicionamiento de los amortiguadores en el modelo	94

Fig. 96 Periodo T_a de la Estructura	95
Fig. 97 Periodo fundamental de la Estructura.....	95
Fig. 98 Deriva S_x	97
Fig. 99 Deriva S_y	98
Fig. 100 Deriva EspectX.....	98
Fig. 101 Deriva EspectY	99
Fig. 102 Cortante basal en los casos S_x , S_y , Espectx y Especty	99
Fig. 103 Vista en planta de la predisposición de los amortiguadores viscoelásticos	101
Fig. 104 Comparación de las deformaciones en Y de la estructura con amortiguadores y sin amortiguadores.	102
Fig. 105 Comparación de las deformaciones en X de la estructura con amortiguadores y sin amortiguadores.	102
Fig. 106 Comparación de las deformaciones en Y de la estructura con amortiguadores y sin amortiguadores.	104
Fig. 107 Comparación de las deformaciones en X de la estructura con amortiguadores y sin amortiguadores.	104
Fig. 108. Curva de capacidad en sentido X.	106
Fig. 109 Curva de capacidad en sentido Y.	106
Fig. 110 Punto de desempeño para el sismo de 475 años en el sentido X.....	107
Fig. 111 Punto de desempeño para el sismo de 2500 años en el sentido X.....	107
Fig. 112 Punto de desempeño para el sismo de 475 años en el sentido Y.....	108
Fig. 113 Punto de desempeño para el sismo de 2500 años en el sentido Y.....	109
Fig. 114 Punto de desempeño para el sismo de 475 años en el sentido X.....	110
Fig. 115 Punto de desempeño para el sismo de 2500 años en el sentido X.....	111
Fig. 116 Punto de desempeño para el sismo de 475 años en el sentido Y.....	111
Fig. 117 Punto de desempeño para el sismo de 2500 años en el sentido Y.....	112
Fig. 118 Idealización bilineal y niveles de desempeño en el sentido X-X.	114
Fig. 119 Idealización bilineal y niveles de desempeño en el sentido Y-Y.	115
Fig. 120 Deformaciones Norcia E-O 475 años	116
Fig. 121 Deformaciones Northridge N-S 475 años	117
Fig. 122 Deformaciones San Fernando E-O 475 años.....	117
Fig. 123 Deformaciones Norcia E-O 2500 años	118

Fig. 124 Deformaciones Northridge N-S 2500 años	118
Fig. 125 Deformaciones San Fernando E-O 2500 años.....	119
Fig. 126 Deformaciones y derivas de piso Norcia N-S 475 años	120
Fig. 127 Deformaciones y derivas de piso Northridge E-O 475 años	121
Fig. 128 Deformaciones y derivas de piso San Fernando N-S 475 años.....	121
Fig. 129 Deformaciones y derivas de piso Norcia N-S 2500 años	122
Fig. 130 Deformaciones y derivas de piso Northridge E-O 2500 años	122
Fig. 131 Deformaciones y derivas de piso San Fernando N-S 2500 años.....	123
Fig. 132 Histéresis del amortiguador viscoelástico para Norcia E-O 475 años.....	124
Fig. 133 Histéresis del amortiguador viscoelástico para Northridge N-S 475 años	125
Fig. 134 Histéresis del amortiguador viscoelástico para San Fernando E-O 475 años	125
Fig. 135 Histéresis del amortiguador viscoelástico para Norcia E-O 2500 años.....	126
Fig. 136 Histéresis del amortiguador viscoelástico para Northridge N-S 2500 años	126
Fig. 137 Histéresis del amortiguador viscoelástico para San Fernando E-O 2500 años	127
Fig. 138 Energía acumulada sismo 475 años.....	128
Fig. 139 Energía acumulada sismo 2500 años.....	128

RESUMEN EJECUTIVO

Para la presente investigación se recopiló la información de 18 edificios públicos de Sierra Central del Ecuador, datos como número de pisos, luces existentes entre columnas y altura de entresijos. Mediante estos datos obtenidos se modeló una estructura tipo que se acerque a las características de la mayoría de esta tipología de edificios.

En base a los fundamentos especificados en las normas NEC-SE-DS, FEMA 356, FEMA440 y ASCE 41-13 se analizó el desempeño estructural del modelo, para que cumpla los requerimientos de una estructura especial, mediante el software ETABS. Se realizó el análisis lineal, el análisis no lineal estático y el análisis no lineal dinámico.

Para el análisis no lineal dinámico (tiempo – historia) se tomaron en cuenta tres acelerogramas: Norcia (Italia), Northridge (USA) y San Fernando (USA).

Posteriormente en el mismo modelo de la estructura se incorporó amortiguadores viscoelásticos mediante el elemento “Link” disponible en el software ETABS, para comprobar que los amortiguadores mejoran el desempeño estructural, como disminuyen los desplazamientos y derivas de piso de la estructura.

Se comparan los resultados obtenidos mediante los análisis no lineales, tanto en el pushover como en el análisis tiempo – historia. Se analizan varios parámetros como desplazamientos, deformaciones de piso y derivas de piso.

Al final de la investigación se concluye que los amortiguadores viscoelásticos ayudan en gran medida el desempeño estructural para edificios de carácter regular y disminuye tanto los desplazamientos como las derivas de piso

ABSTRACT SUMMARY

In this current research the data-information was collected from 18 public building in the Highland Central Region of Ecuador, data such as number of stories, distances between columns and story heights. Using these obtained data, a standard structure that approximates to the characteristics of typology buildings was modeled.

Based on specific foundations in the NEC-SE-DS, FEMA 356, FEMA 440 and ASCE 41-13 standards, the structural performance of the model was analyzed, so that it reaches the requirements of a special structure, by using the ETABS software. The linear analysis, the non-linear static analysis, and the non-linear dynamic analysis were performed.

For the Non-linear Dynamic Procedures (Time-History) three acelerograms were taken into account: Norcia (Italy), Northridge (USA), and San Fernando (USA).

Later in the same model structure, viscoelastic dampers were incorporated by means of the “Link” element available in ETABS software, to probe that dampers the improve the structural performance, as well they decrease the displacements and story drifts of the structure.

The results obtained by means of the nonlinear procedures are compared, both the pushover and the time – history analysis of various parameters such as displacements, story deformations and story drifts.

At the end of the research, it is concluded that the viscoelastic dampers greatly help the structural performance for regular structures and reduces the displacements and story drifts.

CAPITULO I

MARCO TEÓRICO

1.1. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

1.1.1. ANTECEDENTES

A lo largo de los años se han realizado varios proyectos para probar las cualidades de los amortiguadores viscoelásticos en los cuales se ha podido demostrar su buen comportamiento para disipar las energías tanto por efectos del viento como sísmicas.

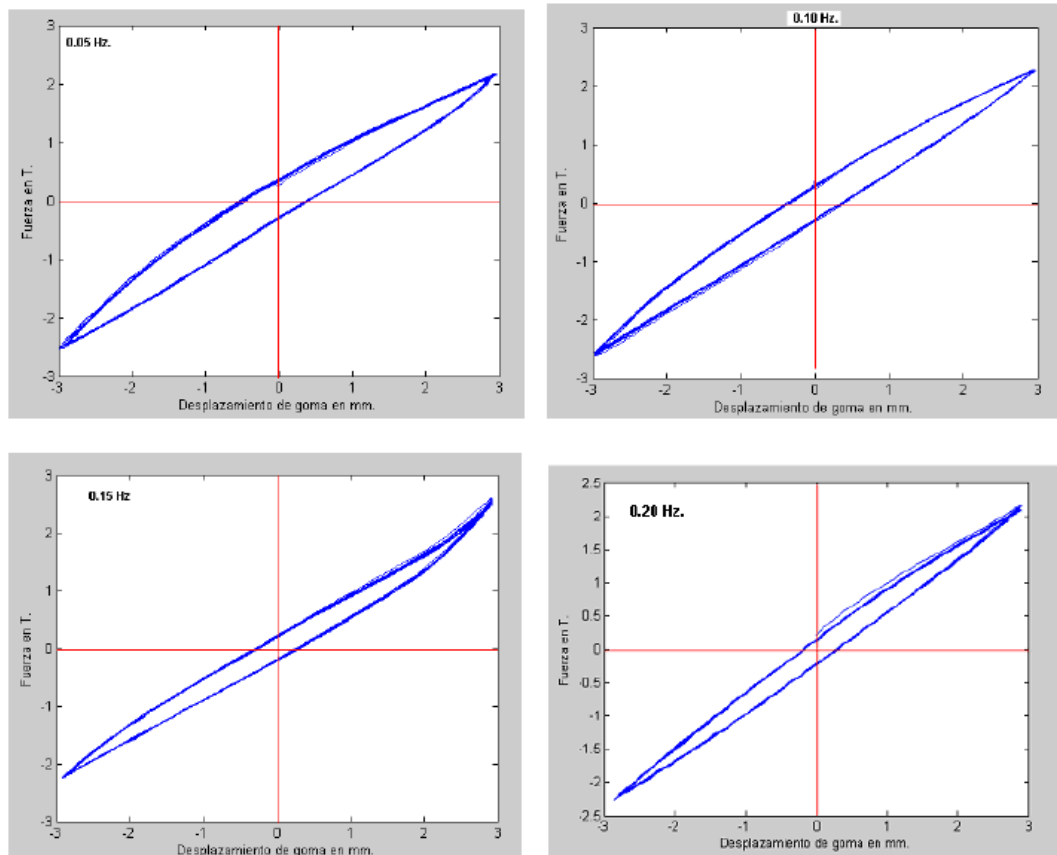
En el 2008 Roberto Aguiar realizó una investigación sobre los amortiguadores viscoelásticos en donde para poder ver su comportamiento exacto se realizaron pruebas con un prototipo el cual se indica en la Fig. 1. En la investigación se determinaron curvas de histéresis en donde se obtuvieron amortiguamientos que se acercaban mucho al 20% [1]

Fig. 1 Sección transversal del amortiguador viscoelástico



Fuente: Análisis Sísmico de Edificios

Fig. 2 Curvas de histéresis para diferentes frecuencias de excitación

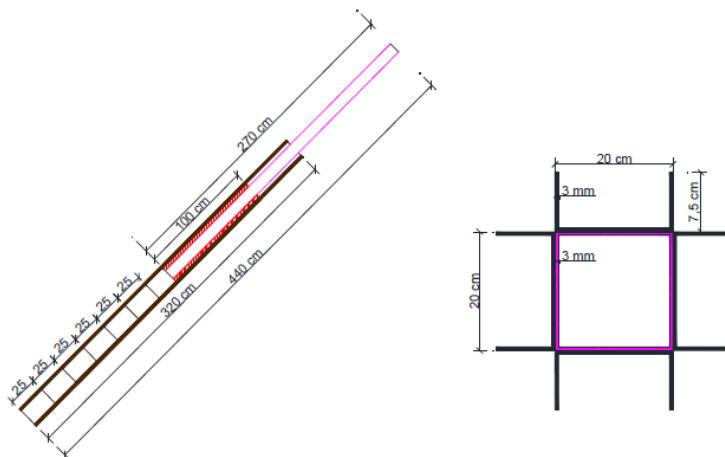


Fuente: Análisis Sísmico de Edificios

Bajo estos resultados el investigador concluyó que al producir un aumento en el espesor de la goma también se logra incrementar el amortiguamiento, los resultados al realizarse los ensayos para deformaciones que oscilan entre el 10 al 150% fueron que entre más se aumente la deformación al corte entonces la rigidez equivalente del disipador disminuye. [1]

En la Universidad de la Fuerzas Armadas ESPE, Roberto Topón realizó un estudio en el cual se analizaba una edificación (Escuela Sucre) y su vulnerabilidad sísmica [2]; sin reforzamiento y con la inclusión de amortiguadores viscoelásticos, en dicha investigación se usaron amortiguadores compuestos de perfiles de acero tipo C y goma de espesor de 1cm como se indica en la Fig. 3.

Fig. 3 Amortiguador viscoelástico: Perfil tubular



Fuente: Reforzamiento de estructuras con disipadores de energía en la Escuela Sucre Para el análisis de la estructura se tomaron en cuenta como ayudan los amortiguadores viscoelásticos en disminuir las derivas de piso.

La investigación dio como resultados las derivas de piso detalladas en la Tabla 1.

Tabla 1 Valores De Deriva De La Estructura

DERIVA MÁXIMA DE PISO				
REFORZAMIENTO	Longitudinal		Transversal	
	BLOQUE 2	BLOQUE 3	BLOQUE 2	BLOQUE 3
SIN REFORZAMIENTO	1.67%	0.81%	1.06%	1.28%
AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS	0.83%	0.57%	0.42%	0.34%

Fuente: Reforzamiento de estructuras con disipadores de energía en la Escuela Sucre

El investigador concluyó que el efecto de los amortiguadores viscoelásticos se da gracias a la colaboración entre el amortiguamiento de estos más el de la estructura original y recomendó utilizar este tipo de disipación de energía en los extremos de los pórticos debido que así ayuda a disminuir más la deriva. [2]

En la Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica K. Fuller y sus colaboradores presentaron una investigación sobre los amortiguadores a base de caucho a las estructuras de hormigón armado con la finalidad de mejorar las prestaciones de los diseños convencionales para que responda elásticamente cuando esté sometido a cargas sísmicas. [3]

Fig. 4 Vista isométrica de la estructura modelo



Fuente: Disipadores de energía a base de caucho para la protección sísmica de estructuras.

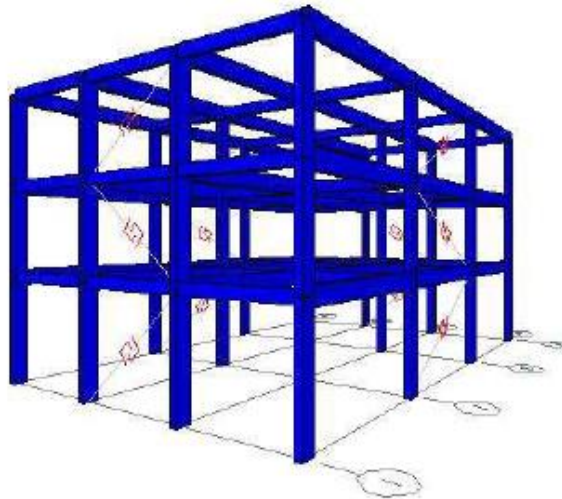
Para obtener un material viscoelástico de calidad los investigadores hicieron énfasis en la rigidez y amortiguamiento para lo cual debería tener varias características como:

- Variación del módulo de corte con la temperatura
- Efecto de amplitud de fuerza
- Efecto de ciclos sobre amortiguamiento
- Fuerza máxima al cortante
- Estabilidad a largo plazo en módulo y amortiguamiento

Con los materiales ocupados para el diseño de este dispositivo los investigadores lograron obtener un amortiguador viscoelástico con una muy buena rigidez y amortiguamiento y que también son insensibles a los cambios de temperatura, determinaron que los amortiguadores pueden ser ocupados en los diseños sismorresistentes en estructuras de hormigón armado ya que responden elásticamente a las máximas aceleraciones de 0.31g. [3]

Genner Villareal y Ricardo Oviedo realizaron un análisis de una estructura de hormigón armado con la inclusión de disipadores de energía (amortiguadores viscoelásticos) con el fin de conocer las mejoras de su comportamiento dinámico, la estructura consta de 3 pisos, con una longitud de 12 y 18 metros en el eje “X” y “Y” respectivamente con una altura total de 9.5 metros. [4]

Fig. 5 Modelo tridimensional de la edificación



Fuente: Edificaciones con Disipadores de Energía

La investigación dio como resultados los desplazamientos y distorsiones detalladas en la Tabla 2.

Tabla 2 Desplazamientos y distorsiones máximas

Estructura	Piso	Desplazamiento		Distorsión	
		X _{máx} (cm)	Y _{máx} (cm)	Δx _{máx}	Δy _{máx}
Sin Disipadores	3	7,15	5,12	0,0043	0,0034
	2	5,86	4,09	0,0081	0,0062
	1	3,43	2,22	0,0098	0,0063
Disipadores Viscoelásticos	3	4,67	4,05	0,0031	0,0027
	2	3,76	3,23	0,0055	0,0049
	1	2,10	1,77	0,0060	0,0050

Fuente: Edificaciones con Disipadores de Energía

Los investigadores concluyeron que los amortiguadores viscoelásticos ayudaron a disminuir alrededor del 10% en los periodos de vibración de cada uno de los pisos de la estructura, también se disminuyeron los desplazamientos y distorsiones en un 39% en el eje “X” y en un 21% en el eje “Y” [4]

1.1.2. JUSTIFICACIÓN

A lo largo de la historia un problema de gran magnitud ha sido el peligro que producen los sismos para las estructuras y las vidas humanas. La necesidad de crear técnicas o métodos sismorresistentes ha venido cobrando importancia en los últimos años sobre todo en países con alto riesgo sísmico como lo es el nuestro.

En los edificios públicos de nuestro país se debe tomar mucha importancia ya que son lugares muy concurridos por la ciudadanía por lo que son un riesgo latente en el caso de un sismo de gran magnitud. Por ello la ingeniería ha ido desarrollando sistemas de control estructural para poder disminuir las solicitaciones de una estructura mejorando sus propiedades dinámicas como lo son los amortiguadores viscoelásticos. [5]

La incorporación de amortiguadores ayuda a las estructuras a disipar energía sísmica aumentando el factor de amortiguamiento de ellas, ya que el factor de amortiguamiento de una estructura con amortiguadores es igual al factor de amortiguamiento de la estructura más el factor de los disipadores, y con un factor de amortiguamiento alto se espera fuerzas sísmicas bajas. [1]

A nivel mundial los amortiguadores viscoelásticos son muy utilizados debido a su bajo costo, ya que generalmente no supera el 1% del costo total de la obra. [6] Su aplicación en estructuras civiles comenzó en 1969 cuando se instalaron en las torres gemelas del World Trade Center en New York. Otras estructuras que usaron este tipo de amortiguadores son: Columbia SeaFirst, Two Union en Seattle y el edificio Santa Clara Country en California. [5]

Usualmente los materiales utilizados para la conformación de los amortiguadores viscoelásticos en aplicaciones estructurales son típicamente polímeros o sustancias vídrias las cuales disipan energía cuando están sujetas a deformación por corte. [6] La construcción de los amortiguadores viscoelásticos se basa en la combinación de placas metálicas con materiales viscoelásticos que actúan para el control sísmico pero se desarrolla de mejor manera en el control de vibraciones por su capacidad de disipación de energía. [7]

En el Ecuador se han venido realizando varias investigaciones sobre el campo de estos disipadores de energía sísmica, sin embargo el reforzamiento de estructuras con los amortiguadores viscoelásticos es limitado. [2]

Esta investigación beneficiará a la ingeniería de nuestro país por lo que se analizará si es un método eficiente para controlar las vibraciones de las estructuras públicas, teniendo una inversión económica no tan representativa como otras soluciones de disipación de energía sísmica.

1.1.3. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

1.1.3.1. AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento consiste en lograr que un sistema que posee una vibración libre vaya disminuyendo la amplitud de su periodo constantemente. [8]

El amortiguamiento de las estructuras siempre es limitado por la capacidad de disipar energía por parte de los materiales que lo componen sean estos hormigón o acero. El amortiguamiento aerodinámico puede ayudar a la estructura pero depende en gran medida de la forma, dirección y velocidad del viento, La interacción suelo – estructura posee una limitada contribución por lo cual se opta por un sistema auxiliar para añadir amortiguamiento que ofrece un mecanismo efectivo y confiable para la disipación de energía. [5]

FACTOR DE AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento de una estructura depende del factor de amortiguamiento ξ que esta tenga. El valor de este factor depende de varios aspectos como:

- Tipo de material
- Sistema estructural
- Nivel de esfuerzos (Más bajo nivel de esfuerzos menor será ξ)

Para las estructuras de hormigón cuando el nivel de daño sea grande se tomará el valor de ξ mayor a 10.

Tabla 3 Valores Recomendados De ξ En Porcentaje

Material y/o sistema estructural	Nivel de esfuerzos o deformaciones	ξ (%)
Columnas aisladoras de porcelana	Deformaciones elásticas	0,5 a 1
Sistemas de tuberías que pueden vibrar libremente	Esfuerzos admisibles $< 0.5 \sigma_y$	1 a 2
	Cercanos a σ_y , sin excederlo	2 a 3
Sistemas estructurales de acero soldado	Esfuerzos admisibles $< 0.5 \sigma_y$	2 a 3
	Cercanos a σ_y , sin excederlo	5 a 6
Concreto pretensado	Esfuerzos admisibles $< 0.5 \sigma_y$	2 a 3
	Cercanos a estados últimos, sin pérdida de pretensión	5 a 7
	Sin pretensión residual	7 a 10
Sistemas estructurales de Hormigón Armado	Esfuerzos admisibles sin agrietamiento visible	2 a 3
	Agrietamiento visible generalizado	3 a 5
	Cercanos a estados últimos	7 a 10
Estructuras de acero apernadas	Esfuerzos admisibles $< 0.5 \sigma_y$	5 a 6
	Esfuerzos a nivel de cadencia	8 a 12
Sistemas estructurales de madera, con elementos clavados o apernados	Esfuerzos admisibles	5 a 7
	Cercano a estados últimos, con juntas apernadas	10 a 15
	Estado de agotamiento con juntas clavadas	15 a 20

Fuente: Dinámica de Estructuras con CIENCI-LAB

Normalmente los espectros de diseño se toma en cuenta $\xi = 0.05$ lo que demuestra que se toma en cuenta el agrietamiento del material en la estructura. [9]

1.1.3.2.SISTEMAS DE CONTROL ESTRUCTURAL

Los sistemas de control estructural de respuesta dinámica se basan en elementos o dispositivos que mejoran o modifican la respuesta de una estructura ante diversas sollicitaciones como pueden ser de viento o sísmicas. [10]

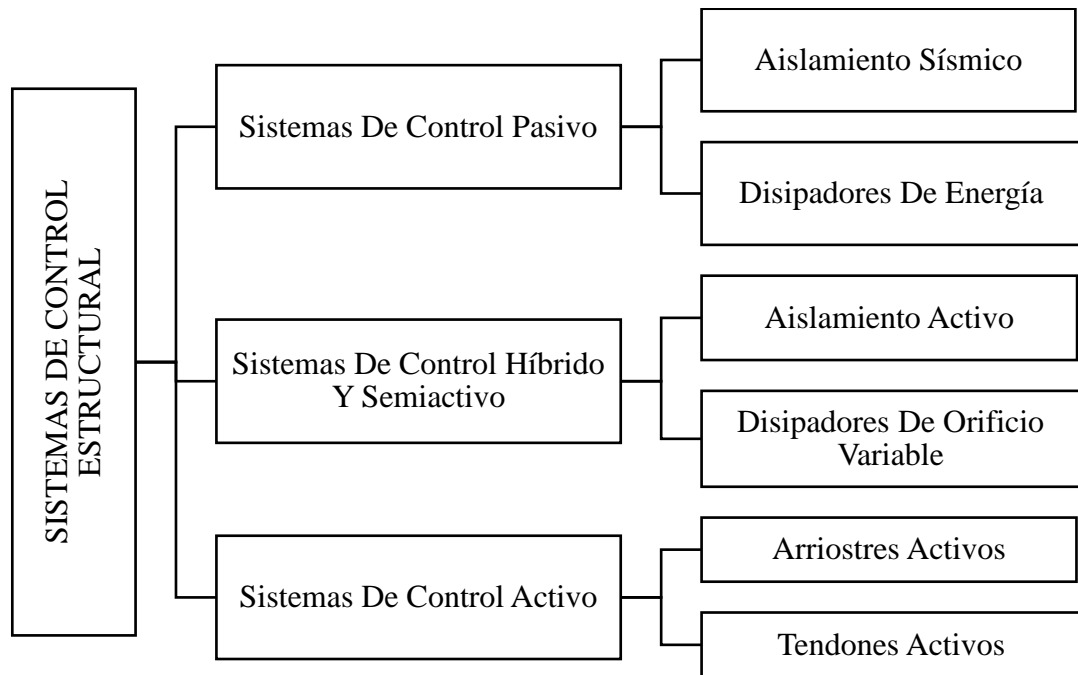
Los sistemas de control estructural se plantean como una alternativa de solución para el diseño sismorresistente de una estructura. [4]

Su historia se puede remontar al trabajo de John Milne, que ya hace más de un siglo construyó una casa de madera y la colocó sobre cojines para demostrar que su edificación podría ser aislada de los sismos. Luego de la Segunda Guerra Mundial carrera de la conquista del espacio potenciaron varios campos de la ingeniería como la aplicación del control estructural mediante problemas de estabilización o problemas con estructuras espaciales flexibles lo cual fue adaptado a la ingeniería civil. [11]

Para poder controlar en las estructuras todas las vibraciones producidas por los sismos o vientos se realizan métodos que mejoran sus propiedades dinámicas para disminuir las fuerzas internas, estos controles pueden ser pasivos, activos, semiactivos o híbridos. [12]

TIPOS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES

Fig. 6 Sistemas de Control Estructural



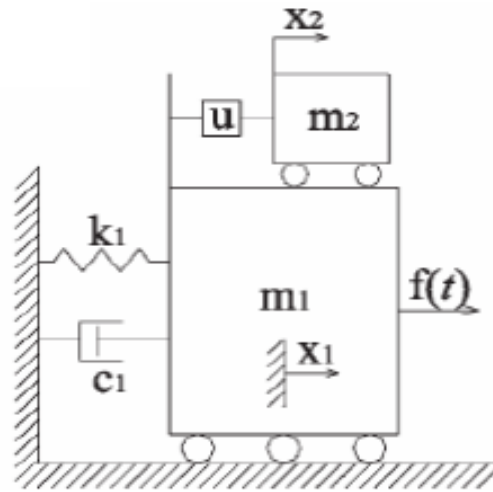
Fuente: Elaboración propia

Control Activo

Los sistemas de control activo son generalmente usados para disminuir las respuestas de las vibraciones internas como máquina o externas como tráfico, viento y sismos. Consisten en actuadores que imparten fuerzas por la cual se opone a las vibraciones producidas, estos pueden ser tendones activos, tirantes activos o amortiguadores de masa activos.

La principal limitación que tienen los sistemas de control activo es que necesitan tener una fuente externa de energía por lo tanto un flujo eléctrico que la mantenga, lo cual lo vuelve muy vulnerable frente a los sismos en los cuales es muy probable que exista un corte eléctrico. [12]

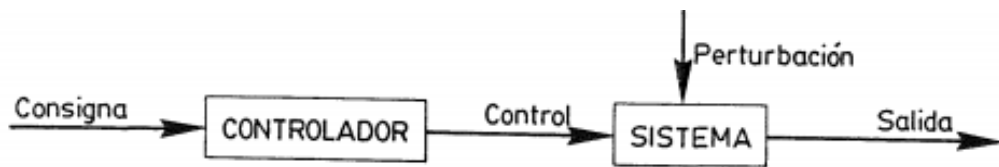
Fig. 7 Representación de un sistema de control activo



Fuente: Control de un amortiguador de masa pasivo y activo en un edificio alto sometido a ráfagas de viento. [13]

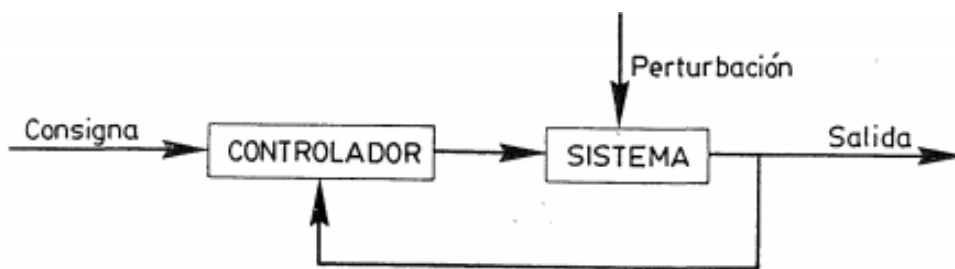
Los sistemas de control activo pueden ser operados de dos formas: mediante un bucle abierto y un bucle cerrado. En el abierto el controlador controla los valores de entrada sin conocer los valores de salida producidos y en el cerrado conoce los valores de salida y de acuerdo a estos determina los valores de entrada. [14]

Fig. 8 Control activo en bucle abierto



Fuente: Contribución Al Desarrollo De Sistemas De Control De Estructuras De Edificación Mediante Cables Activos

Fig. 9 Control activo en bucle cerrado



Fuente: Contribución Al Desarrollo De Sistemas De Control De Estructuras De Edificación Mediante Cables Activos

Dispositivos de control activo

Un sistema de control activo generalmente está compuesto de elementos como: la estructura, los sensores, la unidad de control y los actuadores.

En la unidad de control se procesa la información emitida por los sensores para que mediante un algoritmo se determine que fuerzas son necesarias para contrarrestar el movimiento y la produce mediante los actuadores que son impulsados por una fuente de energía externa. [15]

Fig. 10 Edificio Kyobashi Seiwa (Japón) con sistema de control activo



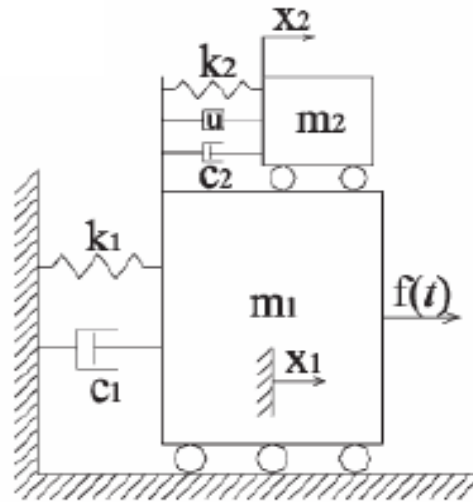
Fuente: Sistemas De Control Para La Protección De Estructuras Civiles Sometidas A Cargas Dinámicas

Control Híbrido Y Semiactivo

El sistema híbrido se caracteriza por seguir ejecutando su labor a pesar de que no se cuente con un suministro de energía eléctrica. [16]

Los sistemas de control híbrido intentan mejorar la fiabilidad y eficiencia en una estructura ya que es la combinación de dispositivos pasivos con la implicación de dispositivos de control funcionando en simultáneo y que pueden mejorar todas las debilidades de los sistemas que existen cuando sólo uno de los sistemas está trabajando. [12]

Fig. 11 Representación de un sistema de control semi-activo



Fuente: Control de un amortiguador de masa pasivo y activo en un edificio alto sometido a ráfagas de viento. [13]

Fig. 12 Torre Shinjuku (Japón) con sistema de control semi-activo

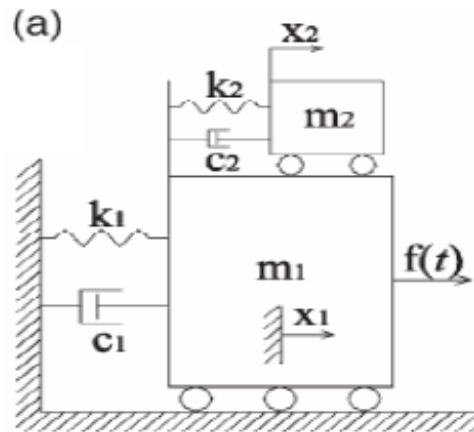


Fuente: Sistemas De Control Para La Protección De Estructuras Civiles Sometidas A Cargas Dinámicas

Control Pasivo

Los sistemas de control pasivo no requieren una fuente externa de potencia y responden al movimiento de la estructura para disipar la energía vibratoria que tiene el sistema estructural. [12]

Fig. 13 Representación de un sistema de control pasivo



Fuente: Control de un amortiguador de masa pasivo y activo en un edificio alto sometido a ráfagas de viento. [13]

El sistema de control de vibraciones pasivo es uno de los métodos que mejor se han acomodado a las demandas de los últimos años para poder controlar las vibraciones a la que son sometidas las estructuras durante los sismos. Este sistema se enfoca en atenuar los efectos sísmicos más que en aumentar resistencia o capacidad de deformación. [17]

Los aisladores de base son un gran ejemplo de sistemas de control pasivo y son dispositivos que se colocan entre la cimentación y la superestructura haciendo que el periodo fundamental aumente pero haciendo que las fuerzas espectrales disminuyan, lo que se ve reflejado en la reducción de la fuerza. [18]

Fig. 14 Aislador de base

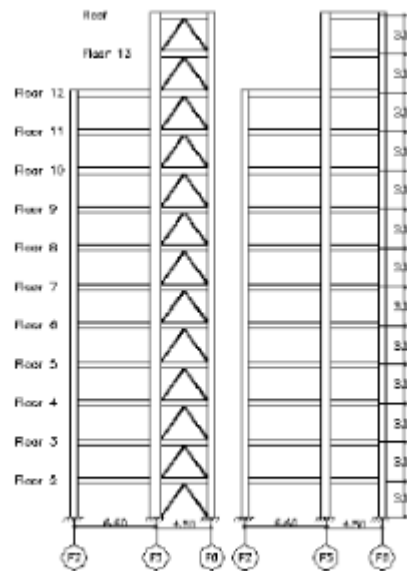


Fuente: Sistemas de Control en Estructuras

- **Influencia de los dispositivos de control pasivo en una estructura**

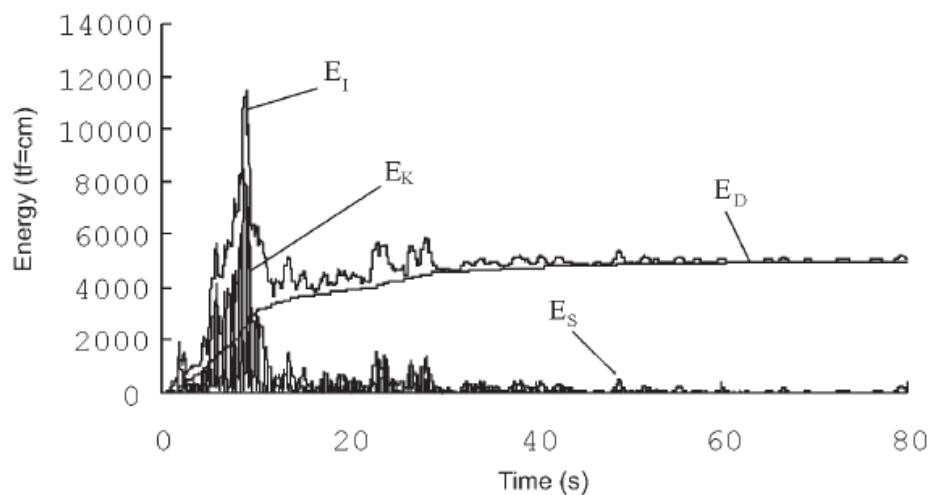
Oviedo y Kitamura analizaron dos estructuras de hormigón armado, en una de ellas se colocan riostras para medir el efecto que tienen los sistemas de control estructural de acuerdo a la disipación de energía que estas generan. [19]

Fig. 15 Modelo de dos edificios: con riostras y sin riostras



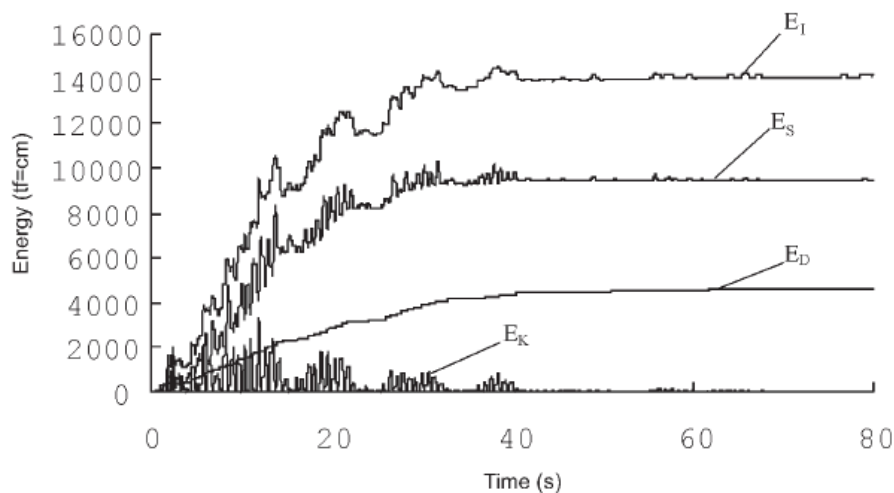
Fuente: Application of seismic response control technique to a building designed under Colombian regulations

Fig. 16 Respuesta de la distribución de energía en el modelo analítico sin riostras



Fuente: Application of seismic response control technique to a building designed under Colombian regulations

Fig. 17 Respuesta de la distribución de energía en el modelo analítico con riostras



Fuente: Application of seismic response control technique to a building designed under Colombian regulations

Al comparar las figuras 16 y 17 se puede observar la ayuda que otorga la inclusión de las riostras en la disipación de energía dando protección a los elementos estructurales. [19]

1.1.3.3. DISIPADORES DE ENERGÍA SÍSMICA

Su objetivo principal es el de disipar la acumulación de energía para así lograr que otros elementos de la estructura como lo son columnas o vigas no sean sobre solicitados para evitar daños o posibles colapsos.

Aunque los disipadores de energía no se encuentren separados de la estructura en sí, su objetivo es proteger y disminuir al mínimo los daños aumentando el amortiguamiento. [17]

DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA

Los sistemas de disipación pasiva de energía son muy diversos en cuanto a dispositivos que sirven para aumentar el amortiguamiento de las estructuras así como también su rigidez. Estos sistemas pueden implementarse tanto en edificaciones nuevas como en edificios ya construidos con el fin de obtener una mejor respuesta ante la demanda que necesite la estructura. [12]

Los disipadores pasivos de energía funcionan mediante la conversión de energía cinética en calor que estos pueden ser dispositivos de fluencia y deformación de sólidos o fluidos viscoelásticos. [12]

Los disipadores de energía modifican la rigidez de la estructura para concentrar la mayor parte de disipación de energía en ellos. Su funcionamiento depende de los desplazamientos de entrepiso y su objetivo es por lo menos disminuir la disipación de energía histerética en la unión viga – columna. [15]

Los sistemas de control de vibraciones se colocan en la estructura, pero no en la base y al ser un mecanismo de control pasivo no necesitan de una fuente externa de energía para poder funcionar. [6]

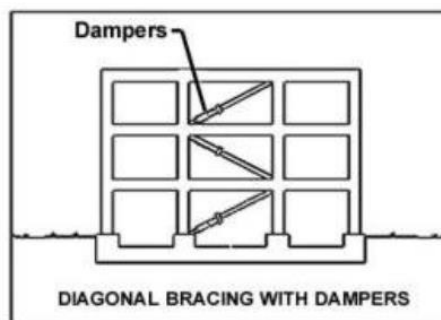
Configuración de los dispositivos de disipación pasiva de energía

- **Configuración diagonal**

Cuando la disposición de los amortiguadores es de forma diagonal se encuentra que es la forma más sencilla y económica ya que solo consiste en tubos metálicos para instalarse.

Tiene como desventaja que la disipación de energía tiene menor eficiencia ya que solo se activa su componente horizontal para la amortiguación. [10]

Fig. 18 Configuración diagonal de los amortiguadores

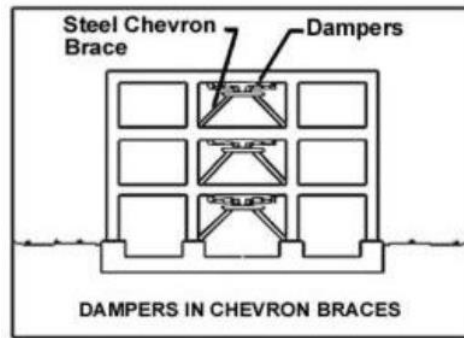


Fuente: Análisis de una edificación de 4 pisos con disipadores de fluido viscoso

- **Configuración Chevron**

Esta configuración se caracteriza por colocar los amortiguadores de forma paralela al entrepiso de la estructura es decir que tiene un mejor comportamiento de acuerdo al amortiguamiento que genera en la edificación. La configuración Chevron aprovecha al 100% toda la capacidad que tiene el disipador para impedir el movimiento. [10]

Fig. 19 Configuración chevron de los amortiguadores

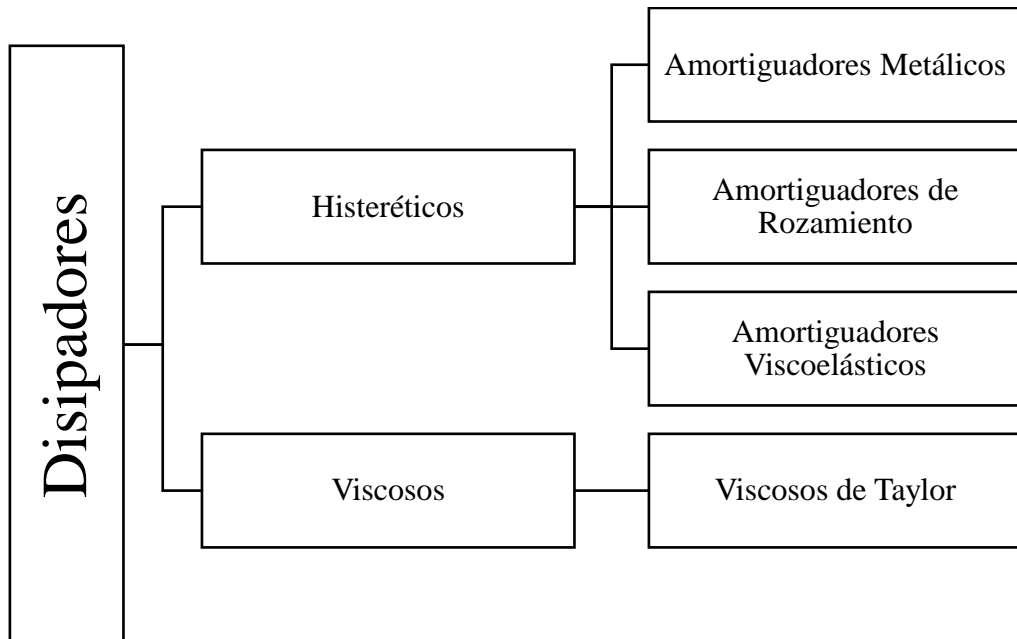


Fuente: Análisis de una edificación de 4 pisos con disipadores de fluido viscoso

TIPOS DE DISIPADORES PASIVOS DE ENERGÍA

Los dispositivos pasivos de disipación de energía se pueden clasificar en dos grupos los que dependen de los desplazamientos (histeréticos) y los que dependen de la velocidad (viscosos) [10]

Fig. 20 Disipadores pasivos de energía



Fuente: Elaboración propia

Disipadores de fluido viscoso

Los fluidos también pueden ser un método eficiente para la disipación de energía, en la ingeniería estructural se ocupa este sistema mediante un pistón dentro de un cilindro lleno de aceite o silicona y la energía es disipada mediante el movimiento del fluido viscoso dentro del cilindro. Este tipo de amortiguadores son muy utilizados en varias

estructuras como por ejemplo en el puente de unión de las Torres Petrona en Malasia. [12]

La diferencia de presiones que existe dentro del pistón produce la energía necesaria para crear fuerzas que se oponen al movimiento de la estructura. La disipación de energía funciona a través de las fuerzas de fricción entre las partículas por las altas velocidades del fluido. [10]

Disipadores histeréticos

Son los disipadores cuyo funcionamiento está directamente ligado a los desplazamientos relativos de los entrepisos de la estructura. Producen un incremento en la rigidez de la estructura. [10]

La idea de ocupar estos dispositivos es la de que la mayor parte de disipación de energía se produzca en ellos haciendo que estos fallen más no la estructura. [6]

Entre estos disipadores se incluyen los amortiguadores metálicos, de rozamiento y comportamiento viscoelástico. Estos amortiguadores tienen el fin de consumir energía durante un evento sísmico a través de la fluencia de metales como acero, plomo o cobre para así mantener los elementos estructurales en el rango elástico. [20]

- **Histéresis**

Es un fenómeno mediante el cual se hace referencia al comportamiento de los materiales cuando están sometidos a esfuerzos o deformaciones fuera del rango elástico o lineal. El material es capaz de disipar gran cantidad de energía en el rango inelástico lo que se asocia con el área comprendida dentro de los ciclos de histéresis. [17]

- **Amortiguadores metálicos de fluencia**

Este tipo de amortiguadores utilizan generalmente placas de acero blando con otros materiales como plomo que basan su disipación de energía sísmica mediante la deformación inelástica de estos metales. [12]

- **Amortiguadores de rozamiento**

Este método consiste en colocar dos placas en forma de cruz de tal forma que al desplazarse la estructura produzca fricción entre ellos. [15]

La fricción o rozamiento de materiales es un excelente mecanismo para la disipación de energía y se lo ha venido utilizando principalmente en la industria automotriz, se demostró que una estructura con amortiguadores de rozamiento (con diagonales excéntricas con elongación axial) tiene un buen comportamiento dinámico para la reducción de respuesta sísmica. [12]

- **Disipadores con comportamientos viscoelástico**

Los materiales viscoelásticos se comportan como sólidos elásticos pero también poseen las propiedades de un fluido viscoso, dado estas características son capaces de volver a su forma original después de la deformación pero a la vez liberando energía en forma de calor.

Las propiedades de rigidez y amortiguamiento de los polímeros viscoelásticos dependen en gran medida del nivel de deformación a cortante del material, temperatura y frecuencia de carga. [15]

1.1.3.4.AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS

Los materiales sólidos viscoelásticos disipan energía en cualquier nivel de deformación por lo cual se ocupan tanto la reducción de efectos sísmicos en las estructuras como eólicas. [12]

Básicamente los amortiguadores viscoelásticos son una almohadilla sólida elastomérica que se coloca entre dos placas de acero. [10]

La capacidad de los amortiguadores viscoelásticos para poder reducir fuertemente las fuerzas sísmicas depende en gran medida del diseño y del tipo, ya que se necesita una gran cantidad de amortiguadores tradicionales para aumentar significativamente el amortiguamiento. Estos amortiguadores son especialmente adaptados a la forma constructiva de los edificios ya que son conectados entre los pisos mediante diagonales y contra diagonales. [7]

Estos amortiguadores han sido empleados desde hace mucho tiempo en los edificios de gran altura con el fin de atenuar las fuerzas producidas por el viento y últimamente se ha tratado de utilizar este método de disipación de energía para usarlo con fines sismorresistentes. [17]

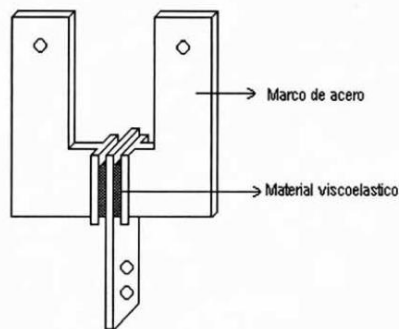
Fig. 21 Amortiguador Viscoelástico



Fuente: Sistemas De Control Para La Protección De Estructuras Civiles Sometidas A Cargas Dinámicas

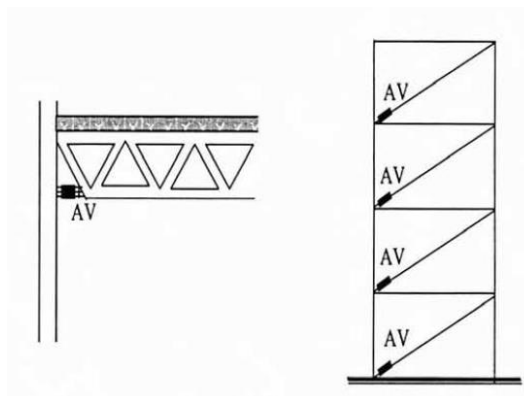
Los amortiguadores viscoelásticos están formados con chapas metálicas unidas con capas de material viscoelástico y presentan ciclos histeréticos. [17]

Fig. 22 Esquema de un amortiguador viscoelástico



Fuente: Sistemas De Control De Vibraciones en Estructuras de Gran Altura

Fig. 23 Opciones de instalación de un amortiguador viscoelástico



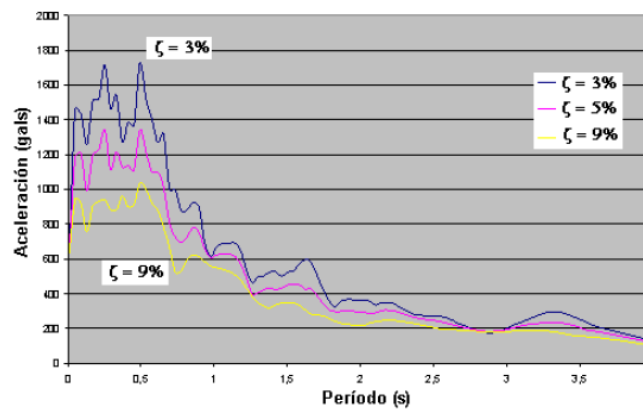
Fuente: Sistemas De Control De Vibraciones en Estructuras de Gran Altura

Los amortiguadores se usan en mayor medida en edificios de gran altura ya que con estos es muy apropiado para el control de vibraciones producidas por el viento. [6]

VENTAJAS DE LOS AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS

Para definir un espectro elástico depende mucho del factor de amortiguamiento ζ , este factor es inversamente proporcional a las ordenadas espectrales. [1]

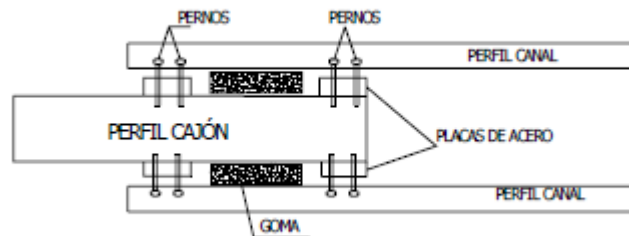
Fig. 24 Espectros de respuesta elásticos para diferentes niveles de amortiguamiento



Fuente: Análisis Sísmico de Edificios

Con la incorporación de los amortiguadores se pretende aumentar el factor de amortiguamiento de las estructuras con el fin de atenuar las fuerzas sísmicas sin que afectemos el amortiguamiento de la estructura en sí. [1]

Fig. 25 Vista longitudinal de disipador de energía viscoelástico



Fuente: Análisis Sísmico de Edificios

MODELO MATEMÁTICOS PARA LOS AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS

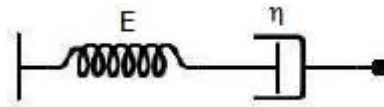
Para poder comprender el comportamiento de los amortiguadores viscoelásticos necesitamos conocer que pueden ser modelados en función de sus elementos elásticos y viscosos combinados linealmente utilizando resortes y amortiguadores. Entre los modelos más conocidos se encuentran el de Maxwell y Kelvin-Voight y la diferencia entre ellos es la disposición de los resortes y amortiguadores. [21]

Modelo de Maxwell

Este modelo consiste en un resorte y un amortiguador dispuestos en serie, así como lo muestra la Fig. 26. La deformación total ϵ del sistema es la suma de las deformaciones elástica ϵ_r y viscosa ϵ_a de los dos elementos. [21]

$$\epsilon = \epsilon_r + \epsilon_a$$

Fig. 26 Modelo de Maxwell

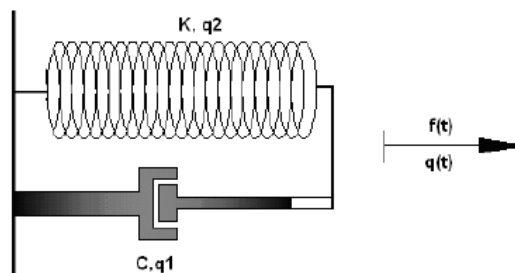


Fuente: Estudio Analítico – Experimental de un Disipador de Energía Viscoelástico Tipo Muro.

Modelo de Kelvin – Voight

Este modelo consiste en un resorte y un amortiguador dispuestos en paralelo, así como lo muestra la Fig. 27.

Fig. 27 Modelo de Kelvin – Voigt



Fuente: Análisis Experimental de Disipadores Viscoelásticos y su Relación con la Rigidez y el Factor de Amortiguamiento

Este modelo radica en que la deformación en el resorte es igual a la deformación viscosa en el amortiguador. [21]

$$\varepsilon = \varepsilon_r = \varepsilon_a$$

En la figura 27 se muestra el modelo matemático en donde q_1 , q_2 son los desplazamientos del resorte y amortiguador, q desplazamiento total del sistema y $f(t)$ es la fuerza aplicada en función del tiempo. [22]

ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE UN AMORTIGUADOR VISCOELÁSTICO

El comportamiento que rige la fuerza de un amortiguador viscoelástico en el presente proyecto seguirá el modelo matemático de Kevin-Voigt que se muestra en la figura 27.

$$F(t) = k'u(t) + c'u'(t)$$

Siendo:

k' = rigidez del amortiguador

c' = coeficiente del amortiguador

Ya que mediante este modelo matemático se obedece a la Ley de Hooke, la primera componente $k'u(t)$ es proporcional a su desplazamiento y depende de cuan elástico sea el material utilizado. [23]

El segundo componente $c'u'(t)$ es proporcional a la velocidad de las deformaciones y en este caso esta componente depende de la viscosidad que tenga el material utilizado, por lo consiguiente el amortiguador aparte de disipar la energía puede almacenarla. [23]

El comportamiento de un material viscoelástico por lo general se rige mediante el módulo de almacenamiento por cortante G' , que representa la energía que almacena y recupera por cada ciclo el material, y por el módulo de pérdida por cortante G'' , que representa la energía disipada por cada ciclo. [23]

La relación que existe entre estos dos módulos se representa mediante un factor de pérdida de energía η :

$$\eta = \frac{G''(w)}{G'(w)}$$

Este factor de pérdida de energía se utiliza para indicar la capacidad que tiene un material viscoelástico para disipar energía.

También un comportamiento de un amortiguador viscoelástico puede regirse por el almacenamiento de la rigidez k' y pérdida de la rigidez k'' y estos están relacionados con los módulos G' y G'' . [24]

$$k' = \frac{G'A}{h} \quad k'' = \frac{G''A}{h} \quad \eta = \frac{k'}{k''}$$

El valor de k' puede ser también usado para poder calcular el coeficiente de amortiguamiento del amortiguador así:

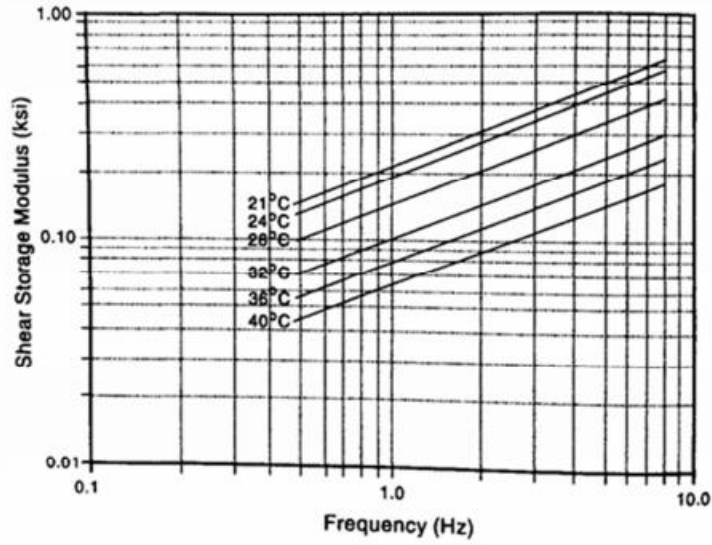
$$c' = \frac{k''}{w} = \frac{G''A}{wh}$$

Características del módulo de almacenamiento G' y módulo de pérdida G''

Los módulos de almacenamiento y pérdida por cortante no solo se encuentran en función de la frecuencia w , sino que también dependen en gran medida de la energía interna del material así como también de la deformación por cortante. [24]

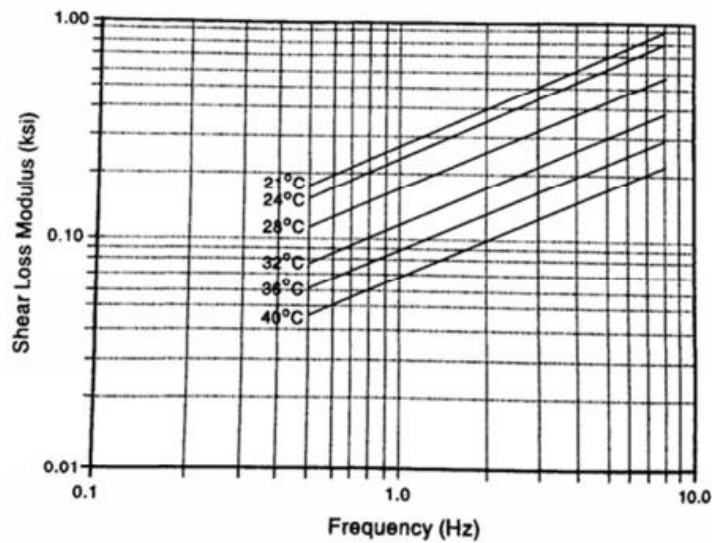
La rigidez del amortiguador y la energía disipada suelen tener una disminución al estar sometidos a un aumento de temperatura ambiente. En las figuras 28 y 29 se muestra como el efecto de cambio de temperatura ocasiona un cambio de las curvas de los módulos G' y G'' en el rango de frecuencias de 0.5 a 8 Hz. [24]

Fig. 28 Curva para obtención del módulo G'



Fuente: Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering

Fig. 29 Curva para obtención del módulo G''



Fuente: Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering

Para calcular la rigidez del amortiguador y el coeficiente de amortiguamiento del mismo se utilizarán las siguientes fórmulas [4]:

$$k = w^2 * m$$

$$c = 2 * \zeta * w * m$$

$$k' = \frac{2 * \zeta}{\eta - 2 * \zeta}$$

Por ultimo para poder obtener el área necesaria de material viscoelástico y para obtener el coeficiente de rigidez y constante de amortiguamiento se utiliza las siguientes formulas [4]:

$$A = \frac{k' * h}{G'}$$

$$k'x = k' * \cos^2\theta$$

$$c'x = c' * \cos^2\theta$$

1.1.3.5.ANÁLISIS DINÁMICO

ESPECTROS DE RESPUESTA

Un espectro de respuesta es la respuesta máxima de un grupo de osciladores de un grado de libertad con el mismo amortiguamiento que son sometidas a varias aceleraciones dadas. [1]

Espectros de respuesta elástica

Son los valores de respuesta máximos para un sismo determinado y generalmente incluyen varias curvas con distintos factores de amortiguamiento. [15]

Espectros de respuesta inelástica

Los espectros de respuesta inelástica son básicamente igual a los de respuesta elástica con la diferencia de que estos toman en cuenta el rango plástico por acción del sismo. Estos espectros son muy importantes en el diseño sismo resistente de la estructura ya que por razones que en su mayor parte son económicas las construcciones se diseñan según la hipótesis de que entren en el rango no lineal. Estos espectros representan la ductilidad requerida por un sismo dado. [15]

ESPECTROS DE DISEÑO

Para poder obtener un espectro de diseño se deben seleccionar los registros sísmicos con magnitudes mayores a 4 o en su vez aceleraciones superiores a 0,1g de la región a analizar que tengan el mismo tipo de suelo. [1]

En Latinoamérica no se dispone de los registros necesarios para poder realizar este proceso por lo cual se trabaja con registros sísmicos artificiales que sean compatibles con la región a analizar.

Una vez normalizados los espectros de respuesta a una aceleración máxima en función de la gravedad se obtiene mediante ellos un espectro medio pero a razón de este espectro tiene un 50% de probabilidades de exceder sus ordenadas se sube su curva encontrando una desviación estándar minimizando la aceleración de excedencia en ciertos sismos, encontrando así el espectro de diseño de forma probabilística. [1]

Un espectro de diseño es el medio por el cual podemos estudiar estadísticamente los espectros de respuesta obtenidos por los diferentes acelerogramas en los registros de varios sismos de la zona a analizar. [17]

Es la herramienta que nos permite calcular las construcciones teniendo en cuenta la actividad sísmica del lugar, las condiciones locales y la respuesta del suelo en que está implantada la estructura. [17]

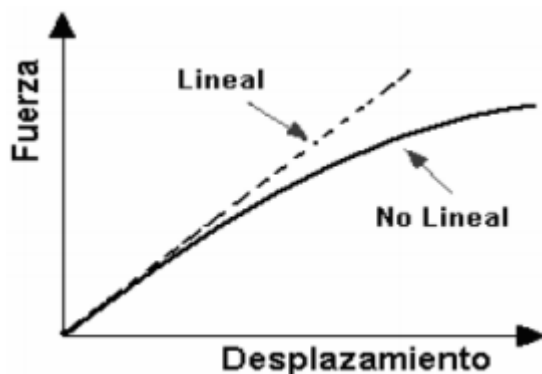
Para encontrar un espectro de diseño es necesario tener los registros sísmicos y clasificarlos de acuerdo al lugar en que fueron registrados ya que la forma del espectro depende en gran medida del tipo de suelo. Es relativamente sencillo obtener un espectro de diseño, lo realmente complicado está en encontrar la muestra de datos de registros sísmicos que resulten confiables. [9]

ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL

El análisis dinámico no lineal mediante la combinación de los registros sísmicos nos puede brindar resultados muy acercados a la realidad a través de un proceso que consiste en producir deformaciones en cada grado de libertad dando así resultados niveles de demanda más altos, es decir soportando más las distorsiones o derivas de piso producidas en la estructura. [25]

En la realidad todas las construcciones se comportan de manera no lineal a partir de soportar una carga considerable que la obligue a sobrepasar su rango elástico por lo cual en muchos casos un análisis no lineal puede ser el más adecuado para poder predecir el comportamiento de las estructuras. [26]

Fig. 30 Respuesta de análisis lineal y no lineal



Fuente: Análisis no lineal dinámico tridimensional de edificios en hormigón armado.

Tipos de modelos para el análisis sísmico dinámico no lineal

Para realizar un análisis dinámico no lineal se puede diferenciar en tres grupos y estos dependen del nivel que se consideren las no linealidades, estos son:

- **Las rigideces laterales de entrepiso de cada pórtico**

Este modelo corresponde a las vigas de corte, permite considerar diversos factores no lineales (cualitativamente) con muy poco esfuerzo de cómputo, pero tiene dificultades para estimar las rigideces de entrepiso. [27]

- **Las relaciones momento – curvatura para los elementos de cada pórtico**

Este modelo corresponde al análisis de las rótulas plásticas, permite tener un comportamiento de la estructura sin mucha dificultad y pueden ser mejorados mediante diagramas de momento - curvatura con idealización bilineal. [27]

- **Las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad y las leyes de cada material a nivel diferencial.**

Este modelo corresponde al análisis por fibras, permite ver el comportamiento de los elementos tomando en cuenta cada una de las propiedades de los materiales en cada una de sus secciones, al ser muy complicado se lo utiliza en mayor medida para investigaciones y no muy común en diseños estructurales aplicados. [27]

Normativa

Realizar un análisis en el tiempo para justificar lo que no se logre mediante un análisis estático o no lineal espectral, se considerará una revisión de los siguientes aspectos:

- Criterios para la obtención del espectro para el sitio o generación de acelerogramas.
- Diseño preliminar de la estructura
- Diseño final de la estructura

Registros de aceleración

Este análisis constará de dos componentes horizontales de los registros de acelerogramas y escalados a partir de no menos de 3 eventos sísmicos.

Los acelerogramas deben constar de magnitud, distancia de la falla y los efectos del suelo.

Si se realizan los análisis para los 3 pares de registros se tomará en cuenta la respuesta máxima, y si se realizan para 7 o más registros entonces se podrán utilizar para un promedio generado de los parámetros de respuesta de interés.

Si no se dispone de al menos 3 eventos sísmicos se deberá utilizar acelerogramas artificiales. [28]

Los acelerogramas artificiales consisten en realizarlos con la duración equivalente y los espectros para el número total de datos requeridos. [29]

1.1.3.6. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

El análisis no lineal estático se permitirá para todo tipo de estructuras y será necesariamente revisado por un ingeniero estructural con experiencia en diseño sísmico.

El análisis no lineal consiste en que el modelo será discretizado para representar la respuesta de carga-deformación en cada componente a lo largo de la longitud de cada elemento de la estructura. [29]

- **Nodo de control**

El nodo de control debe estar localizado en el centro de masa del techo de la estructura y si el edificio posee un ático se considerará como nodo de control el piso del mismo.

- **Distribución de la carga lateral (sísmica)**

La distribución de las cargas laterales se aplicará de acuerdo a las fuerzas inerciales que propone cada diafragma de piso. Para todos los análisis se aplicarán al menos dos distribuciones de carga lateral como:

— Una distribución vertical proporcional usando la siguiente ecuación:

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (6)$$

Donde:

F_x = Fuerza lateral aplicada en el piso x de la estructura

W_x = Peso asignado al piso x de la estructura

h_x = Altura del piso x de la estructura

W_i = Peso asignado al piso i de la estructura

h_i = Altura del piso i de la estructura

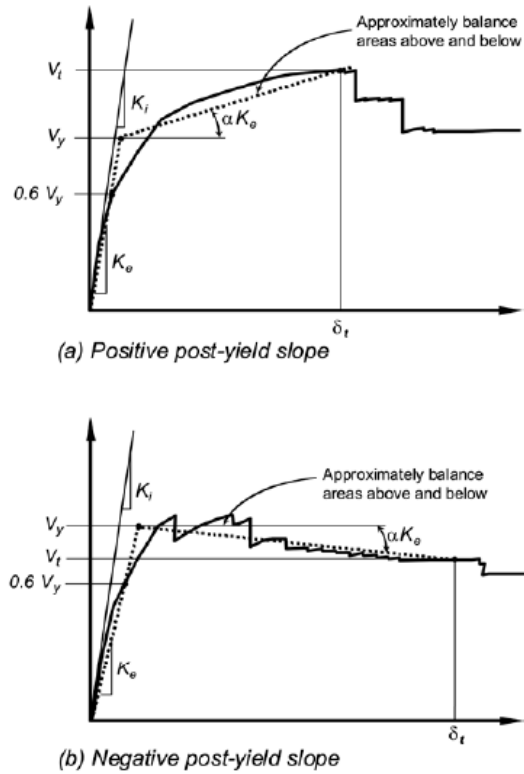
k = coeficiente relacionado con el periodo de la estructura

— Una distribución uniforme en fuerzas proporcionales a la masa total de cada nivel. [29]

- **Idealización de la curva Fuerza-Desplazamiento**

La relación no lineal de fuerza desplazamiento entre el cortante basal y el desplazamiento del nodo de control debe ser reemplazado con una idealización para calcular la rigidez lateral efectiva y el límite elástico efectivo como se muestra en la figura 31.

Fig. 31 Idealización de la curva Fuerza-Desplazamiento



Fuente: FEMA 356

La idealización tiene que ser bilineal, la curva de desplazamiento se ubicará utilizando un procedimiento gráfico iterativo. El límite elástico efectivo no se tomará como mayor que el cortante basal en ningún punto a lo largo de la curva actual. [29]

1.1.4. HIPÓTESIS

1.1.4.1.HIPÓTESIS DE TRABAJO

El uso de los amortiguadores viscoelásticos mejora el desempeño estructural de las estructuras que tienen una tipología de edificios públicos.

1.1.4.2.HIPÓTESIS NULA

El uso de los amortiguadores viscoelásticos no mejora el desempeño estructural de las estructuras que tienen una tipología de edificios públicos.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Analizar el desempeño estructural de la tipología edificios públicos, con el uso de amortiguadores viscoelásticos.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Desarrollar un modelo estructural que represente la tipología para los edificios públicos modernos regulares que igualen o superen las ocho plantas en la Sierra Central del Ecuador.
- Realizar un análisis por desempeño del modelo tipo para que cumpla con los requerimientos de desempeño de una estructura especial.
- Ejecutar el análisis por desempeño del modelo incorporando los amortiguadores viscoelásticos.
- Realizar un análisis comparativo técnico-económico entre el modelo estructural convencional y el modelo estructural que incluye amortiguadores viscoelásticos.

CAPITULO II

METODOLOGÍA

La metodología aplicada para el presente proyecto experimental será aplicada en los edificios públicos modernos de estructura regular que igualen o superen las ocho plantas en la Sierra Central del Ecuador.

La información necesaria para poder realizar esta investigación fue recopilada a través de varios libros, investigaciones y artículos científicos que ayudaron a la eficaz comprensión de los sistemas de control estructural también se tomó en cuenta la normativa mediante la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS para el peligro sísmico en el país por último para poder comprender los procedimientos de análisis no lineal dinámico se utilizaron normas como el FEMA 440 y el FEMA 356.

2.1. MATERIALES Y EQUIPOS

2.1.1. MATERIALES

Se utilizaron para el presente proyecto materiales de oficina.

2.1.2. EQUIPOS

2.1.2.1.ETABS

El software ETABS es un programa direccionado para el campo del análisis estructural y el diseño de estructuras, ha sido desarrollado mediante la investigación de 40 años, y nos ofrece varias herramientas como el modelado de objetos 3D y una gran potencia analítica lineal y no lineal para realizar de manera rápida y eficaz todos los procedimientos. [30]

2.1.2.2.MEDIDOR LÁSER DE DISTANCIAS

El medidor laser de distancias es un dispositivo que nos ayudar a tomar medidas exactas de una manera muy eficaz y rápida y basan su tecnología al disparar una luz láser y medir su tiempo en regresar al dispositivo [31]. El medidor laser de distancias utilizado para el presente trabajo de titulación es el modelo BOSCH GLM 30 PROFESSIONAL, el cual puede realizar mediciones instantáneas hasta de 30m.

2.2. MÉTODOS

2.2.1. PLAN DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Para el presente proyecto se han tomado los datos de algunos de los edificios públicos de las ciudades de la Sierra del Ecuador como lo son Quito, Ambato y Riobamba en los cuales se ha reunido datos básicos como la distancia entre columnas, las alturas de los entresijos, dimensiones de las secciones de las columnas y la relación entre longitud y altura de la estructura.

Se seleccionó la tipología de edificios regulares ya que estos tienen un comportamiento estructural uniforme para así poder tener resultados eficientes en comparación con el modelo de la estructura con amortiguadores viscoelásticos. También se escogió edificios de más de 8 plantas ya que la inversión e inclusión de amortiguadores viscoelásticos serían más eficaces en edificios de gran altura.


2.2.2. RECOLECCIÓN DE DATOS

Tabla 4 Ficha Edificio Asociación de Empleados

Edificio Asociación de Empleados						
Ciudad	Ambato					Relación Long/Altura
Dirección	Av Cevallos y Mera					0,89
Luz 1	5,50	Columna	1,10	Entrepiso 2	2,80	Sistema Estructural
Luz 2	3,60	Entrepiso 1	2,80	# Pisos	14	Aporticado
						

Fuente: Elaboración propia

Tabla 5 Ficha Edificio Mutualista Ambato

Edificio Mutualista Ambato						
Ciudad	Ambato					Relación Long/Altura
Dirección	Av Cevallos y Mera					1,09
Luz 1	4,20	Columna	1,00	Entrepiso 2	2,60	Sistema Estructural
Luz 2	3,80	Entrepiso 1	3,60	# Pisos	12	Aporticado
						

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6 Ficha Edificio Sindicato de Choferes de Tungurahua

Edificio Sindicato de Choferes de Tungurahua						
Ciudad	Ambato					Relación Long/Altura
Dirección	Bolívar y Castillo					1,16
Luz 1	4,50	Columna	1,25	Entrepiso 2	2,80	Sistema Estructural
Luz 2	3,80	Entrepiso 1	3,40	# Pisos	9	Aporticado
						

Fuente: Elaboración propia

Tabla 7 Ficha Edificio Hotel Zeus

Edificio Hotel Zeus						
Ciudad	Riobamba					Relación Long/Altura
Dirección	Av. Daniel León Borja					0,63
Luz 1	3,00	Columna	1,00	Entrepiso 2	2,80	Sistema Estructural
Luz 2	3,00	Entrepiso 1	2,80	# Pisos	12	Aporticado
						

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8 Ficha Hospital San Juan

Hospital San Juan						
Ciudad	Riobamba					Relación Long/Altura
Dirección	Av. Manuel Elicio Flor					1,69
Luz 1	4,50	Columna	0,90	Entrepiso 2	2,60	Sistema Estructural
Luz 2	4,80	Entrepiso 1	2,80	# Pisos	9	Aporticado
						

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9 Ficha Edificio Mushuc Runa

Edificio Mushuc Runa						
Ciudad	Riobamba					Relación Long/Altura
Dirección	Av. Manuel Elicio Flor					0,97
Luz 1	4,10	Columna	0,65	Entrepiso 2	2,60	Sistema Estructural
Luz 2	4,10	Entrepiso 1	2,90	# Pisos	8	Aporticado



Fuente: Elaboración propia

Tabla 10 Ficha Edificio UNACH

Edificio UNACH						
Ciudad	Riobamba					Relación Long/Altura
Dirección	Av Antonio José de Sucre					1,46
Luz 1	3,60	Columna	0,50	Entrepiso 2	3,00	Sistema Estructural
Luz 2	5,00	Entrepiso 1	3,00	# Pisos	8	Aporticado



Fuente: Elaboración propia

Tabla 11 Ficha Gobierno Provincial de Pichincha


Gobierno Provincial de Pichincha						
Ciudad	Quito					Relación Long/Altura
Dirección	Juan Pablo Arenas					0,42
Luz 1	5,00	Columna	1,20	Entrepiso 2	2,80	Sistema Estructural
Luz 2	5,00	Entrepiso 1	3,00	# Pisos	21	Dual



Fuente: Elaboración propia

Tabla 12 Ficha Edificio Matriz IESS

Edificio Matriz IESS						
Ciudad	Quito					Relación Long/Altura
Dirección	Av. 10 de Agosto					1,70
Luz 1	6,50	Columna	1,20	Entrepiso 2	2,80	Sistema Estructural
Luz 2	6,00	Entrepiso 1	4,50	# Pisos	12	Aporticado




Fuente: Elaboración propia

Tabla 13 Ficha Edificio PUCE

Edificio PUCE						
Ciudad	Quito					Relación Long/Altura
Dirección	Av. 12 de Octubre					0,79
Luz 1	5,00	Columna	1,20	Entrepiso 2	2,70	Sistema Estructural
Luz 2	5,00	Entrepiso 1	2,70	# Pisos	14	Muros
						

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14 Ficha Edificio Superintendencia de Economía Popular y Solidaria

Edificio Superintendencia de Economía Popular y Solidaria						
Ciudad	Quito					Relación Long/Altura
Dirección	Av. Amazonas					0,41
Luz 1	5,00	Columna	1,20	Entrepiso 2	2,80	Sistema Estructural
Luz 2	4,50	Entrepiso 1	4,00	# Pisos	13	Aporticado
						

Fuente: Elaboración propia

Tabla 15 Ficha Edificio Cámara de Comercio de Quito


Edificio Cámara de Comercio de Quito						
Ciudad	Quito					Relación Long/Altura
Dirección	Av. Amazonas					1,05
Luz 1	4,70	Columna	1,00	Entrepiso 2	2,60	Sistema Estructural
Luz 2	4,50	Entrepiso 1	2,90	# Pisos	10	Aporticado



Fuente: Elaboración propia


Tabla 16 Ficha Edificio humana

Edificio humana						
Ciudad	Quito					Relación Long/Altura
Dirección	Av. Amazonas					0,70
Luz 1	8,00	Columna	0,80	Entrepiso 2	2,60	Sistema Estructural
Luz 2	8,00	Entrepiso 1	3,00	# Pisos	13	Aporticado




Fuente: Elaboración propia

Tabla 17 Ficha Torre Carolina

Torre Carolina						
Ciudad	Quito					Relación Long/Altura
Dirección	Av. Amazonas					0,57
Luz 1	8,00	Columna	1,20	Entrepiso 2	2,80	Sistema Estructural
Luz 2	5,00	Entrepiso 1	3,50	# Pisos	11	Aporticado
						


Fuente: Elaboración propia

Tabla 18 Ficha Edificio Banco ProCredit

Edificio Banco ProCredit						
Ciudad	Quito					Relación Long/Altura
Dirección	Av. Amazonas					0,61
Luz 1	7,00	Columna	1,45	Entrepiso 2	2,80	Sistema Estructural
Luz 2	7,00	Entrepiso 1	3,50	# Pisos	12	Aporticado
						


Fuente: Elaboración propia

Tabla 19 Ficha Edificio Ministerio de Educación

Edificio Ministerio de Educación						
Ciudad	Quito					Relación Long/Altura
Dirección	Av. Amazonas					1,25
Luz 1	9,60	Columna	0,50	Entrepiso 2	3,00	Sistema Estructural
Luz 2	9,00	Entrepiso 1	3,00	# Pisos	8	Muros y diafragmas
						


Fuente: Elaboración propia

Tabla 20 Ficha Edificio Plataforma Gubernamental

Edificio Plataforma Gubernamental						
Ciudad	Quito					Relación Long/Altura
Dirección	Av. Amazonas					5,11
Luz 1	7,50	Columna	1,60	Entrepiso 2	3,20	Sistema Estructural
Luz 2	7,50	Entrepiso 1	3,20	# Pisos	11	Pórticos mixtos
						

Fuente: Elaboración propia

Tabla 21 Ficha Edificio Comandancia General Policía Nacional

Edificio Comandancia General Policía Nacional						
Ciudad	Quito					Relación Long/Altura
Dirección	Av. Amazonas					0,47
Luz 1	4,00	Columna	0,90	Entrepiso 2	2,80	Sistema Estructural
Luz 2	4,00	Entrepiso 1	3,00	# Pisos	12	Aporticado
						

Fuente: Elaboración propia

2.2.3. PLAN DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

Con la información recolectada de algunos de los edificios públicos se procederá a desarrollar un modelo que concuerde con las características de este tipo de edificios públicos de nuestro país.

Una vez definido el modelo para la tipología de los edificios se lo modelará en el software ETABS y se determinará las cargas gravitacionales del edificio imponiéndose los valores para la carga viva según el uso de éstos, estipulados en el Norma Ecuatoriana de la Construcción en el apartado de cargas no sísmicas.

Con estos datos procedemos a definir secciones de los elementos estructurales de acorde a las necesidades que la estructura las requiera.

Se aplicará la técnica del análisis no lineal estático Push Over utilizando la metodología de la linearización equivalente propuesta en el FEMA 440 y la técnica del análisis no lineal dinámico tiempo – historia para determinar el desempeño de la estructura.

Se determinará los niveles de amenaza sísmica y el espectro de diseño que exige la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-DS-2015) para una categorización especial ante un sismo con periodo de retorno de 2500 años.

Se investigará acerca de los amortiguadores viscoelásticos tanto su tipología como su composición.

Se procederá a incorporar en el modelo estructural los amortiguadores viscoelásticos a la estructura, y se la analizará utilizando las mismas técnicas del análisis no – lineal estático y dinámico, así mismo para que cumpla con los requisitos de desempeño.

Se realizará la modelación de las rótulas plásticas de las dos estructuras, tanto la normal sin amortiguadores y la estructura con los amortiguadores viscoelásticos incluidos, mediante los parámetros que nos ofrece la ASCE 41-13 en las tablas 10.7 para vigas y 10.8 para columnas.

Con los datos obtenidos de los dos análisis se comparará los resultados para determinar el desempeño sísmico de los dos modelos, así como también verificar si existen beneficios estructurales en la incorporación de los amortiguadores.

Se realizará también un análisis comparativo técnico – económico, considerando los resultados de los análisis no lineales y también tomando en cuenta los costos de reparación una vez ocurrido el sismo para los dos modelos propuestos anteriormente.

2.2.4. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE INFORMACIÓN

Una vez que se ha realizado la recolección de datos en diferentes edificios públicos en las ciudades antes mencionadas, se procede a realizar una estimación de promedios para poder identificar la tendencia que existe para los edificios de este tipo de ocupación.

Se juntan datos tales como el “Entrepiso 1” que quiere decir la altura existente en la primera planta de los edificios ya que al tomar los datos de estos edificios se pudo observar que la altura de dicho entrepiso suele ser un poco más alto que los demás de la estructura. El dato especificado como “Entrepiso 2” se refiere a la altura de los diferentes pisos de la edificación a excepción del primero.

Para poder armar nuestro modelo se tomó en cuenta la distancia entre columnas que se usan para dichos edificios, para lo cual se obtendrá un promedio y utilizarlo en nuestra estructura.

Tabla 22 Tabla de promedios en la recolección de datos

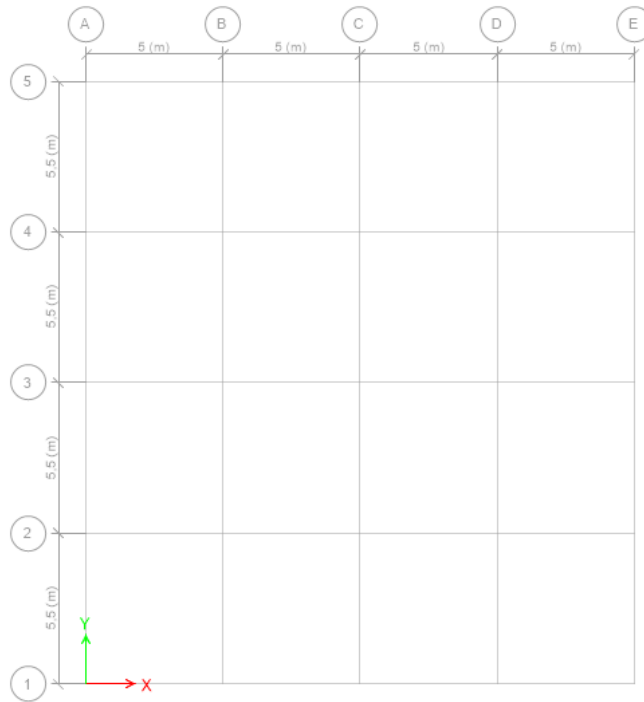
PROMEDIOS							
NOMBRE	CÓDIGO	LUZ		ENTREPISO		RELACIÓN	
Edificio Asociación de Empleados	AMB-001	Luz 1	5,50	Entrepiso 1	2,80	Relación	0,89
		Luz 2	3,60	Entrepiso 2	2,80	Longitud/Altura	
Edificio Mutualista Ambato	AMB-002	Luz 1	4,20	Entrepiso 1	3,60	Relación	1,09
		Luz 2	3,80	Entrepiso 2	2,60	Longitud/Altura	
Edificio Sindicato de Choferes de Tungurahua	AMB-003	Luz 1	4,50	Entrepiso 1	3,40	Relación	1,16
		Luz 2	3,80	Entrepiso 2	2,80	Longitud/Altura	
Edificio Hotel Zeus	RIO-001	Luz 1	3,00	Entrepiso 1	2,80	Relación	0,63
		Luz 2	3,00	Entrepiso 2	2,80	Longitud/Altura	
Hospital San Juan	RIO-002	Luz 1	4,50	Entrepiso 1	2,80	Relación	1,69
		Luz 2	4,80	Entrepiso 2	2,60	Longitud/Altura	
Edificio Mushuc Runa	RIO-003	Luz 1	4,10	Entrepiso 1	2,90	Relación	0,97
		Luz 2	4,10	Entrepiso 2	2,60	Longitud/Altura	
Edificio UNACH	RIO-004	Luz 1	3,60	Entrepiso 1	3,00	Relación	1,46
		Luz 2	5,00	Entrepiso 2	3,00	Longitud/Altura	
Gobierno Provincial de Pichincha	UIO-001	Luz 1	5,00	Entrepiso 1	3,00	Relación	0,42
		Luz 2	5,00	Entrepiso 2	2,80	Longitud/Altura	
Edificio Matriz IESS	UIO-002	Luz 1	6,50	Entrepiso 1	4,50	Relación	1,70
		Luz 2	6,00	Entrepiso 2	2,80	Longitud/Altura	
Edificio PUCE	UIO-003	Luz 1	5,00	Entrepiso 1	2,70	Relación	0,79
		Luz 2	5,00	Entrepiso 2	2,70	Longitud/Altura	
Edificio Superintendencia de Economía Popular y	UIO-004	Luz 1	5,00	Entrepiso 1	4,00	Relación	0,41
		Luz 2	4,50	Entrepiso 2	2,80	Longitud/Altura	
Edificio Cámara de Comercio de Quito	UIO-005	Luz 1	4,70	Entrepiso 1	2,90	Relación	1,05
		Luz 2	4,50	Entrepiso 2	2,60	Longitud/Altura	
Edificio humana	UIO-006	Luz 1	8,00	Entrepiso 1	3,00	Relación	0,70
		Luz 2	8,00	Entrepiso 2	2,60	Longitud/Altura	
Torre Carolina	UIO-007	Luz 1	8,00	Entrepiso 1	3,50	Relación	0,57
		Luz 2	5,00	Entrepiso 2	2,80	Longitud/Altura	
Edificio Banco ProCredit	UIO-008	Luz 1	7,00	Entrepiso 1	3,50	Relación	0,61
		Luz 2	7,00	Entrepiso 2	2,80	Longitud/Altura	
Edificio Ministerio de Educación	UIO-009	Luz 1	9,60	Entrepiso 1	3,00	Relación	1,25
		Luz 2	9,00	Entrepiso 2	3,00	Longitud/Altura	
Edificio Plataforma Gubernamental	UIO-010	Luz 1	7,50	Entrepiso 1	3,20	Relación	5,11
		Luz 2	7,50	Entrepiso 2	3,20	Longitud/Altura	
Edificio Comandancia General Policía Nacional	UIO-011	Luz 1	4,00	Entrepiso 1	3,00	Relación	0,47
		Luz 2	4,00	Entrepiso 2	2,80	Longitud/Altura	
		PROMEDIO	5,37	PROMEDIO 1	3,20	PROMEDIO	0,93
				PROMEDIO 2	2,78		

Fuente: Elaboración propia

Al realizar estos promedios podemos identificar que la tendencia para las alturas de los entrepisos de las plantas bajas es de 3,20 metros, mientras que para los demás entrepisos se puede tomar una altura de 2,80 metros.

En cuanto a la distancia entre columnas se logró un resultado de 5,38 metros de luz, para nuestro modelo utilizaremos distancias de 5 y 5,50 metros tomando en cuenta este promedio. Por último para la altura del edificio se tomará como referencia 12 pisos ya que es un número de plantas de acorde a lo visto en este tipo de edificios.

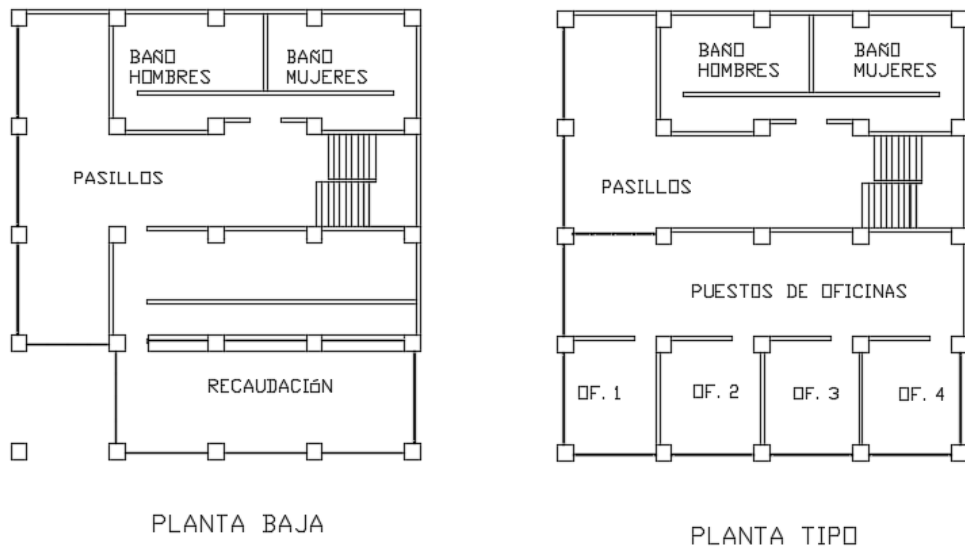
Fig. 32 Ejes de planta estructura modelo



Fuente: Elaboración propia

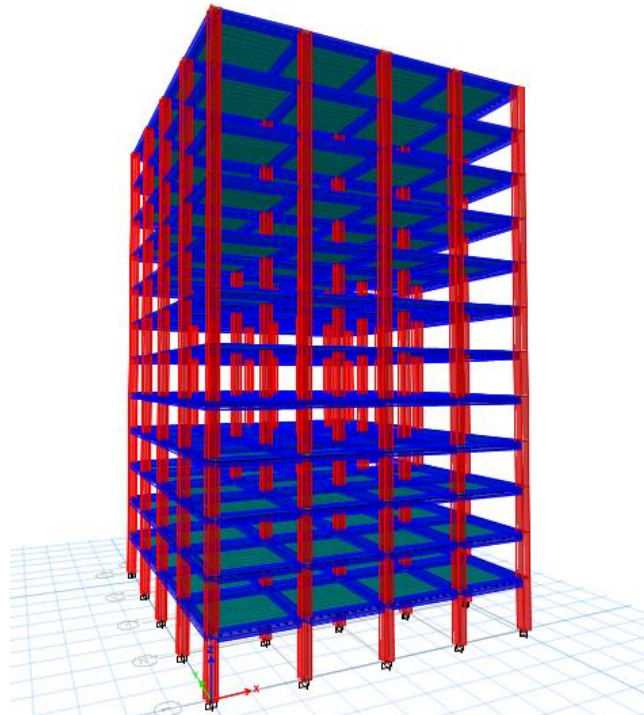
Al ser un edificio público se tomó en cuenta que la primera planta se puede ocupar para diferentes situaciones en comparación de las siguientes plantas, por lo cual se designó el primer piso para usos de recaudación de cualquier entidad, y los demás pisos para uso de oficinas en general.

Fig. 33 Distribución arquitectónica de las plantas de la estructura tipo



Fuente: Elaboración propia

Fig. 34 Configuración estructural



Fuente: Elaboración propia

2.2.4.1. CUANTIFICACIÓN DE CARGAS

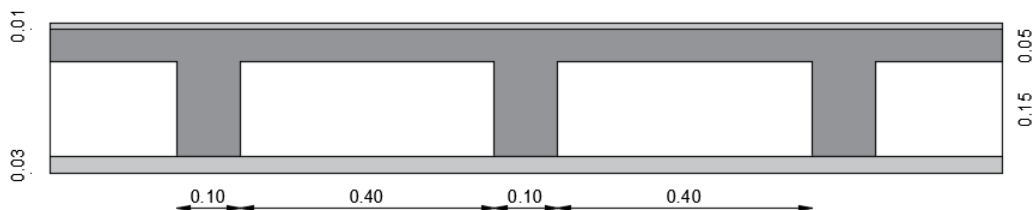
- Carga muerta de losa

Losa alivianada h losa = 3 cm * mayor luz

H losa = 3 cm * 5,50 m

H losa = 16,50 cm \rightarrow 20 cm

Fig. 35. Losa alivianada



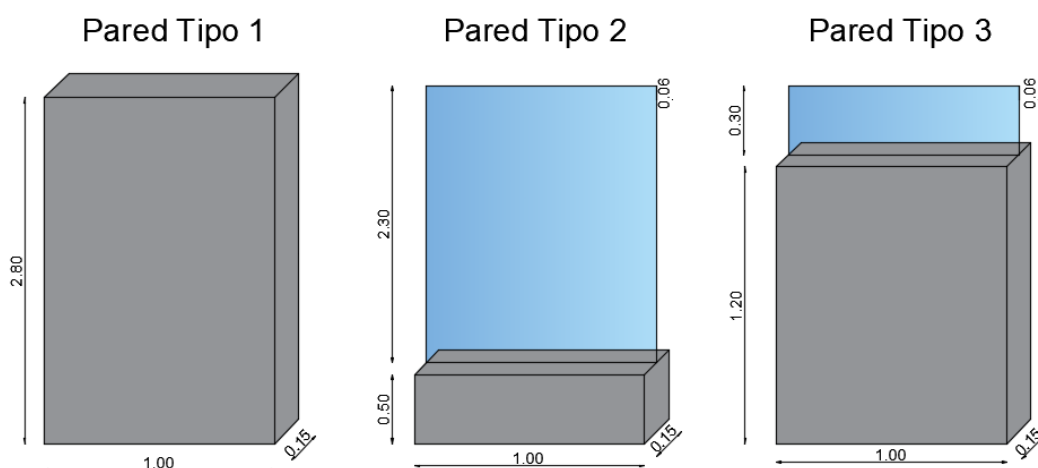
Fuente: Elaboración propia

Tabla 23 Carga muerta de losa

	Unidad	h(m)	E(m)	Long(m)	Peso Esp. (kg/m ³)	PESO (kg)
PESO PROPIO LOSETA		1	0,05	1	2400	120
PESO PROPIO NERVIOS		0,15	0,1	3,6	2400	129,6
ALIVIANAMIENTO	8 bloques				8kg c/bloque	64
PP ALISADO SUPERIOR		1	0,02	1	1900	38
PP ALISADO INFERIOR		1	0,01	1	1900	19
PP ACABADOS		1	0,015	1	1600	24
					TOTAL (kg/m²)	394,6

Fuente: Elaboración propia

Carga Muerta de Pared



Peso propio 1 = 2,80m * 1m * 0,15m * 1600kg/m³ = 672 kg/m

Peso propio 2 = 0,50m * 1m * 0,15m * 1600kg/m³ +

0,006 * 2,3m * 1m * 2650 kg/m³

Peso propio 2 = 156,57 kg/m

Peso propio 3 = $2.3m * 1m * 0.15m * 1600kg/m^3 +$

$0.006 * 0.50m * 1m * 2650 kg/m^3$

Peso propio 3 = 559.95 kg/m

Carga muerta de pared para los tableros C5- E4

$$CM_{pared} = \frac{\sum P_i * L_{Ti}}{A_{losa}}$$

$$CM_{pared} = \frac{672 \frac{kg}{m} * 16.7m}{82.5m^2}$$

$$CM_{pared} = 136.03 kg/m^2$$

Cargas Vivas

Para poder estimar las cargas vivas de diseño se toma en cuenta lo que nos dice la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el apartado de Cargas no sísmicas.

Tabla 24 Cargas vivas de diseño

Edificios de oficinas	
Salas de archivo y computación (se diseñará para la mayor carga prevista)	
Áreas de recepción y corredores del primer piso	4.80
Oficinas	2.40

Fuente: NEC-SE-CG

Por lo cual se considerará para las cargas de modelación en el software en los tableros en los cuales sean corredores una carga viva de 480 kg/m² y para los demás tableros una carga de 240 kg/m²

Cargas para modelación en el software ETABS 2016

Para poder realizar el diseño mediante el software ETABS se debe considerar algunas cargas para la modelación, los cuales serán: el peso propio de la losa “Pp losa”, el cual el propio software lo considera según las secciones de los elementos, y por ultimo también se toma en cuenta el adicional de carga muerta “ACM” que generalmente son las cargas que producen las paredes en la losa, lo cual se debe ingresar en el programa manualmente.

Pp losa = Peso de los nervios de la losa + Peso de la loseta

Tableros C5- E4

Peso propio de la losa

El peso propio de la losa por cada metro cuadrado se obtiene sumando el peso propio de la loseta más el peso propio de los nervios, siendo así:

$$Pp = P \text{ loseta} + P \text{ nervios}$$

$$Pp = 120 \text{ kg /m}^2 + 129.6 \text{ kg /m}^2$$

$$Pp = 249.6 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Adicional de carga muerta (ACM)} = \text{CM losa} - Pp + \text{CM pared}$$

Para lograr la obtención del adicional de carga muerta que se solicita para ingresar en el software, se restará de la carga muerta total de la losa: el peso propio que el software ya está calculando para no tener una doble estimación de cargas adicionalmente a esto se sumará todas las cargas de pared que estén sobre los tableros.

$$\text{ACM} = 394.6 \text{ kg /m}^2 - 249.6 \text{ kg/m}^2 + 136.03 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ACM} = 281.03 \text{ kg/m}^2$$

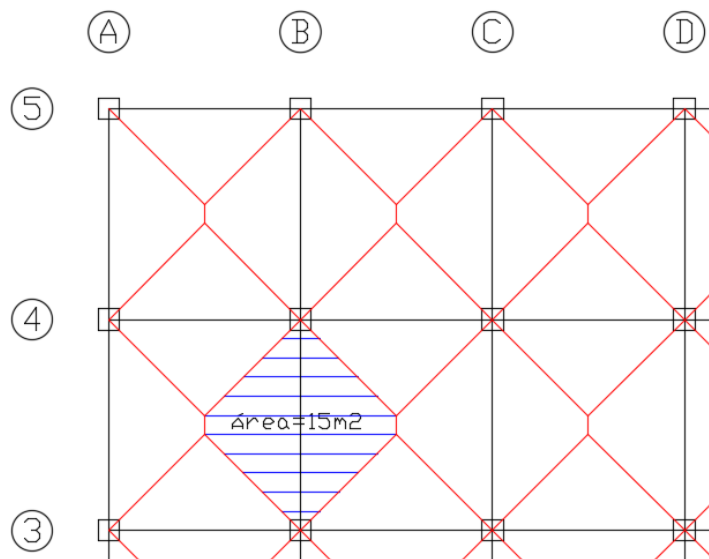
Demás tableros

$$\text{ACM} = 394.6 \text{ kg /m}^2 - 249.6 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{ACM} = 145 \text{ kg/m}^2$$

2.2.4.2.PREDISEÑO DE VIGAS

Fig. 36. Áreas cooperantes de vigas



Fuente: Elaboración propia

Se realizan los prediseños para tener una idea más acercada a las cargas que estarán sometidos nuestros elementos estructurales y con lo cual hacerse una idea inicial de cuáles serán las secciones de los mismos.

Para el prediseño de las vigas se tomará en cuenta el prediseño geométrico para lo cual se necesitan datos como la longitud de viga, altura de entrepiso, la carga muerta de pared que existe sobre la viga, y el área cooperante de la losa que actúa sobre una viga de referencia que está especificado en la Figura 36.

Tabla 25 Datos para el prediseño de vigas

Área cooperante	15	m ²
Carga Muerta	690,55	kg/m ²
Carga Viva	304	kg/m ²
Área tributaria	15	m ²
Longitud de Viga	5,55	m
Carga Muerta de pared	672	kg/m
Altura entrepiso	2,8	m

Fuente: Elaboración propia

$$CM = \frac{CM * Acoop}{Luz} = \frac{690,55 * 15}{5,50} = 1883,32 \text{ kg/m}$$

$$CM_{pared} = \frac{CM * H}{Luz} = \frac{672 * 2,80}{5,50} = 342,11 \text{ kg/m}$$

$$C = \frac{Cv * Acoop}{Luz} = \frac{304 * 15}{5,50} = 829,09 \text{ kg/m}$$

$$U = 1.2 (\text{Carga Muerta}) + 1.6 (\text{Carga Viva})$$

$$U = 1.2 (1883,32 \text{ kg/m} + 342,11 \text{ kg/m}) + 1.6 (829,09 \text{ kg/m})$$

$$U = 3997,06 \text{ kg/m}$$

$$Mu = (U * L^2) / 10$$

$$Mu = (3.997 \text{ Tn/m} * (5.55\text{m})^2) / 10$$

$$Mu = 12,31 \text{ Tn*m}$$

$$\text{Base de la sección de la viga} = L / 21$$

$$550\text{cm} / 21 = 29,72 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

$$w = \rho * \frac{f_y}{f'_c} \text{ --- } \rho = 0,01$$

$$w = 0.01 * \frac{4200 \text{ kg/cm}^2}{280 \text{ kg/cm}^2}$$

$$w = 0.15$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * f'_c * b * w * (1 - 0.59 * w)}}$$

$$d = \sqrt{\frac{1231000}{0.9 * 280 * 30 * 0.15 * (1 - 0.59 * 0.15)}}$$

$$d = 34.51\text{cm} \rightarrow H = 38 \text{ cm} \rightarrow 40\text{cm}$$

Viga de 30x35 se añade la carga muerta

Volumen de la viga

$$V = 0.3\text{m} * 0.35\text{m} * 5.5\text{m} = 0.66\text{m}^3$$

Peso de la viga

$$\text{Peso viga} = V * d$$

$$\text{Peso viga} = 0.66\text{m}^3 * 2400\text{kg/m}^3 = 1584 \text{ kg}$$

Momento generado por la viga

$$\text{CM Viga} = 1584\text{kg} / 5,50\text{m} = 288\text{kg/m}$$

$$\text{CM} = 1883,32 + 288 = 2171,32\text{kg/m}$$

$$U = 1.2(2171,32 + 342,11) + 1.6(829,09) = 4,342\text{T/m}$$

$$Mu = (U * L^2) / 10$$

$$Mu = (4,342 * 5,50^2) / 10$$

$$Mu = 13,135 \text{ Tn} * \text{m}$$

$$d = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * f'_c * b * w * (1 - 0.59 * w)}}$$

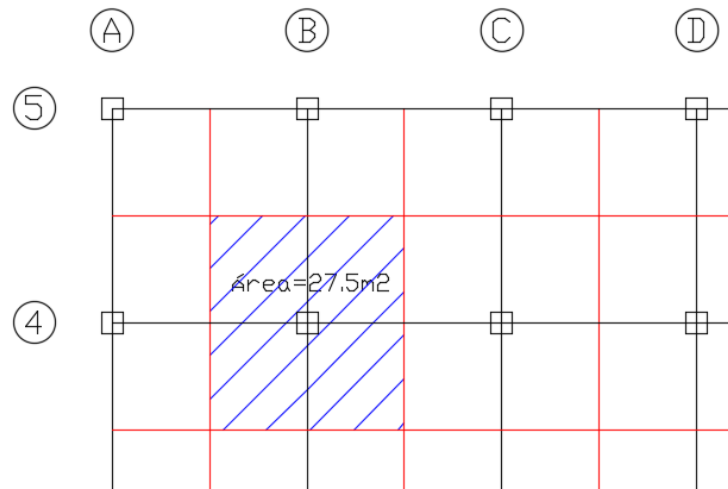
$$d = \sqrt{\frac{1313500}{0.9 * 280 * 30 * 0.15 * (1 - 0.59 * 0.15)}}$$

$$d = 35.65 \rightarrow H = 40\text{cm}$$

VIGAS DE 30 X 40cm

2.2.4.3.PREDISEÑO DE COLUMNAS

Fig. 37 Áreas cooperantes de columnas



Fuente: Elaboración propia

Tabla 26 Estimación de cargas en cada piso

PU					
NIVEL	COLUMNA	ÁREA COOPERANTE	CARGA VIVA	CARGA MUERTA	PU (kg)
N+ 3,20	B2	27,50	304	690,55	36164,150
N+ 6,00	B2	27,50	304	690,55	36164,150
N+ 8,80	B2	27,50	304	690,55	36164,150
N+ 11,60	B2	27,50	304	690,55	36164,150
N+ 14,40	B2	27,50	304	690,55	36164,150
N+ 17,20	B2	27,50	304	690,55	36164,150
N+ 20,00	B2	27,50	304	690,55	36164,150
N+ 22,80	B2	27,50	304	690,55	36164,150
N+ 25,60	B2	27,50	304	690,55	36164,150
N+ 28,40	B2	27,50	304	690,55	36164,150
N+ 31,20	B2	27,50	304	690,55	36164,150
N+ 34,00	B2	27,50	304	690,55	36164,150
				PU TOTAL (kg)	433969,800

Fuente: Elaboración propia

$$A_g = \frac{3 * P_u}{0.85 * f'c + f_y * p}$$

$$A_g = \frac{3 * 433969,8}{0.85 * 280 + 4200 * 0.015}$$

$$A_g = 4325.28 \text{ cm}^2$$

COLUMNAS DE 65 X 70cm

2.2.4.4.CARGAS SÍSMICAS

En el actual proyecto se tomarán las características sísmicas de la estructura para ser implantado en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua, tomando como referencia un suelo Tipo C, según las especificaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el apartado NEC-SE-DS. [28]

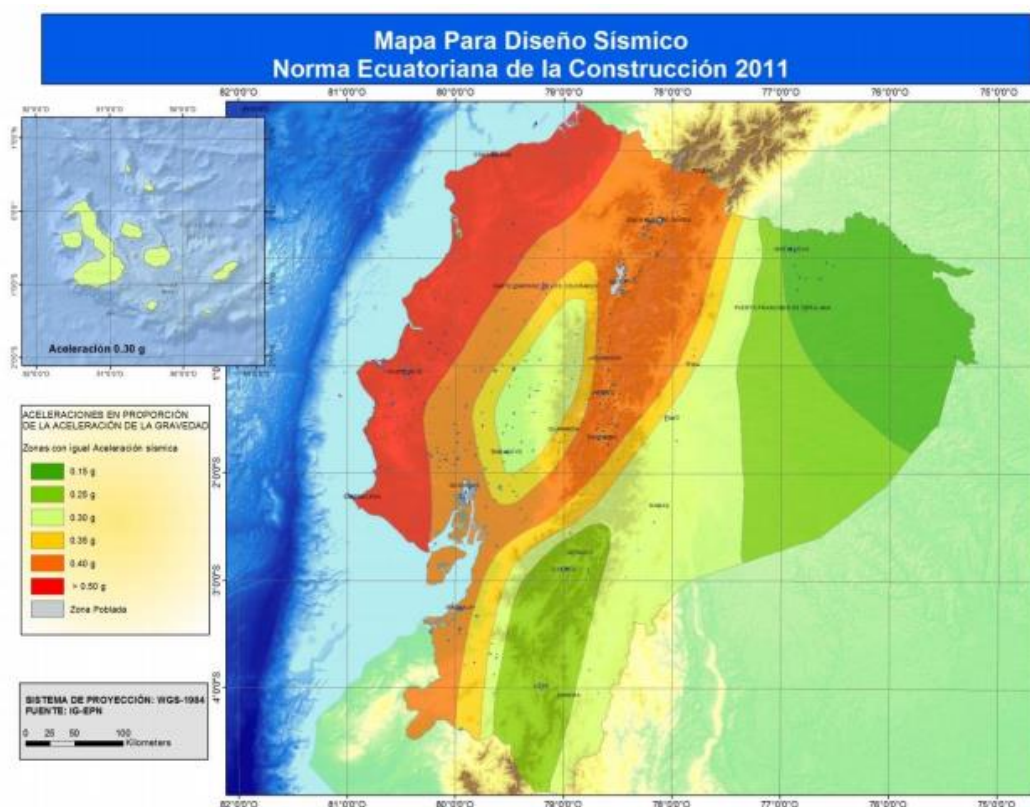
Fig. 38 Perfil de suelo C para el diseño sísmico

Tipo perfil de perfil	Descripción	Definición
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100 \text{ KPa}$

Fuente: NEC-SE-DS

La ciudad de Ambato se encuentra situada en la región sierra del país en la zona central y está ubicada en la zona sísmica V. Estos datos serán necesarios para realizar el diseño para un periodo de retorno de 475 años. [28]

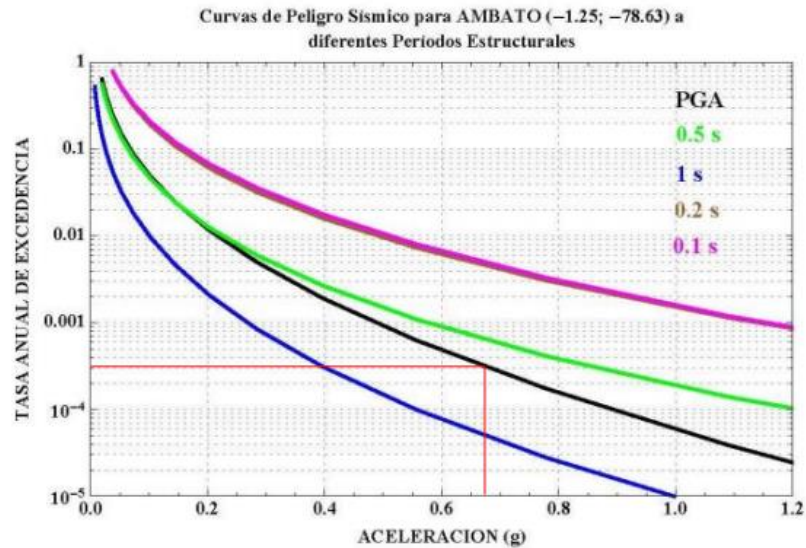
Fig. 39 Mapa para el diseño sísmico



Fuente: NEC-SE-DS

Para realizar el diseño de la estructura para un periodo de retorno de 2500 años se utilizará las cargas de peligro que se encuentran en la figura 20 de la NEC-SE-DS. [28]

Fig. 40 Curva de peligro sísmico para Ambato



Fuente: NEC-SE-DS

ZONA SÍSMICA Y FACTOR DE ZONA Z

La ciudad de Ambato que está ubicada en la zona sísmica V como se muestra en la Figura 39 se utilizará el factor de zona Z como indica la Tabla 1 de la NEC-SE-DS.

Fig. 41 Valores para el factor Z según la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC-SE-DS

COEFICIENTES DE PERFIL DE SUELO

Sabiendo que se tomará como referencia un suelo tipo C para la ciudad de Ambato y que se encuentra en la zona sísmica V se tomaran en cuenta los coeficientes F_a , F_d y F_s estipulados en las tablas 3, 4 y 5 respectivamente en la NEC-SE-DS.

Fig. 42 Factores del comportamiento inelástico del suelo, Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: NEC-SE-DS

Fig. 43 Factores del comportamiento inelástico del suelo, Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS

Fig. 44 Factores del comportamiento inelástico del suelo, Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: NEC-SE-DS

Los valores de Z se definieron mediante una amplificación espectral que dependen según la región del Ecuador en el que se encuentre. [28]

Fig. 45 Amplificación espectral

- $\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),
- $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
- $\eta = 2.60$: Provincias del Oriente

Fuente: NEC-SE-DS

NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA

Para un periodo de retorno de 2500 según la Norma Ecuatoriana de la Construcción se tiene un nivel del sismo muy raro (extremo) con una probabilidad de excedencia en 50 años del 2% y una tasa anual de excedencia de 0.0004. [28]

Fig. 46 Niveles de amenaza sísmica

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T_r (años)	Tasa de excedencia ($1/T_r$)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2 500	0.0004

Fuente: NEC-SE-DS

Mediante la curva de peligro sísmico para Ambato especificada en la figura 40 se obtiene la aceleración esperada en roca para este caso, para lo cual se obtiene un valor de Z de 0,65 por lo cual se utilizarán los siguientes coeficientes: $F_a = 1.18$, $F_d = 1.06$, $F_s = 1.23$.

CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

La configuración de la estructura para tomar en cuenta en el diseño sísmico se basa en que al ser un edificio público se trata de una estructura de carácter especial, regular y con un sistema estructural de pórticos de hormigón armado con vigas descolgadas, sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras.

Fig. 47 Importancia de la estructura

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: NEC-SE-DS

Fig. 48 Factor de reducción sísmica

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

Fuente: NEC-SE-DS

Fig. 49. Coeficientes dependientes del tipo de estructura

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: NEC-SE-DS

Tabla 27 Factores para el diseño sísmico

Factores para el diseño sísmico		
Tr = 475 años		NEC-SE-DS
Zona Sísmica	V	3.1.1
Tipo de Suelo	C	3.1.1
Aceleración en roca Z	0,40	3.1.1
Fa	1,2	3.2.2
Fd	1,11	3.2.2
Fs	1,11	3.2.2
Amplificación espectral	2,48	3.3.1
ϕ_e	1	5.2.3
ϕ_p	1	5.2.3
Importancia	1,3	4.1
Reducción sísmica	8	6.3.4
ct	0,055	6.3.3
α	0,9	6.3.3
Tr = 2500 años		NEC-SE-DS
Nivel amenaza sísmica	muy raro (extremo)	10.4.1
Probabilidad de excedencia	2%	10.4.1
Tasa de excedencia anual	0,0004	10.4.1
Fa	1,18	3.2.2
Fd	1,06	3.2.2
Fs	1,23	3.2.2

Fuente: Elaboración propia

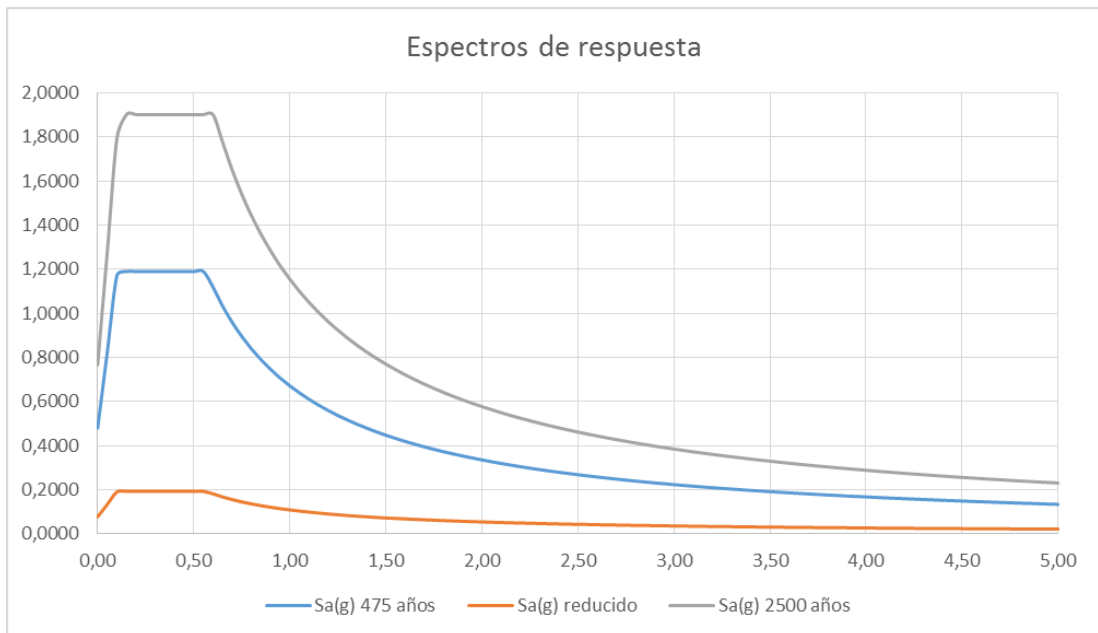
2.2.4.5. ESPECTROS DE RESPUESTA

Tabla 28 Espectros de respuesta

T seg	Sa(g) reducido	Sa(g) 475 años	Sa(g) 2500 años	T seg	Sa(g) reducido	Sa(g) 475 años	Sa(g) 2500 años	T seg	Sa(g) reducido	Sa(g) 475 años	Sa(g) 2500 años
0,00	0,4800	0,0780	0,7670	1,70	0,3954	0,0643	0,6800	3,40	0,1977	0,0321	0,3400
0,05	0,8259	0,1342	1,2807	1,75	0,3841	0,0624	0,6605	3,45	0,1949	0,0317	0,3351
0,10	1,1719	0,1904	1,7944	1,80	0,3735	0,0607	0,6422	3,50	0,1921	0,0312	0,3303
0,15	1,1904	0,1934	1,9022	1,85	0,3634	0,0590	0,6248	3,55	0,1894	0,0308	0,3256
0,20	1,1904	0,1934	1,9022	1,90	0,3538	0,0575	0,6084	3,60	0,1867	0,0303	0,3211
0,25	1,1904	0,1934	1,9022	1,95	0,3447	0,0560	0,5928	3,65	0,1842	0,0299	0,3167
0,30	1,1904	0,1934	1,9022	2,00	0,3361	0,0546	0,5780	3,70	0,1817	0,0295	0,3124
0,35	1,1904	0,1934	1,9022	2,05	0,3279	0,0533	0,5639	3,75	0,1793	0,0291	0,3083
0,40	1,1904	0,1934	1,9022	2,10	0,3201	0,0520	0,5505	3,80	0,1769	0,0287	0,3042
0,45	1,1904	0,1934	1,9022	2,15	0,3127	0,0508	0,5377	3,85	0,1746	0,0284	0,3002
0,50	1,1904	0,1934	1,9022	2,20	0,3056	0,0497	0,5254	3,90	0,1724	0,0280	0,2964
0,55	1,1904	0,1934	1,9022	2,25	0,2988	0,0486	0,5138	3,95	0,1702	0,0277	0,2926
0,60	1,1204	0,1821	1,9022	2,30	0,2923	0,0475	0,5026	4,00	0,1681	0,0273	0,2890
0,65	1,0342	0,1681	1,7784	2,35	0,2861	0,0465	0,4919	4,05	0,1660	0,0270	0,2854
0,70	0,9603	0,1561	1,6514	2,40	0,2801	0,0455	0,4816	4,10	0,1640	0,0266	0,2819
0,75	0,8963	0,1457	1,5413	2,45	0,2744	0,0446	0,4718	4,15	0,1620	0,0263	0,2785
0,80	0,8403	0,1365	1,4449	2,50	0,2689	0,0437	0,4624	4,20	0,1601	0,0260	0,2752
0,85	0,7909	0,1285	1,3599	2,55	0,2636	0,0428	0,4533	4,25	0,1582	0,0257	0,2720
0,90	0,7469	0,1214	1,2844	2,60	0,2586	0,0420	0,4446	4,30	0,1563	0,0254	0,2688
0,95	0,7076	0,1150	1,2168	2,65	0,2537	0,0412	0,4362	4,35	0,1545	0,0251	0,2657
1,00	0,6722	0,1092	1,1559	2,70	0,2490	0,0405	0,4281	4,40	0,1528	0,0248	0,2627
1,05	0,6402	0,1040	1,1009	2,75	0,2444	0,0397	0,4203	4,45	0,1511	0,0245	0,2598
1,10	0,6111	0,0993	1,0509	2,80	0,2401	0,0390	0,4128	4,50	0,1494	0,0243	0,2569
1,15	0,5846	0,0950	1,0052	2,85	0,2359	0,0383	0,4056	4,55	0,1477	0,0240	0,2541
1,20	0,5602	0,0910	0,9633	2,90	0,2318	0,0377	0,3986	4,60	0,1461	0,0237	0,2513
1,25	0,5378	0,0874	0,9248	2,95	0,2279	0,0370	0,3918	4,65	0,1446	0,0235	0,2486
1,30	0,5171	0,0840	0,8892	3,00	0,2241	0,0364	0,3853	4,70	0,1430	0,0232	0,2459
1,35	0,4980	0,0809	0,8563	3,05	0,2204	0,0358	0,3790	4,75	0,1415	0,0230	0,2434
1,40	0,4802	0,0780	0,8257	3,10	0,2168	0,0352	0,3729	4,80	0,1400	0,0228	0,2408
1,45	0,4636	0,0753	0,7972	3,15	0,2134	0,0347	0,3670	4,85	0,1386	0,0225	0,2383
1,50	0,4482	0,0728	0,7706	3,20	0,2101	0,0341	0,3612	4,90	0,1372	0,0223	0,2359
1,55	0,4337	0,0705	0,7458	3,25	0,2068	0,0336	0,3557	4,95	0,1358	0,0221	0,2335
1,60	0,4201	0,0683	0,7225	3,30	0,2037	0,0331	0,3503	5,00	0,1344	0,0218	0,2312
1,65	0,4074	0,0662	0,7006	3,35	0,2007	0,0326	0,3451				

Fuente: Elaboración propia

Fig. 50 Espectros de respuesta



Fuente: Elaboración propia

2.2.4.6.DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

La estructura está compuesta por 12 pisos, 4 vanos por cada sentido el entrepiso del primer piso es de 3.2m y los demás tienen una altura de 2.8m, lo que le hace tener una altura de 34 metros, como se muestra en la figura 31.

DEFINICIÓN DE LOS MATERIALES

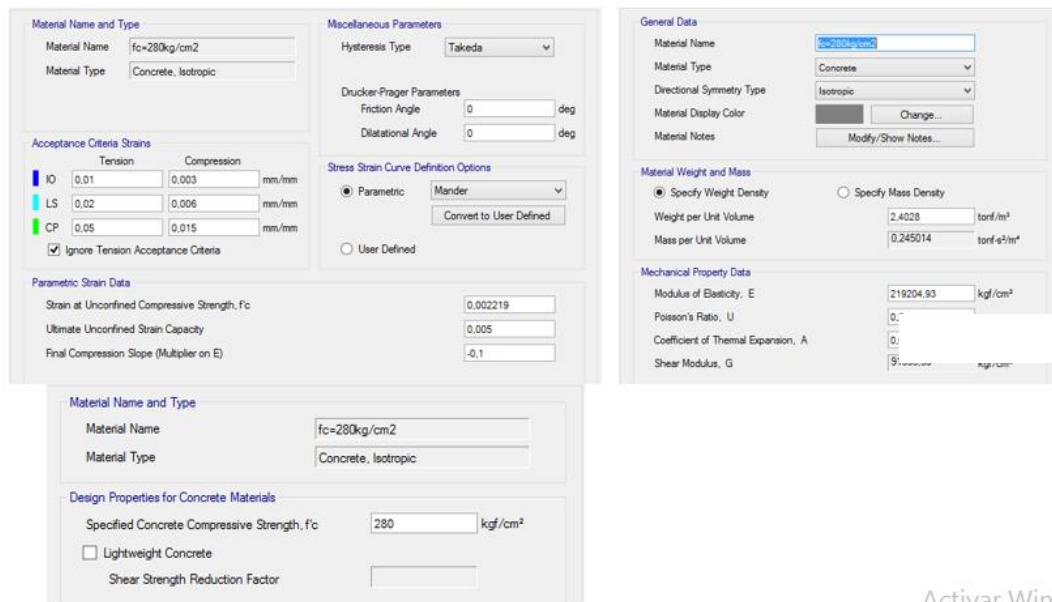
Los materiales que se utilizarán para realizar el diseño de la estructura son el hormigón y el acero de refuerzo.

Hormigón

El hormigón utilizado en el modelo del edificio tendrá una resistencia a la compresión de $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, también para obtener el módulo de elasticidad se lo obtendrá mediante la fórmula $E_c = 13100 * \sqrt{f'_c}$ que mediante pruebas de laboratorio se ha demostrado que es lo más acercado a la realidad para la ciudad de Ambato.

Para las propiedades no lineales del hormigón se ha escogido como tipo de histéresis a Takeda que se acerca de mejor manera al comportamiento inelástico del hormigón y para realizar la curva de esfuerzo vs deformación se escogió el modelo de Mander.

Fig. 51 Definición de las propiedades del hormigón en el software



Fuente: ETABS 2016

Acero de refuerzo

El acero de refuerzo utilizado en el modelo del edificio tendrá esfuerzo máximo a la fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Para las propiedades no lineales del acero de refuerzo se ha escogido como tipo de histéresis al Kinemático que se acerca de mejor manera al comportamiento inelástico del hormigón y para realizar la curva de esfuerzo vs deformación se escogió el modelo de Park.

Fig. 52 Definición de las propiedades del acero de refuerzo en el software

The figure displays three screenshots from the ETABS 2016 software interface for defining the properties of reinforcement steel.

Top Left Screenshot: General Data

- Material Name: $f_y=4200\text{kg/cm}^2$
- Material Type: Rebar
- Directional Symmetry Type: Uniaxial
- Material Display Color: Blue
- Material Notes: Modify/Show Notes...

Top Right Screenshot: Material Name and Type / Miscellaneous Parameters

- Material Name: $f_y=4200\text{kg/cm}^2$
- Material Type: Rebar, Uniaxial
- Hysteresis Type: Kinematic
- Acceptance Criteria Strains:
 - Tension: IO (0.01), LS (0.02), CP (0.05)
 - Compression: 0.005, 0.01, 0.02
- Stress Strain Curve Definition Options: Parametric (Park)
- Parametric Strain Data:
 - Strain at Onset of Strain Hardening: 0.01
 - Ultimate Strain Capacity: 0.09
 - Final Slope (Multiplier on E): 0.1

Bottom Screenshot: Design Properties for Rebar Materials

- Material Name: $f_y=4200\text{kg/cm}^2$
- Material Type: Rebar, Uniaxial
- Design Properties for Rebar Materials:
 - Minimum Yield Strength, F_y : 4218.42 kgf/cm^2
 - Minimum Tensile Strength, F_u : 6327.63 kgf/cm^2
 - Expected Yield Strength, F_{ye} : 4640.26 kgf/cm^2
 - Expected Tensile Strength, F_{ue} : 6960.39 kgf/cm^2

Fuente: ETABS 2016

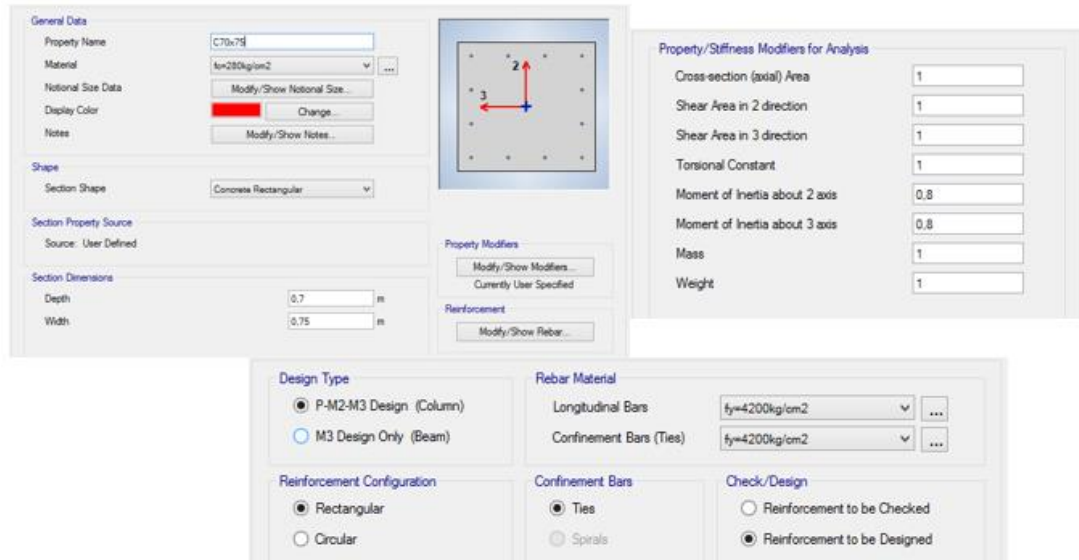
DEFINICIÓN DE SECCIONES DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Columnas

Mediante el prediseño de las secciones se realizó una estimación de las secciones de columnas que se ocuparían para el modelo de edificio serían de 65cm x 70cm, pero mediante varias iteraciones para lograr el diseño correcto de las mismas se modificó esta sección llegando a ser de 70cm x 75cm.

Se ha ingresado los datos de inercia agrietada según nos especifica la Norma Ecuatoriana de la Construcción que nos indica que para columnas debe ser $I_g = 0.8$ para los dos sentidos.

Fig. 53 Definición de las secciones de columnas en el software



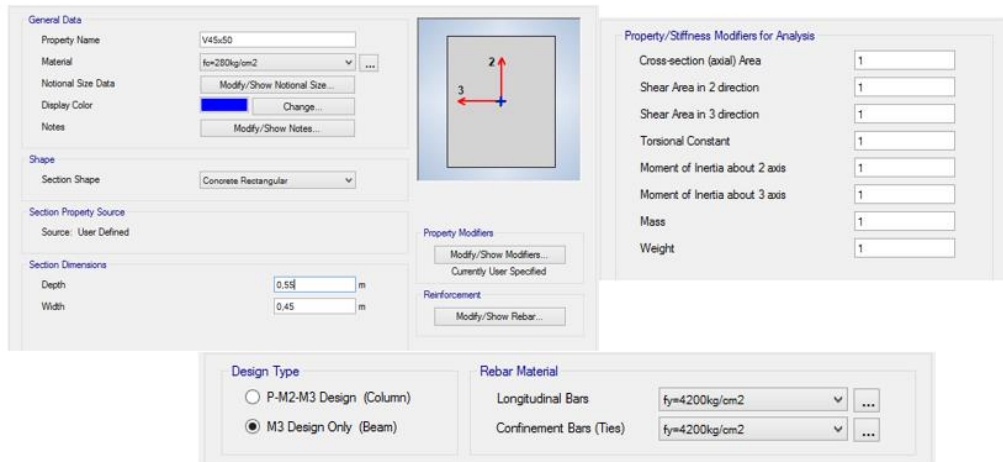
Fuente: ETABS 2016

Vigas

Mediante el prediseño de las secciones se realizó una estimación de las secciones de vigas que se ocuparían para el modelo de edificio serían de 30cm x 40cm, pero mediante varias iteraciones para lograr el diseño correcto de las mismas se modificó esta sección llegando a ser de 45cm x 55cm.

Se ha ingresado los datos de inercia agrietada según nos especifica la Norma Ecuatoriana de la Construcción que nos indica que para vigas debe ser $I_g = 0.5$ pero al estar fundido monolíticamente con la losa y actuar como una viga “T” se deja $I_g = 1$.

Fig. 54 Definición de las secciones de vigas en el software

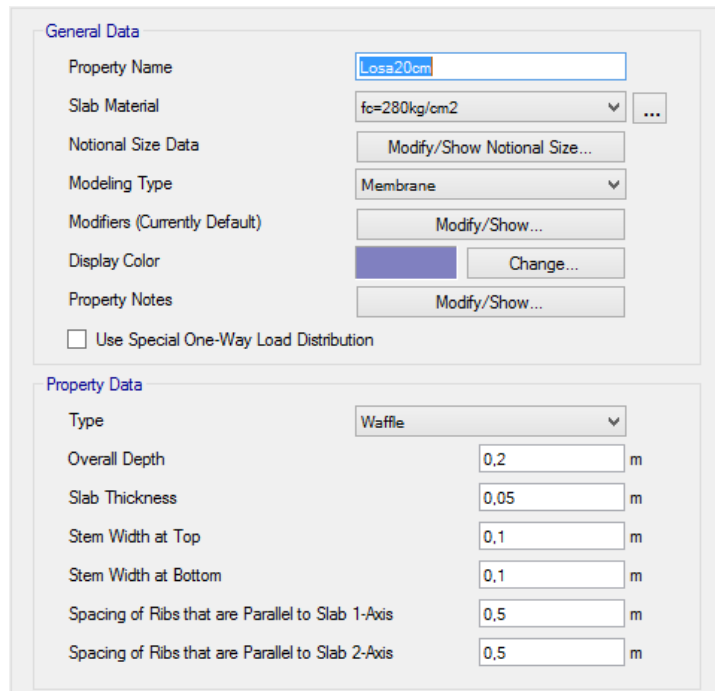


Fuente: ETABS 2016

Losas

Para las losas se utilizará un espesor total de 20 cm con losa tipo nervada, para el diseño a la sección se le definirá como “Membrane” para que realice la transmisión de esfuerzos a vigas.

Fig. 55 Definición de las secciones de losas en el software

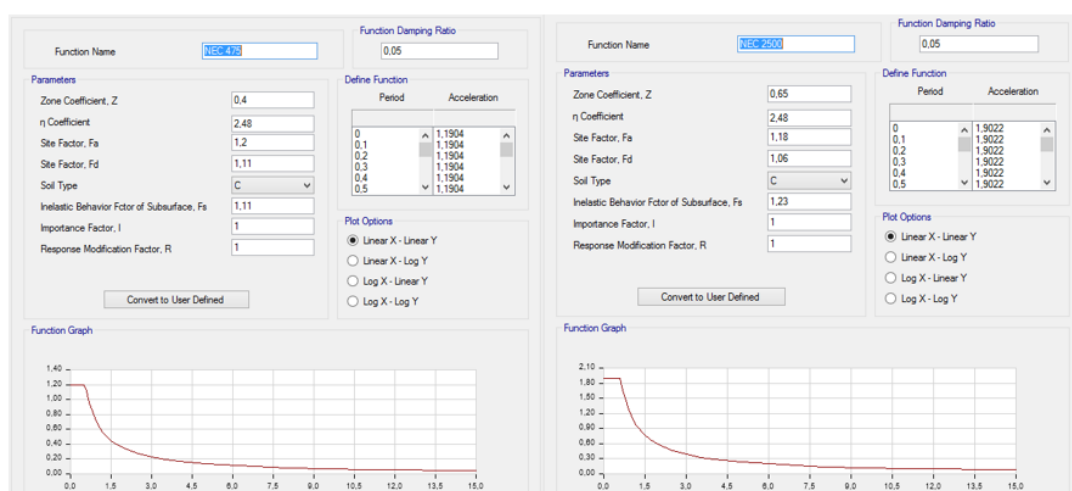


Fuente: ETABS 2016

DEFINICIÓN DE ESPECTROS DE RESPUESTA EN EL SOFTWARE

Los espectros de respuesta que se ingresarán el software ETABS 2016 son dos, primero el de un periodo de retorno de 475 años y luego definimos el de un periodo de retorno de 2500 años que nos servirá para ver la capacidad no lineal del edificio mediante las solicitaciones de un edificio de carácter especial.

Fig. 56 Definición de los espectros en el software



Fuente: ETABS 2016

DEFINICIÓN DE LOS PATRONES DE CARGA EN EL SOFTWARE

Los patrones de carga que se ingresarán en este apartado son Los de carga viva, carga muerta o peso propio, el adicional de carga muerta y las cargas sísmicas estáticas tanto en el sentido “x” como en el sentido “y”.

Fig. 57 Definición de los patrones de carga en el software

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
ACM	Dead	0	
Sx	Seismic	0	User Coefficient
Sy	Seismic	0	User Coefficient

Fuente: ETABS 2016

Fig. 58 Definición del sismo estático en “X” e “Y”

The figure shows two screenshots of the ETABS software interface, illustrating the configuration for static seismic analysis in the X and Y directions. The top screenshot shows the configuration for the X direction, and the bottom screenshot shows the configuration for the Y direction.

Direction and Eccentricity:

- X Dir
- X Dir + Eccentricity
- X Dir - Eccentricity
- Ecc. Ratio (All Diaph.)
- Overwrite Eccentricities

Factors:

- Base Shear Coefficient, C
- Building Height Exp., K

Story Range:

- Top Story
- Bottom Story

Direction and Eccentricity (Y direction):

- Y Dir
- Y Dir + Eccentricity
- Y Dir - Eccentricity
- Ecc. Ratio (All Diaph.)
- Overwrite Eccentricities

Factors (Y direction):

- Base Shear Coefficient, C
- Building Height Exp., K

Story Range (Y direction):

- Top Story
- Bottom Story

Fuente: ETABS 2016

DEFINICIÓN DE LOS CASOS DE CARGA LINEALES

En los casos de carga lineales se debe definir los casos espectrales tanto para el sentido x como para el sentido y, estos casos van en función de los datos espectrales antes ingresados según la norma con la que se esté trabajando.

Fig. 59 Definición del sismo espectral en “X” e “Y”

The figure shows a screenshot of the ETABS software interface, illustrating the configuration for spectral seismic analysis in the X direction.

General:

- Load Case Name
- Load Case Type
- Exclude Objects in this Group
- Mass Source

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NEC DISEÑO	9,8067

Advanced

Other Parameters:

- Modal Load Case
- Modal Combination Method
- Include Rigid Response
- Rigid Frequency, f1
- Rigid Frequency, f2
- Periodic + Rigid Type
- Earthquake Duration, td
- Directional Combination Type
- Absolute Directional Combination Scale Factor
- Modal Damping
- Diaphragm Eccentricity

(a) Sismo espectral en el sentido X

General

Load Case Name: EspectY [Design...]
 Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]
 Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 Mass Source: Previous (MsSrc1)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	NEC DISEÑO	9,8067

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal
 Modal Combination Method: CQC
 Include Rigid Response
 Rigid Frequency, f1: []
 Rigid Frequency, f2: []
 Periodic + Rigid Type: []
 Earthquake Duration, td: []
 Directional Combination Type: SRSS
 Absolute Directional Combination Scale Factor: []
 Modal Damping: Constant at 0,05 [Modify/Show...]
 Diaphragm Eccentricity: 0,05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

(b) Sismo espectral en el sentido Y

Fuente: ETABS 2016

DEFINICIÓN DE LA FUENTE DE MASA

La fuente de masa se debe tomar en cuenta para el peso propio así como para el adicional de carga muerta.

Fig. 60 Definición de la fuente de masa en el software

Mass Source Name: MsSrc1

Mass Source

Element Self Mass
 Additional Mass
 Specified Load Patterns
 Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:
 This Ratio of Diaphragm Width in X Direction: []
 This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction: []

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
ACM	1
ACM	1

[Add] [Modify] [Delete]

Mass Options

Include Lateral Mass
 Include Vertical Mass
 Lump Lateral Mass at Story Levels

Fuente: ETABS 2016

DEFINICIÓN DE LOS CASOS MODALES

Para los casos modales en el software se utilizará el sub-tipo “Eigen” y para estimar el número de casos modales en que se moverá la estructura se tomará en cuenta 3 modos de vibración por cada piso lo que nos da un número total de casos de 36.

Fig. 61 Definición de los casos modales en el software

The screenshot shows the 'Modal Case Definition' dialog box in ETABS 2016. The 'General' section includes: Modal Case Name: Modal; Modal Case Sub Type: Eigen; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: MsSrc1. The 'P-Delta/Nonlinear Stiffness' section has 'Use Preset P-Delta Settings' selected with 'None' chosen. The 'Loads Applied' section has 'Advanced Load Data Does NOT Exist' checked. The 'Other Parameters' section includes: Maximum Number of Modes: 36; Minimum Number of Modes: 1; Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec; Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec; Convergence Tolerance: 1E-09; and 'Allow Auto Frequency Shifting' checked.

Fuente: ETABS 2016

DEFINICIÓN DE LAS COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga a la que estará sometida la estructura están estructuradas en base a la Norma Ecuatoriana de la Construcción para analizar cuales podría ser los escenarios más solicitantes en cuanto a carga se refiere. Los casos de carga ocupados son:

- 1.4D
- 1.2D+1.6L
- 1.2D+L±Sx
- 1.2D+L±Sy
- 0.9D±Sx
- 0.9D±Sy
- 1.2D+L±EspectX
- 1.2D+L±EspectY

- 0.9D±EspectX
- 0.9D±EspectY

Fig. 62 Definición de la combinación de carga 1.2D+L-EspectY

The screenshot shows the 'General Data' and 'Define Combination of Load Case/Combo Results' sections of the ETABS 2016 software. The 'General Data' section includes the following fields:

- Load Combination Name: 1.2D+L-EspectY
- Combination Type: Linear Add
- Notes: Modify/Show Notes...
- Auto Combination: No

The 'Define Combination of Load Case/Combo Results' section contains a table with the following data:

Load Name	Scale Factor
Dead	1,2
ACM	1,2
Live	1
EspectY	-1

Buttons for 'Add' and 'Delete' are located to the right of the table.

Fuente: ETABS 2016

2.2.4.7. ANALISIS NO LINEAL ESTÁTICO DEFINICIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

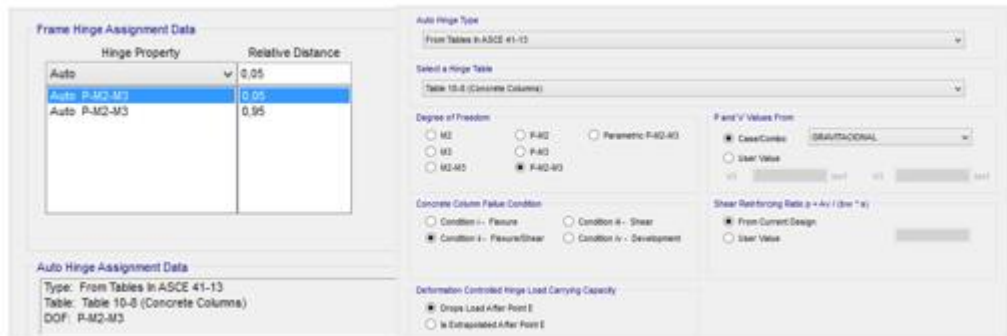
Para poder realizar el análisis no lineal estático se debe definir las rótulas plásticas para conocer en donde se debe generar la falla cuando los elementos estructurales entren en el rango no lineal.

Para este caso se utilizarán las tablas que nos ofrece la ASCE 41-13 para la determinación de la distancia de las rótulas plásticas y que su aplicación bien incluida en el software ETABS 2016.

Columnas

Se debe definir las rótulas en las columnas para indicarle al software en donde se espera que se comiencen a formar los puntos de fluencia de momentos de la columna y nos muestre resultados en base a esos puntos del elemento estructural.

Fig. 63 Rótulas plásticas en columnas

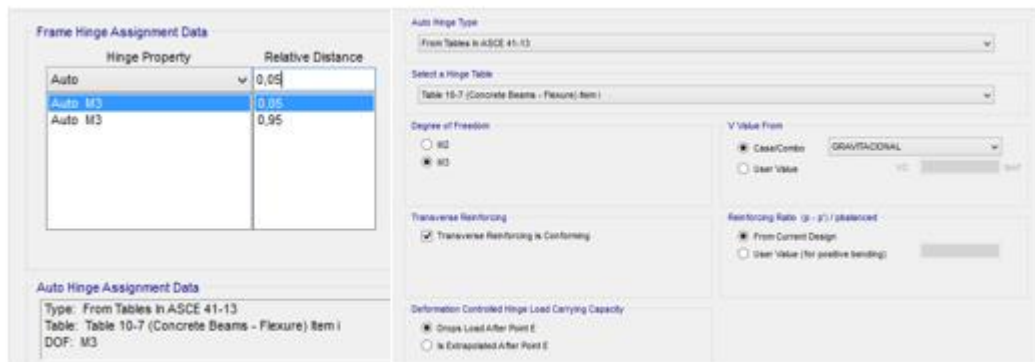


Fuente: ETABS 2016

Vigas

Se debe definir las rótulas en las vigas para indicarle al software en donde se espera que se comiencen a formar los puntos de fluencia debido a la flexión de las vigas y nos muestre resultados en base a esos puntos del elemento estructural.

Fig. 64 Rótulas plásticas en vigas



Fuente: ETABS 2016

DEFINICIÓN DE LOS CASOS NO LINEALES

Una vez definidas las rótulas plásticas se definirán los casos de carga no lineales, el caso gravitacional y los Pushover para cada sentido, para tener una estimación del desplazamiento de la estructura se tomará en cuenta el nodo de control que es el nodo del medio de la planta superior y estimaremos un desplazamiento máximo del 4% de la altura total del edificio.

Caso gravitacional

Fig. 65 Definición del caso gravitacional

The screenshot displays the 'Load Case Definition' dialog box in ETABS 2016, configured for a gravitational load case. The 'General' section shows the load case name as 'GRAVITACIONAL', type as 'Nonlinear Static', and mass source as 'MaSrc1'. Under 'Initial Conditions', 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' is selected. The 'Loads Applied' table lists two load patterns: 'Dead' with a scale factor of 1, and 'Live' with a scale factor of 0.25. The 'Load Application Control' section has 'Full Load' selected. Under 'Control Displacement', 'Use Monitored Displacement' is chosen, with 'Load to a Monitored Displacement Magnitude of' set to 1.36 m. The 'Monitored Displacement' section has 'DOF/Joint' selected, with 'U3' and 'Story12' selected, and '13' entered in the adjacent field. The 'Quasi-static Parameters' section shows 'Time History Type' as 'Nonlinear Direct Integration History', 'Output Time Step Size' as 1 sec, 'Mass Proportional Damping' as 0 1/sec, and 'Hiber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha' as 0.

Load Pattern	Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead		1
Load Pattern	ACM		1
Load Pattern	Live		0.25

Fuente: ETABS 2016

Caso Pushover X

Fig. 66 Definición del caso Pushover X

The screenshot displays the 'Load Case Definition' dialog box in ETABS 2016, configured for a Pushover X load case. The 'General' section shows the load case name as 'PUSHOVER X', type as 'Nonlinear Static', and mass source as 'MaSrc1'. Under 'Initial Conditions', 'Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)' is selected, with 'Nonlinear Case' set to 'GRAVITACIONAL'. The 'Loads Applied' table lists one load pattern: 'Sk' with a scale factor of 1. The 'Load Application Control' section has 'Displacement Control' selected. Under 'Control Displacement', 'Use Monitored Displacement' is chosen, with 'Load to a Monitored Displacement Magnitude of' set to 1.36 m. The 'Monitored Displacement' section has 'DOF/Joint' selected, with 'U1' and 'Story12' selected, and '13' entered in the adjacent field. The 'Quasi-static Parameters' section shows 'Time History Type' as 'Nonlinear Direct Integration History', 'Output Time Step Size' as 1 sec, 'Mass Proportional Damping' as 0 1/sec, and 'Hiber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha' as 0.

Load Pattern	Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Sk		1

Fuente: ETABS 2016

Caso Pushover Y

Fig. 67 Definición del caso Pushover Y

The screenshot displays the 'Pushover Y' case definition in ETABS 2016. The interface is divided into several sections:

- General:** Load Case Name: PUSHOVER Y; Load Case Type: Nonlinear Static; Exclude Objects in this Group: Not Applicable; Mass Source: MsSect.
- Initial Conditions:** Radio buttons for 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' and 'Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)'. Nonlinear Case: GRAVITACIONAL.
- Loads Applied:** A table with columns 'Load Type', 'Load Name', and 'Scale Factor'. One entry is 'Load Pattern Sy' with a scale factor of 1.
- Other Parameters:** Modal Load Case: Modal; Geometric Nonlinearity Option: None; Load Application: Displacement Control; Results Saved: Multiple States; Nonlinear Parameters: User Defined.
- Load Application Control:** Radio buttons for 'Full Load', 'Displacement Control' (selected), and 'Quasi-Static (run as time history)'. Control Displacement: 'Use Monitored Displacement' (selected). Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 1.36 m.
- Monitored Displacement:** Radio buttons for 'DOF/Joint' (selected) and 'Generalized Displacement'. DOF/Joint: U2; Story: 12.
- Quasi-static Parameters:** Time History Type: Nonlinear Direct Integration History; Output Time Step Size: 1 sec; Mass Proportional Damping: 0 1/sec; Hiber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha: 0.

Fuente: ETABS 2016

2.2.4.8. ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO SELECCIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS

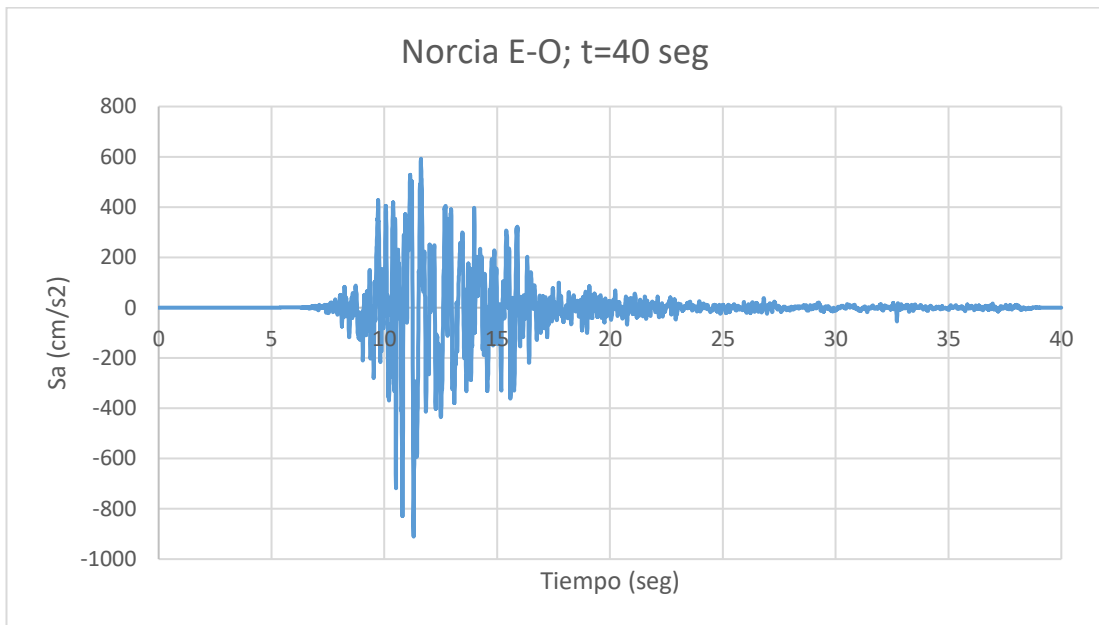
Como está indicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la NEC –SE-DS de 2015 para poder realizar un análisis no lineal dinámico mediante el uso de Historias de Respuesta se debe ocupar no menos de tres acelerogramas en sus dos componentes (Norte-Sur y Este-Oeste), si no se dispone de los acelerogramas de sitio, se debe escoger otros registros que cumplan con las características de magnitud, distancia de falla, profundidad y características de suelo.

Para el modelo de edificio público que estamos analizando se propuso que se analizaría en la ciudad de Ambato en la región Sierra Centro del Ecuador, por lo cual tenemos el sismo del 9 de agosto de 1949 con una magnitud de 6.8 en la escala de Richter como la referencia que se tomará para la selección de los acelerogramas.

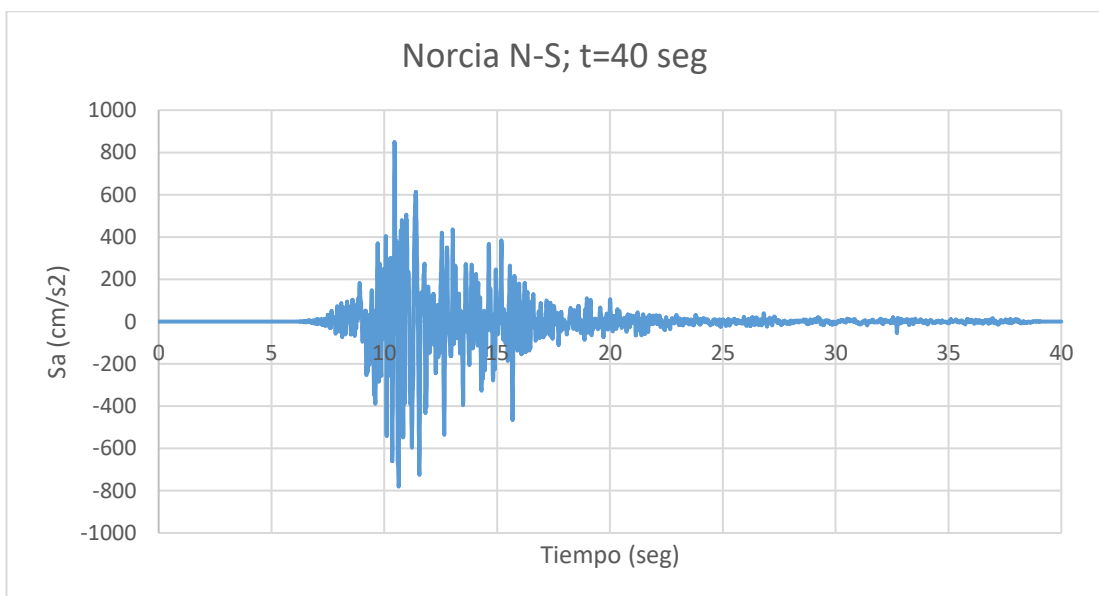
Mediante la web del CESMD (Center for Engineering Strong Motion) se buscará los eventos sísmicos más acercados al sismo de referencia, por lo cual se escogió los sismos de Norcia, Northridge y San Fernando.

Sismo de Norcia (Italia)

Fig. 68 Acelerograma del sismo de Norcia



(a) Componente Este – Oeste del evento sísmico

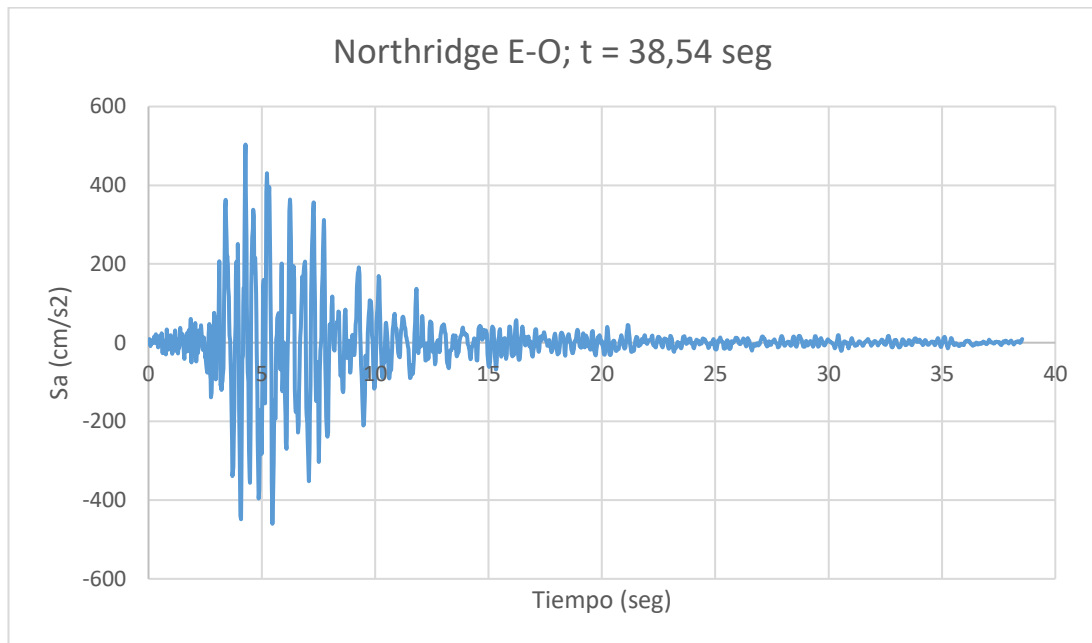


(b) Componente Norte – Sur del evento sísmico

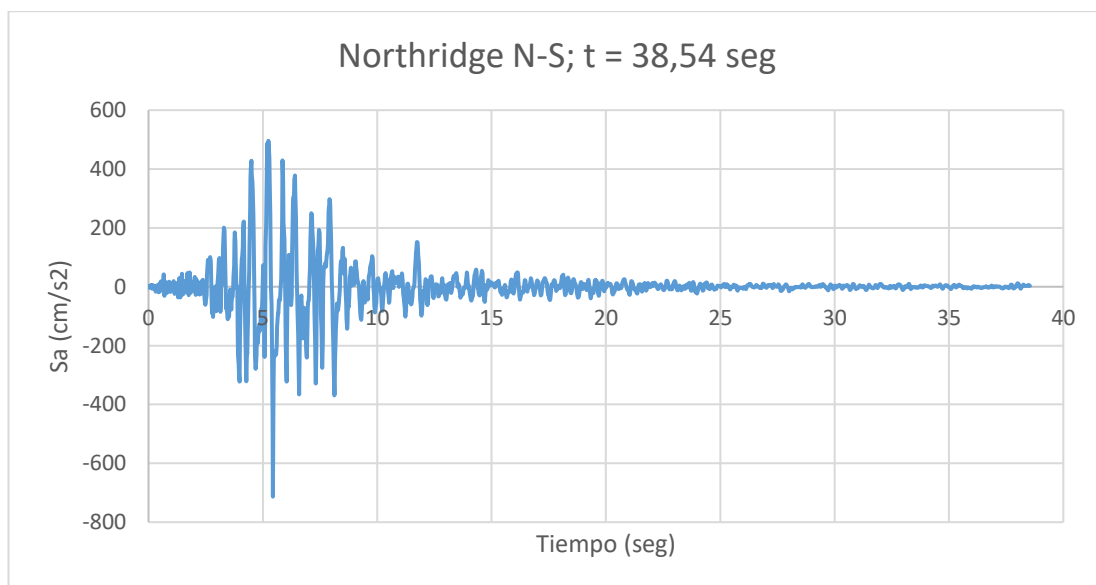
Fuente: CESMD

Sismo de Northridge (USA)

Fig. 69 Acelerograma del sismo de Northridge



(a) Componente Este – Oeste del evento sísmico

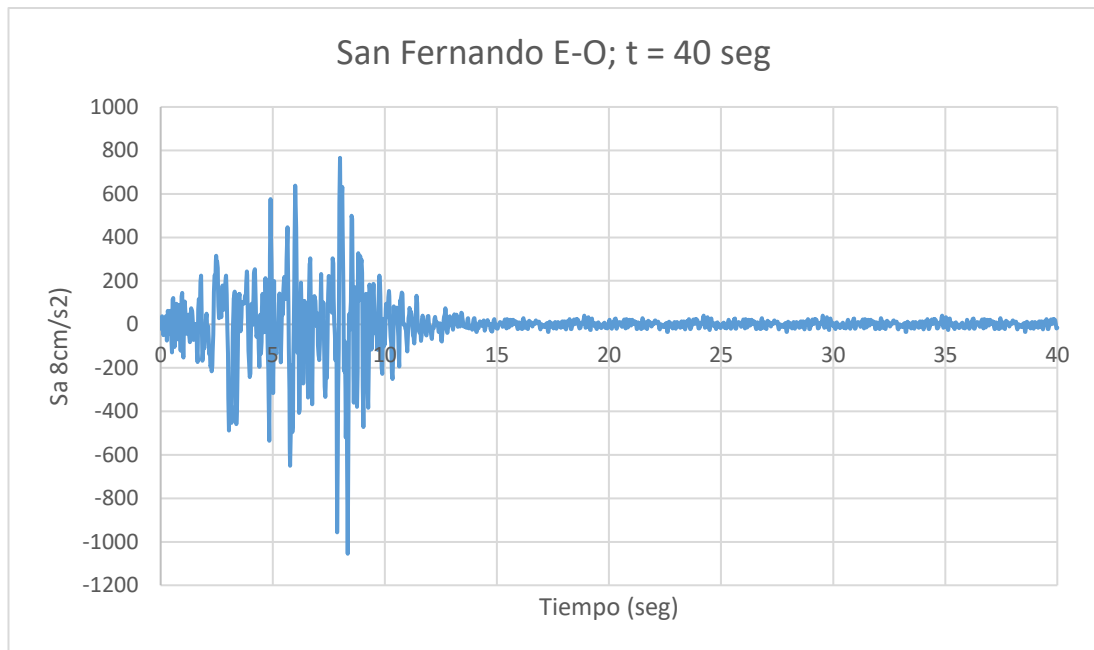


(b) Componente Norte – Sur del evento sísmico

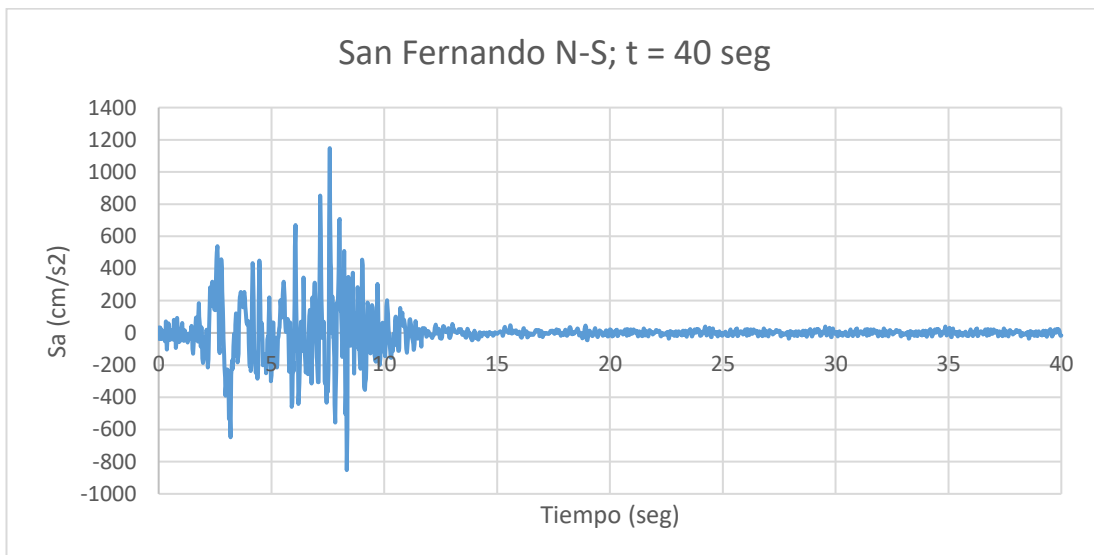
Fuente: CESMD

Sismo de San Fernando (USA)

Fig. 70 Acelerograma del sismo de San Fernando



(a) Componente Este – Oeste del evento sísmico



(b) Componente Norte – Sur del evento sísmico

Fuente: CESMD

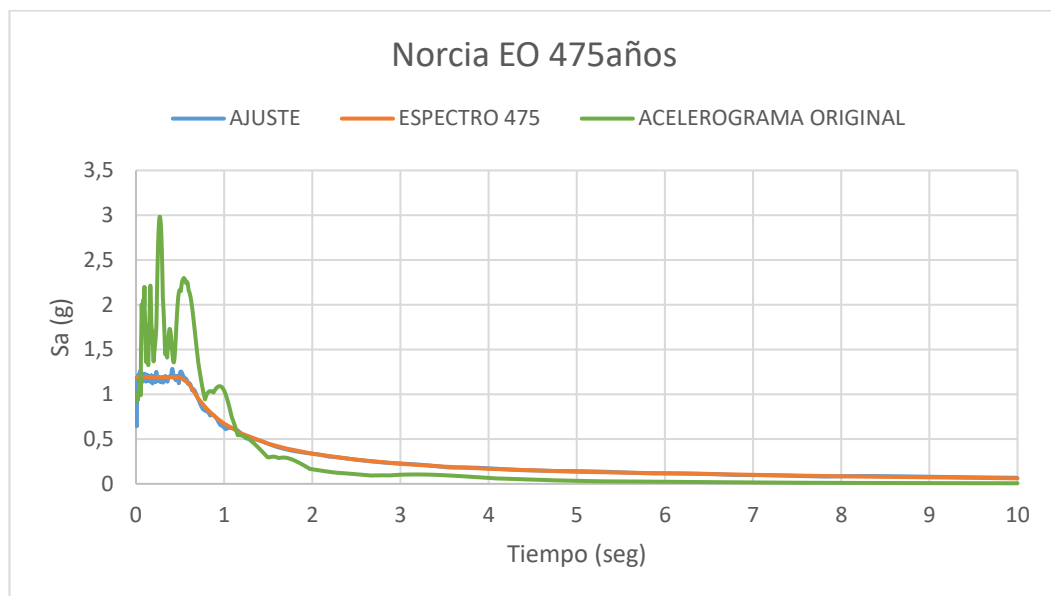
AJUSTE ESPECTRAL

Ya que los acelerogramas no son del lugar donde se está analizando se necesita realizar un ajuste espectral que como su palabra lo dice, ajuste de mejor medida las aceleraciones al necesario por la norma y el lugar de análisis.

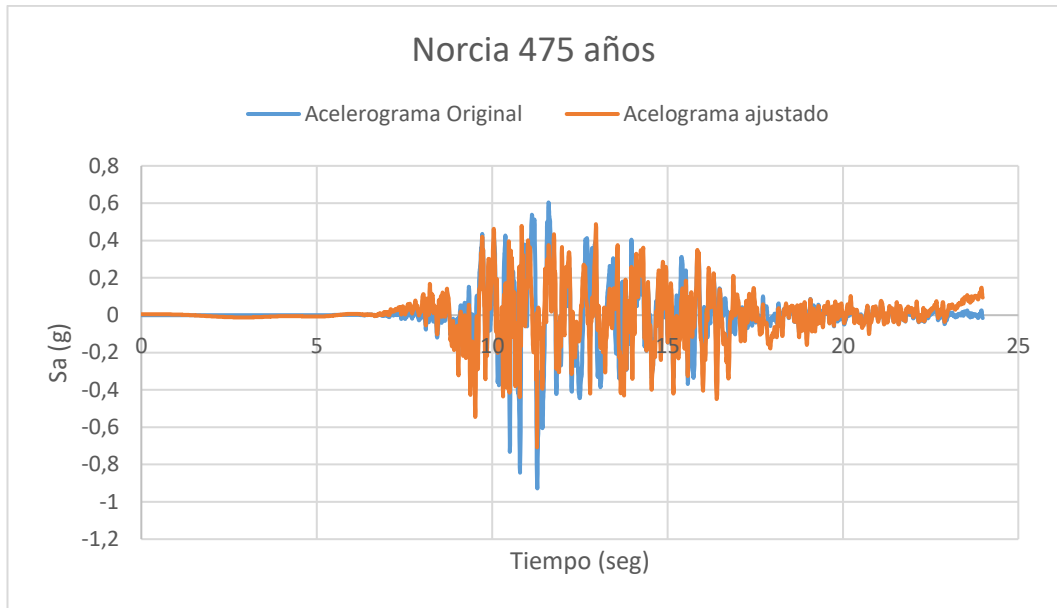
Para este caso se ha realizado el ajuste espectral de los 3 registros que se han tomado para cada una de sus dos componentes, y ajustando hacia los espectros de $T_r=475$ años y $T_r=2500$ años para que coincidan con los mismos. Este proceso se realizó mediante el software ETABS 2016 con la metodología de ajuste de dominio en el tiempo.

Norcia

Fig. 71 Ajuste espectral Norcia Este-Oeste a Espectro de 475 años



(a) Ajuste espectral Norcia E-O a NEC 475 años

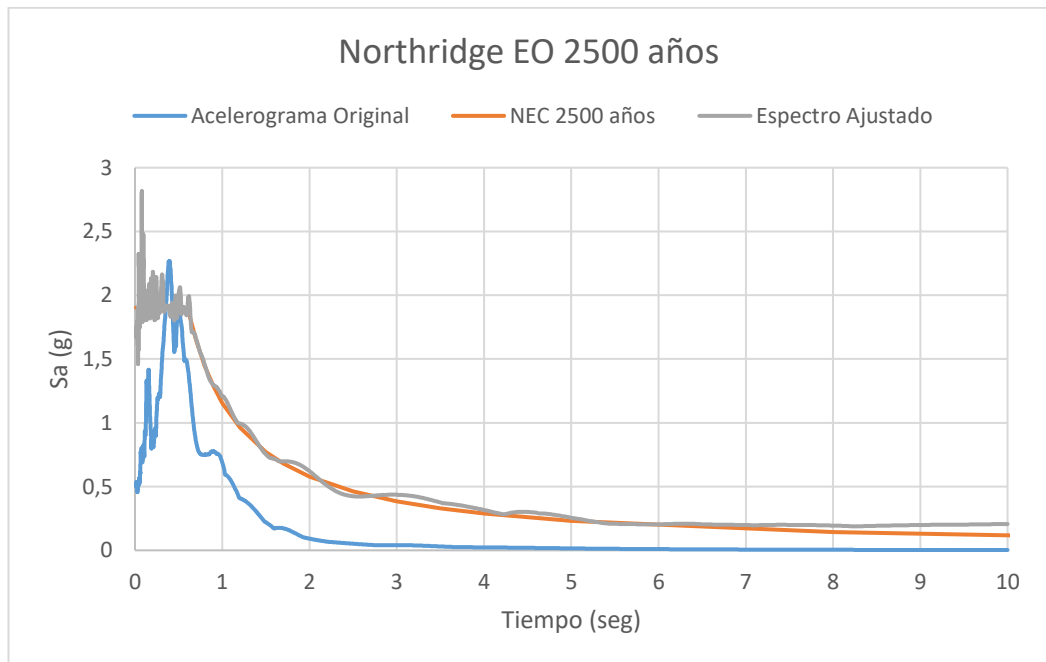


(b) Acelerograma real y ajustado de Norcia E-O

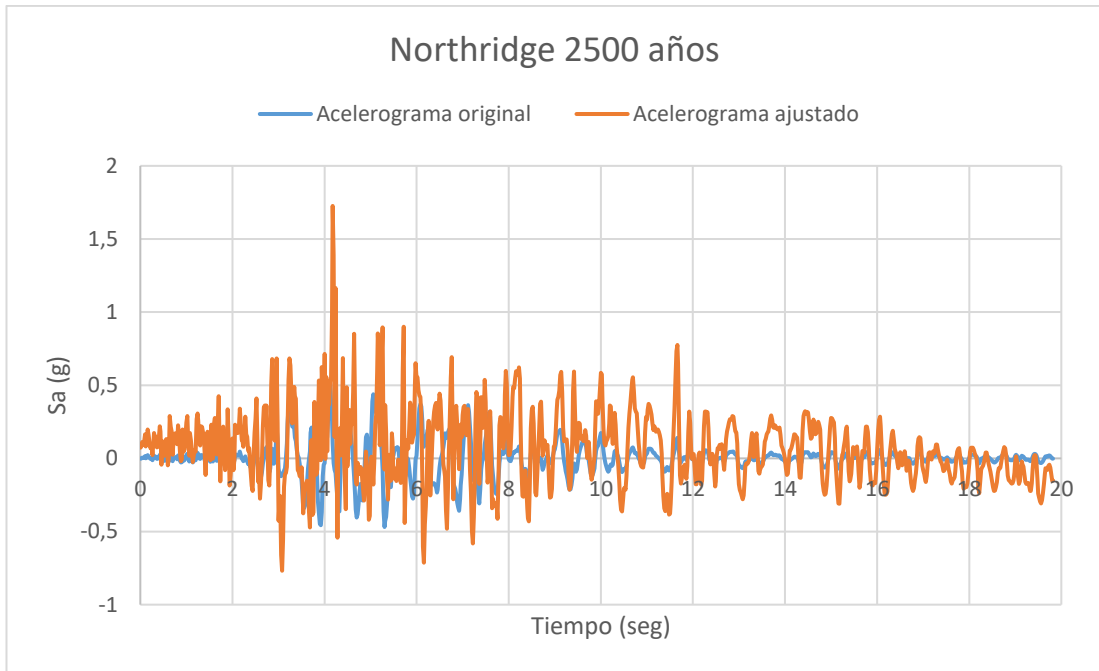
Fuente: Elaboración propia

Northridge

Fig. 72 Ajuste espectral Northridge Este-Oeste a Espectro de 2500 años



(a) Ajuste espectral Northridge E-O a NEC 2500 años

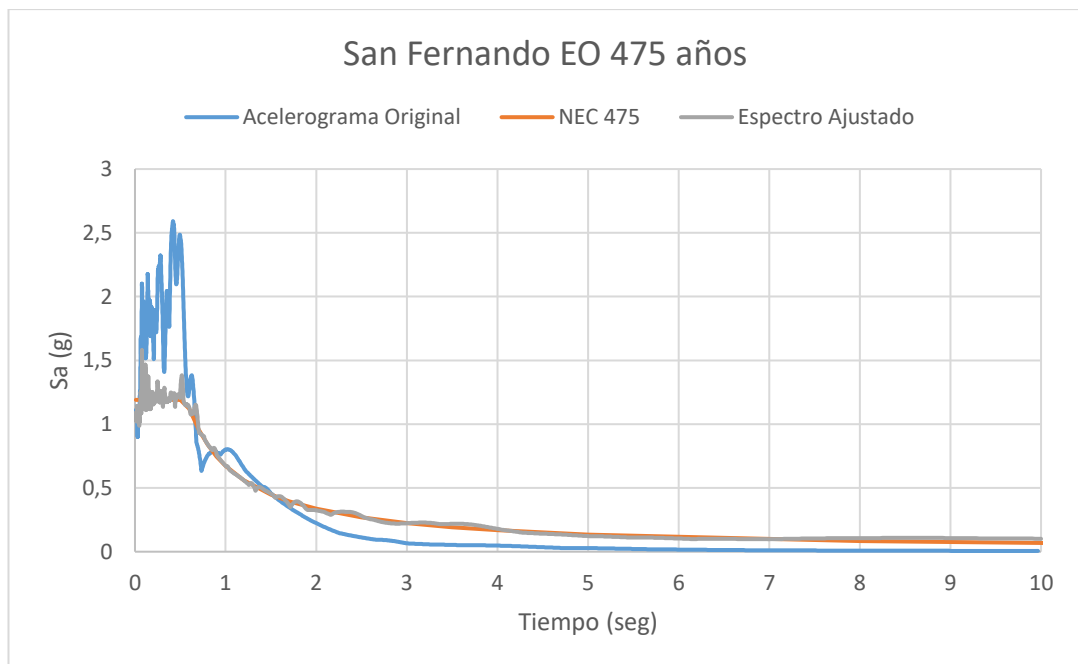


(b) Acelerograma real y ajustado de Northridge E-O

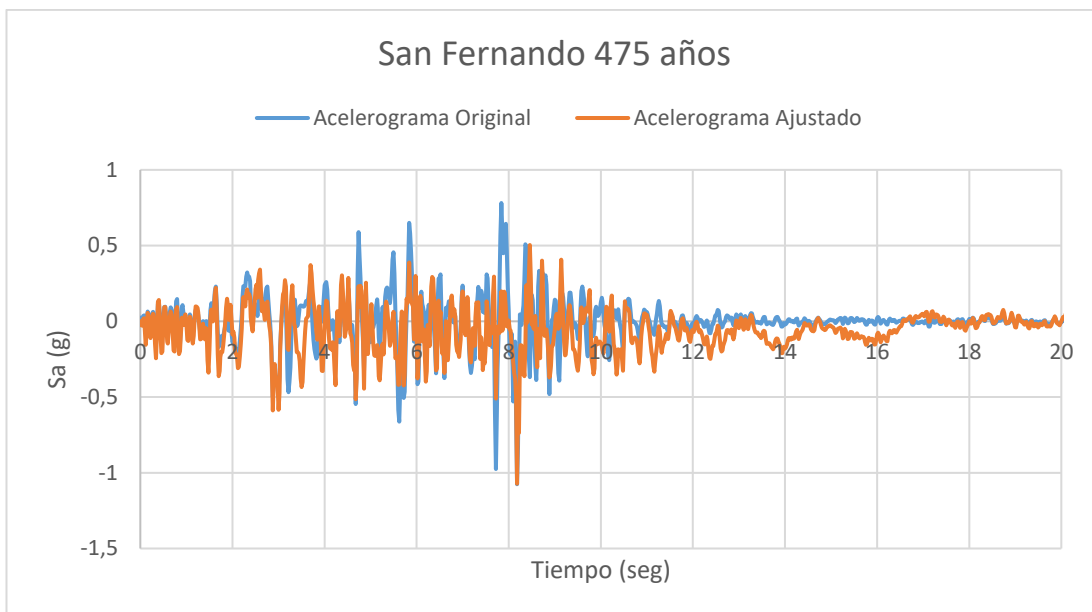
Fuente: Elaboración propia

San Fernando

Fig. 73 Ajuste espectral San Fernando Este-Oeste a Espectro de 475 años



(a) Ajuste espectral San Fernando E-O a NEC 475 años



(b) Acelerograma real y ajustado de Northridge E-O

Fuente: Elaboración propia

ESCALADO ESPECTRAL

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el literal 6.2.2f estipulo que los acelerogramas deben estar escalados de forma que los promedios de las componentes de los espectros de los registros sísmicos no estén por debajo del espectro de diseño entre los periodos $0.2T$ y $1.5T$.

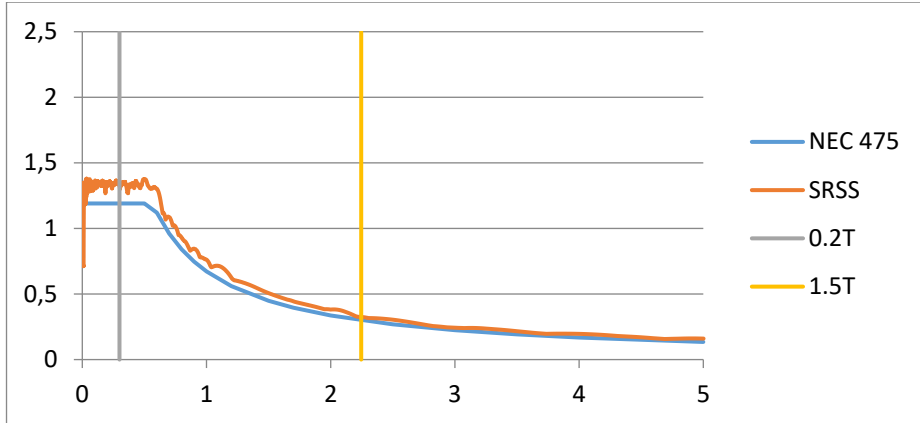
Se ha escalado para todos espectros tanto con el periodo de retorno de 475 años como para para los de 2500 años para los tres eventos sísmicos antes escogidos.

Tabla 29 Escalado espectral

SISMO	ESPECTRO	FACTOR
NORCIA	475 años	0,8
	2500 años	0,8
NORTHRIDGE	475 años	0,8
	2500 años	0,78
SAN FERNANDO	475 años	1,12
	2500 años	1,12

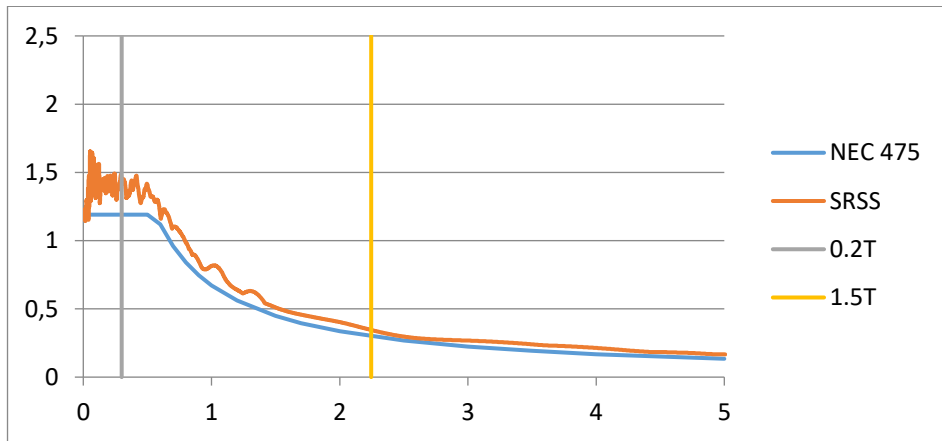
Fuente: Elaboración propia

Fig. 74 Escalado espectral Norcia 475 años



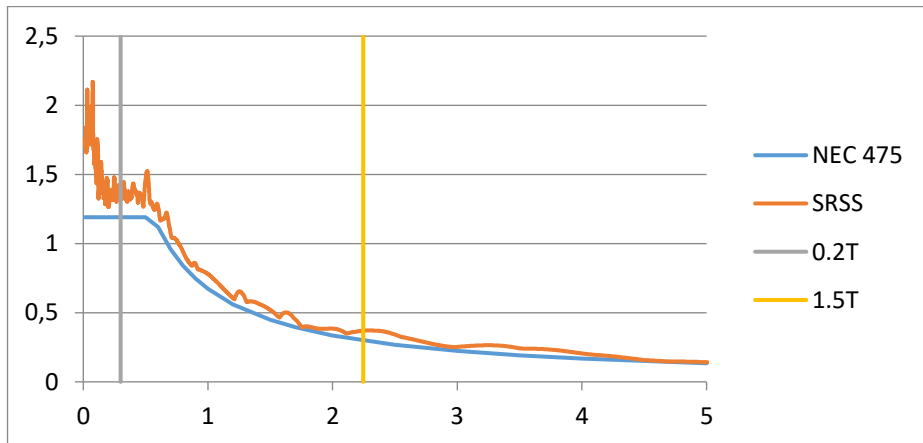
Fuente: Elaboración propia

Fig. 75 Escalado espectral Northridge 475 años



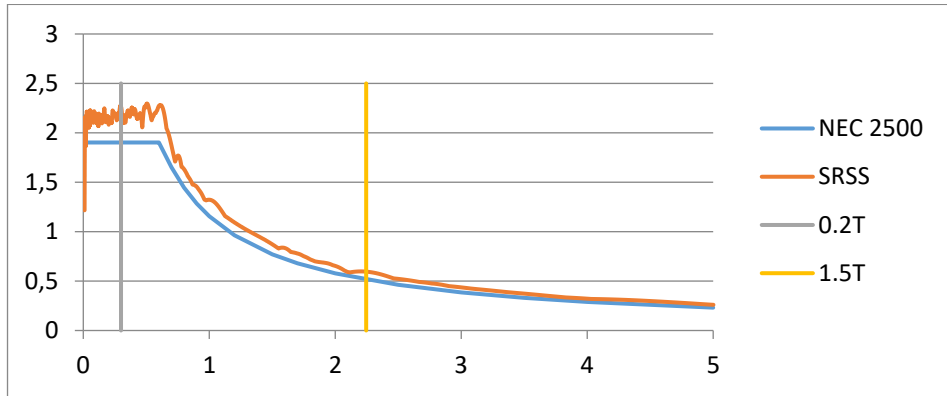
Fuente: Elaboración propia

Fig. 76 Escalado espectral San Fernando 475 años



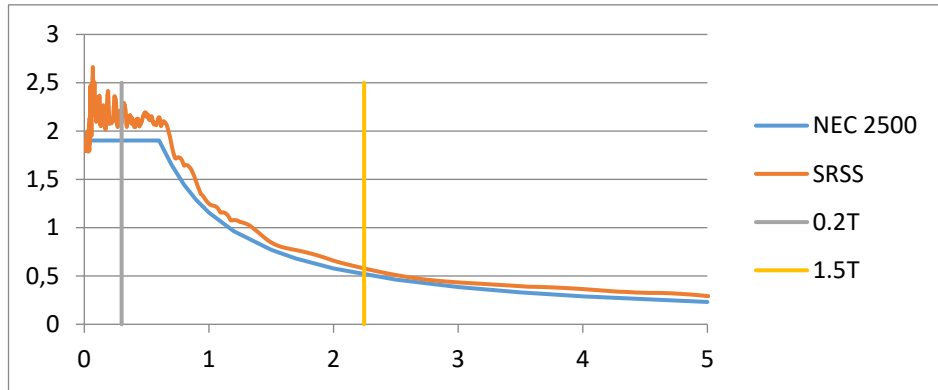
Fuente: Elaboración propia

Fig. 77 Escalado espectral Norcia 2500 años



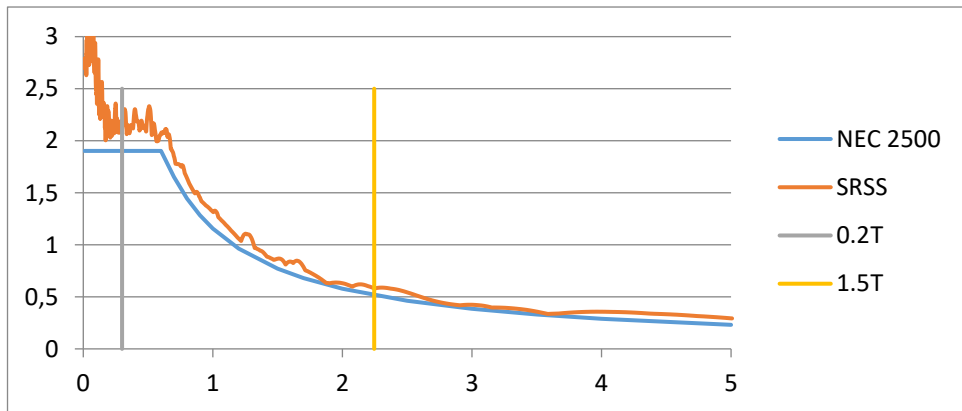
Fuente: Elaboración propia

Fig. 78 Escalado espectral Northridge 2500 años



Fuente: Elaboración propia

Fig. 79 Escalado espectral San Fernando 2500 años



Fuente: Elaboración propia

2.2.4.9. DEFINICIÓN DE FUNCIONES PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO EN EL SOFTWARE

DEFINICIÓN DEL CASO MODAL PARA TIEMPO HISTORIA

Fig. 80 Definición del caso modal Ritz

General

Modal Case Name: Modal [Design...]
Modal Case Sub Type: Ritz [Notes...]
Exclude Objects in this Group: Not Applicable
Mass Source: MsSrc1

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]
 Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)
Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dyn. Par. Ratio, %
Acceleration	UX	0	99
Acceleration	UY	0	99
Acceleration	RZ	0	99

[Add] [Delete]

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 100
Minimum Number of Modes: 1

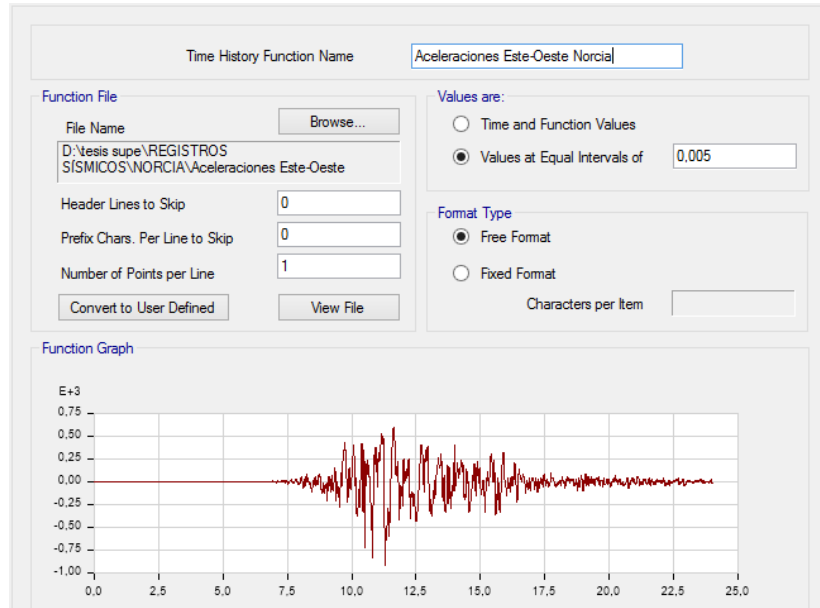
Fuente: ETABS 2016

DEFINICIÓN DE LOS ACELEROGRAMAS EN EL SOFTWARE

Para una mejor eficiencia en el resultado del análisis se ha recortado parte de los acelerogramas ya que la mayor parte de estos registros tienen las aceleraciones más altas en los primeros segundos del mismo, haciendo así un coste computacional innecesario al dejarlo analizar el registro completo.

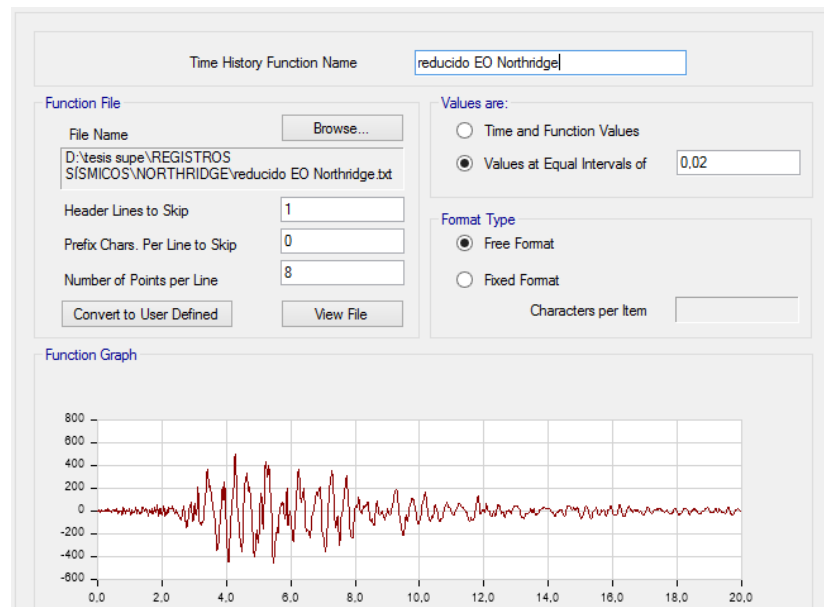
Cabe recalcar que este procedimiento se lo realiza con el fin de disminuir el coste computacional al no realizarse en un ordenador de gran potencia.

Fig. 81 Definición del acelerograma de Norcia (E-O)



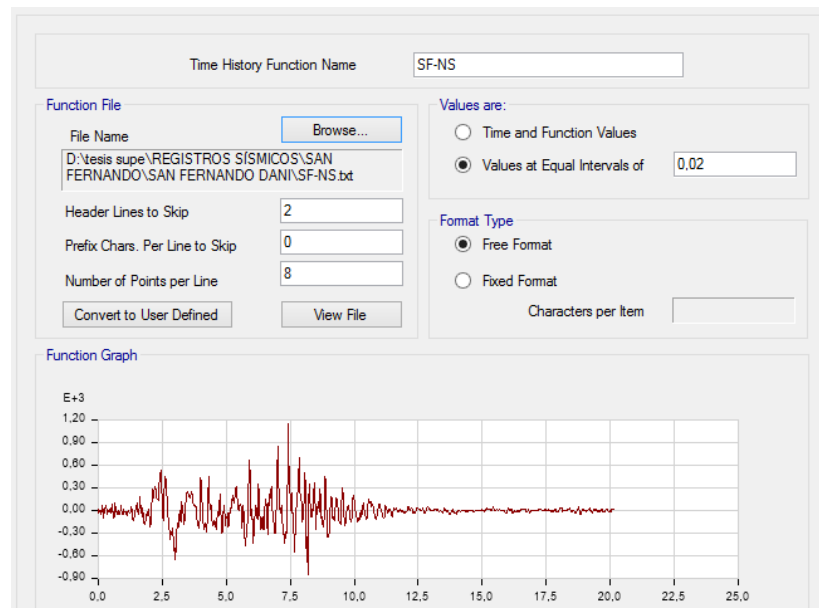
Fuente: ETABS 2016

Fig. 82 Definición del acelerograma de Northridge (E-O)



Fuente: ETABS 2016

Fig. 83 Definición del acelerograma de San Fernando (N-S)

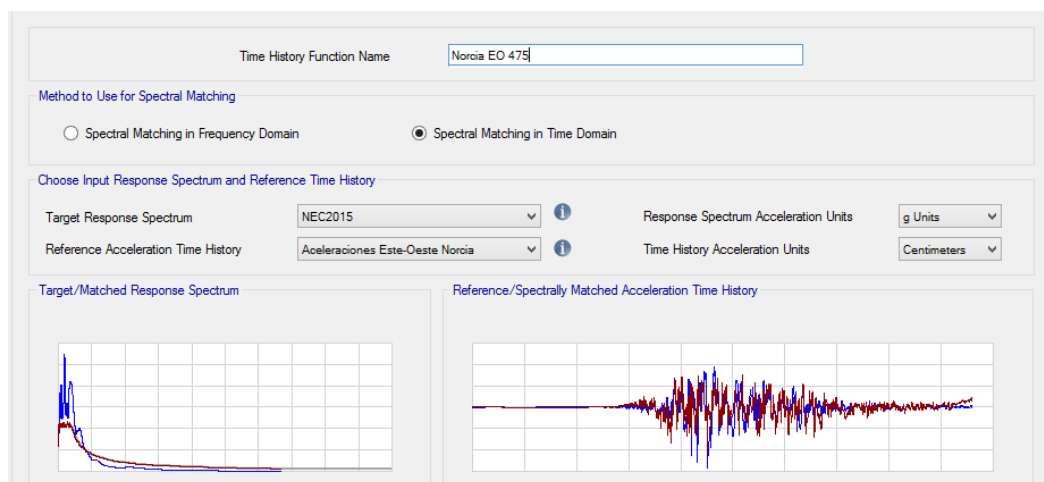


Fuente: ETABS 2016

AJUSTE ESPECTRAL EN EL SOFTWARE

Se realiza el ajuste espectral mediante el software ETABS 2016 por el método de dominio en el tiempo ya que por este método se obtiene valores más discretizados por ende son más exactos y confiables. Esto se realizará para los tres eventos sísmicos, en cada componente y para los periodos de retorno de 475 y 2500 años.

Fig. 84 Ajuste espectral en el software

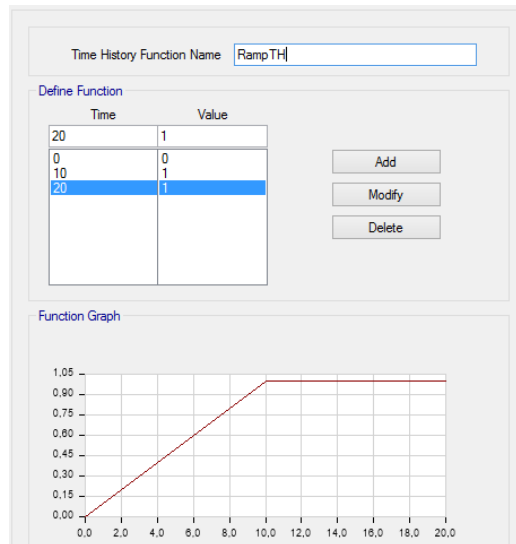


Fuente: ETABS 2016

DEFINICIÓN DE LOS CASOS PARA EL TIEMPO HISTORIA

Rampa gravitacional

Fig. 85 Rampa gravitacional



Fuente: ETABS 2016

Caso Gravitacional para el tiempo historia

Fig. 86 Caso gravitacional

General

Load Case Name: GRAV TH

Load Case Type/Subtype: Time History, Nonlinear Direct Integration

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: [Empty]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Load Pattern	Dead	RampTH	1
Load Pattern	ACM	RampTH	1
Load Pattern	Live	RampTH	0.25

Buttons: Add, Delete, Advanced

Other Parameters

Geometric Nonlinearity Option: None

Number of Output Time Steps: 200

Output Time Step Size: 0.1 sec

Damping: Mass: 0.2138; Stiff: 0.0022; Modal: No

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor

Nonlinear Parameters: Default

Fuente: ETABS 2016

Fig. 87. Coeficientes proporcionales a la Masa

Case	Period (sec)	Frequency (cyc/sec)	Damping
First	1,497		0,03
Second	0,266		0,03

El coeficiente proporcional a la masa se obtiene mediante el periodo base de la estructura y el periodo cuando se acumula el 90% de la masa en los dos sentidos, esto se utiliza para cada uno de los casos de tiempo historia.

Fuente: ETABS 2016

Norcia Este-Oeste 475 años

Fig. 88. Norcia Este – Oeste 475 años

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	NORCIA EO 475	7,848

Fuente: ETABS 2016

Norcia Norte - Sur 475 años

Fig. 89 Norcia Norte - Sur 475 años

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type/Subtype: Time History Nonlinear Direct Integration Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: GRAV TH

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NORCIA NS 475	7,848

Add Delete Advanced

Other Parameters

Geometric Nonlinearity Option: None

Number of Output Time Steps: 9600

Output Time Step Size: 0,0025 sec

Damping: Mass: 0,2138; Stiff: 0,0022; Modal: No Modify/Show...

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Fuente: ETABS 2016

Northridge Este - Oeste 475 años

Fig. 90 Northridge Este - Oeste 475 años

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type/Subtype: Time History Nonlinear Direct Integration Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: GRAV TH

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	NORTHTRIDGE EO ...	7,8454

Add Delete Advanced

Other Parameters

Geometric Nonlinearity Option: None

Number of Output Time Steps: 2000

Output Time Step Size: 0,01 sec

Damping: Mass: 0,257; Stiff: 0,0026; Modal: No Modify/Show...

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Fuente: ETABS 2016

Northridge Norte- Sur 475 años

Fig. 91 Northridge Norte- Sur 475 años

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type/Subtype: Time History Nonlinear Direct Integration Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: GRAV TH

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	NORTHRIDGE NS ...	7,8454

Add Delete Advanced

Other Parameters

Geometric Nonlinearity Option: None

Number of Output Time Steps: 2000

Output Time Step Size: 0,01 sec

Damping: Mass: 0,257; Stiff: 0,0026; Modal: No Modify/Show...

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Fuente: ETABS 2016

San Fernando Este-Oeste 475 años

Fig. 92 San Fernando Este-Oeste 475 años

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type/Subtype: Time History Nonlinear Direct Integration Notes...

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	SF EO 475	10,9812

Add Delete Advanced

Other Parameters

Geometric Nonlinearity Option: None

Number of Output Time Steps: 2048

Output Time Step Size: 0,01 sec

Damping: Mass: 0,257; Stiff: 0,0026; Modal: No Modify/Show...

Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Fuente: ETABS 2016

San Fernando Norte - Sur 475 años

Fig. 93 San Fernando Norte - Sur 475 años

The screenshot displays the 'General' and 'Initial Conditions' panels of the ETABS 2016 software. The 'General' panel includes fields for 'Load Case Name' (SF NS 475), 'Load Case Type/Subtype' (Time History), 'Exclude Objects in this Group' (Not Applicable), and 'Mass Source' (Previous). The 'Initial Conditions' panel shows 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' selected. The 'Loads Applied' table lists one load: Acceleration (U1) with a function of SF EO 475 and a scale factor of 10.9813. The 'Other Parameters' panel shows 'Geometric Nonlinearity Option' set to None, 'Number of Output Time Steps' as 2048, 'Output Time Step Size' as 0.01 sec, and 'Damping' parameters (Mass: 0.257, Stiff: 0.0026, Modal: No).

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	SF EO 475	10.9813

Fuente: ETABS 2016

2.2.4.10. DISEÑO DEL AMORTIGUADOR VISCOELÁSTICO

Para realizar el diseño del amortiguador viscoelástico se utilizarán las fórmulas que se detallan en el primer capítulo del presente proyecto experimental.

El periodo del primer modo de vibración de la estructura sin disipación de energía es 1,497 segundos, entonces su frecuencia es:

$$w = \frac{2\pi}{1.497 \text{ seg}}$$

$$w = 4.197 \text{ rad/seg}$$

El peso de la estructura completa (peso de los elementos estructurales) es de 2121.82 toneladas, por lo que la masa de la estructura es:

$$m = \frac{2121.82 \text{ Ton}}{9.81 \text{ m/s}^2}$$

$$m = 216.29 \text{ Ton} * \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

El factor de amortiguamiento de la estructura dado por el espectro de respuesta que hemos utilizado es del 5%.

$$k = w^2 * m$$

$$k = 4.197^2 * 216.29$$

$$k = 3809.91 \text{ Ton/m}$$

$$c = 2 * \zeta * w * m$$

$$c = 2 * 0.05 * 4.197 * 216.29$$

$$c = 90.78 \text{ Ton s/m}$$

Según la geometría de la estructura se procede a calcular el ángulo de inclinación del amortiguador.

$$\theta = \tan^{-1} \frac{2.8}{5.5}$$

$$\theta = 26.98^\circ$$

Mediante las curvas de las figuras 28 y 29 se obtendrá los valores de G' y G'' respectivamente y seguido se calculará el factor de pérdida del amortiguador.

$$G' = 0.19 \text{ ksi} = 133.18 \text{ Ton/m}^2$$

$$G'' = 0.21 \text{ ksi} = 147.64 \text{ Ton/m}^2$$

$$\eta = \frac{G''(w)}{G'(w)}$$

$$\eta = \frac{0.21}{0.19}$$

$$\eta = 1.11$$

Para calcular la rigidez del amortiguador se considera que tiene un amortiguamiento adicional del 20%

$$k' = \frac{2 * \zeta}{\eta - 2\zeta} * k$$

$$k' = \frac{2 * 0.2}{1.11 - 2 * 0.2} * 3809.91$$

$$k' = 2146.43 \text{ Ton/m}$$

El espesor de la capa de material viscoelástico se tomará de 2 centímetros, pero por su composición como se indica en la figura 25, se debe tomar dos veces el espesor para el cálculo del área.

$$A = \frac{k' * h}{G'}$$

$$A = \frac{2146.43 * 0.04}{133.18}$$

$$A = 0.645 \text{ m}^2$$

Coefficiente de amortiguamiento del disipador

$$c' = \frac{G'' * A}{w * h}$$

$$c' = \frac{147.64 * 0.645}{4.197 * 0.04}$$

$$c' = 567.24 \text{ Ton s/m}$$

Con estos datos podemos obtener los datos resultantes del comportamiento del amortiguador, pero ya que se colocarán de forma diagonal entre los pórticos, debemos obtener los resultados de la componente x así:

$$k'x = k' * \cos^2 \theta = 2146.43 * \cos^2 26.98^\circ = 1704.64 \text{ Ton/m}$$

$$c'x = c' * \cos^2 \theta = 567.24 * \cos^2 26.98^\circ = 450.49 \text{ Ton s/m}$$

Tabla 30 Valores para todos los pórticos de la estructura

ALTURA	ANCHO	k'x	c'x
2,8 m	5,5 m	1704,64	450,49
2,8 m	5 m	1633,97	431,81
3,2 m	5,5 m	1603,65	423,80
3,2 m	5 m	1522,70	402,40

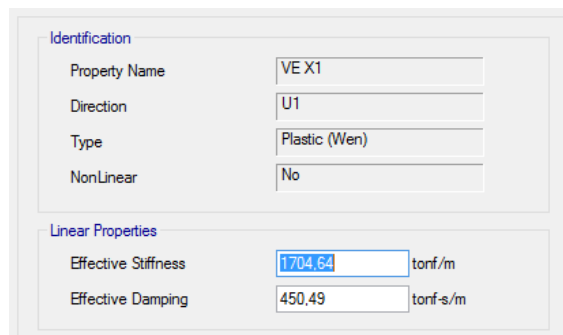
Fuente: Elaboración propia

2.2.4.11. DEFINICIÓN DE LAS PROPIEDADES DEL AMORTIGUADOR EN EL SOFTWARE

El software ETABS 2016 nos ayuda mediante el elemento tipo “Link” modelar este tipo de disipador para ingresar sus características y comportamiento.

El software nos permite ingresar los datos del coeficiente de rigidez efectivo (k') y el coeficiente de amortiguamiento viscoso (c'), para este proyecto se considera que el amortiguador trabaje con las fuerzas laterales que se producen en un sismo, es decir se ingresarán los datos en la dirección x.

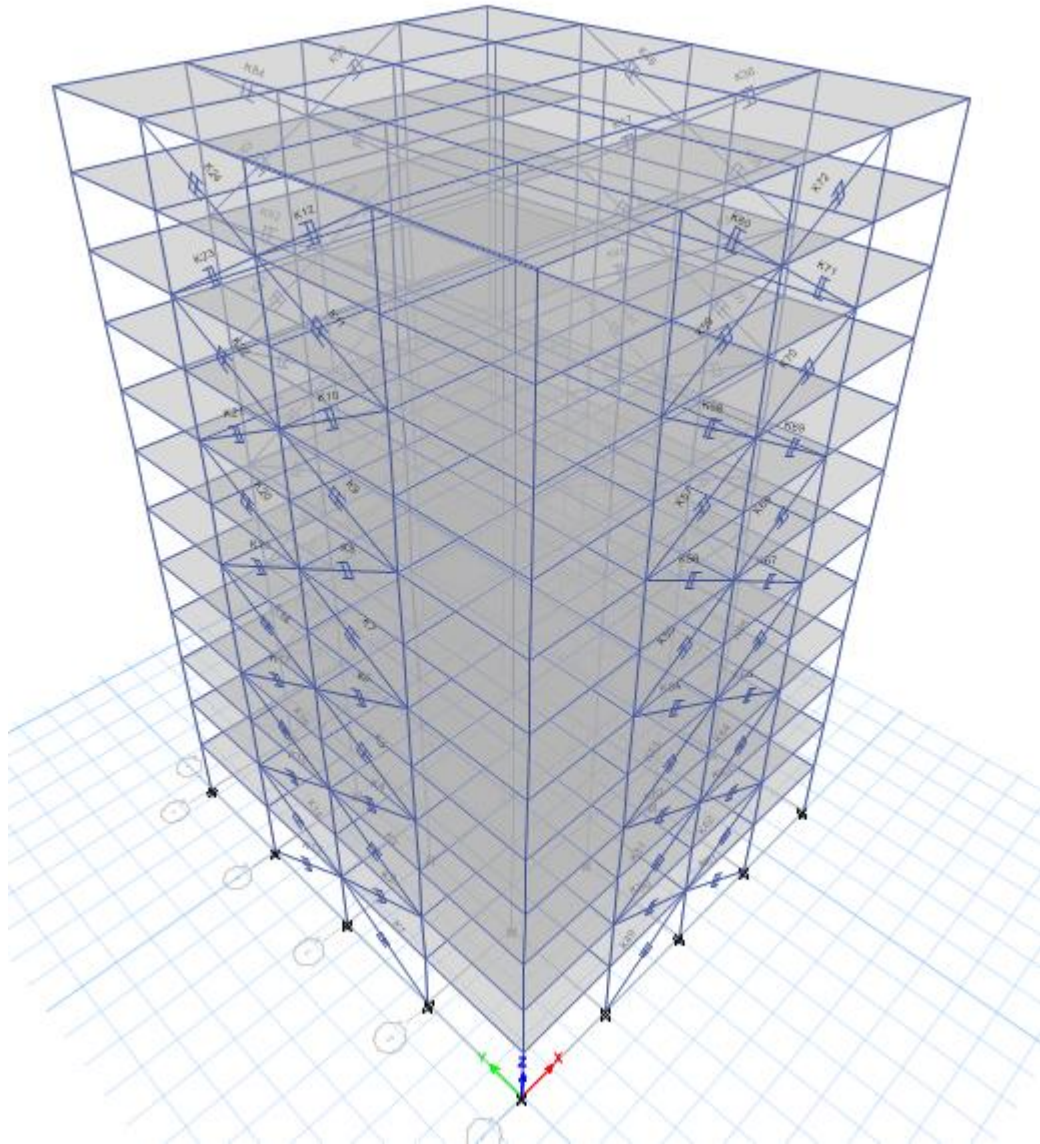
Fig. 94. Definición de las propiedades del amortiguador mediante el elemento Link



The screenshot shows the 'Link' element properties dialog box in ETABS 2016. It is divided into two sections: 'Identification' and 'Linear Properties'. In the 'Identification' section, the 'Property Name' is 'VE X1', 'Direction' is 'U1', 'Type' is 'Plastic (Wen)', and 'NonLinear' is 'No'. In the 'Linear Properties' section, 'Effective Stiffness' is '1704.64 tonf/m' and 'Effective Damping' is '450.49 tonf-s/m'.

Fuente: ETABS 2016

Fig. 95. Posicionamiento de los amortiguadores en el modelo



Fuente: ETABS 2016

CAPITULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

3.1.1. CHEQUEOS LINEALES SEGÚN NEC-SE-DS

3.1.1.1. PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción nos indica que el periodo del primer modo de vibración de la estructura no debe ser mayor al 30% del periodo T_a .

Fig. 96 Periodo T_a de la Estructura

DATOS PARA V	
Z (g)	0,4
I	1,3
R	8
Φ_p	1
Φ_e	1
Ct	0,055
α	0,9
hn (m)	34
η	2,48
Fa	1,2
Fd	1,11
Fs	1,11
r	1
Tc	0,5647
To	0,1027
T	1,3143
Sa(T)	0,5115
V	0,0831
k	1,407

Fuente: Elaboración propia

$$1.3 * T_a = 1.3 * 1.3143 \text{ seg} = 1.709 \text{ seg}$$

Fig. 97 Periodo fundamental de la Estructura

Modal Periods and Frequencies						
	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	Circular Frequency	Eigenvalue rad ² /sec ²
▶	Modal	1	1,112	0,899	5,6509	31,9332
	Modal	2	1,091	0,917	5,7593	33,1694
	Modal	3	0,979	1,022	6,4189	41,2016

Fuente: ETABS 2016

→ 1.112 seg < 1.709 seg CUMPLE

3.1.1.2.VERIFICACIÓN DE TORSIÓN EN PLANTA

Para que una estructura se comporte de la manera adecuada se debe tomar en cuenta que tanto el primer modo de vibración como el segundo deben ser traslacionales, mientras que el tercer modo de vibración debe ser rotacional.

Esto se comprueba en los dos primeros modos de vibración donde el porcentaje de torsión no debe exceder el 30%.

Tabla 31 Participación modal de la masa de la estructura

Modo	Periodo	UX	UY	RZ	% TORSIÓN	M Vibración
1	1,112	0,0001	0,8042	0,0009	0,11%	Traslacional
2	1,091	0,8071	0,0001	0,0011	0,14%	Traslacional
3	0,979	0,0011	0,0009	0,8111	73736%	Rotacional

Fuente: Elaboración propia

1er Modo

$$\%Torsión = \left(\frac{0.0009}{0.8042} \right) * 100 = 0.11\% < 30\% \text{ CUMPLE}$$

2do Modo

$$\%Torsión = \left(\frac{0.0011}{0.8071} \right) * 100 = 0.14\% < 30\% \text{ CUMPLE}$$

3.1.1.3.ACUMULACIÓN DE MASA

Se debe verificar en qué modo de vibración se acumula el 90% de la masa para los dos sentidos.

Tabla 32 Acumulación de la masa

Modo	Periodo	SUM X	SUM Y
3	0,979	0,8083	0,8052
4	0,36	0,8083	0,905
5	0,355	0,9088	0,905

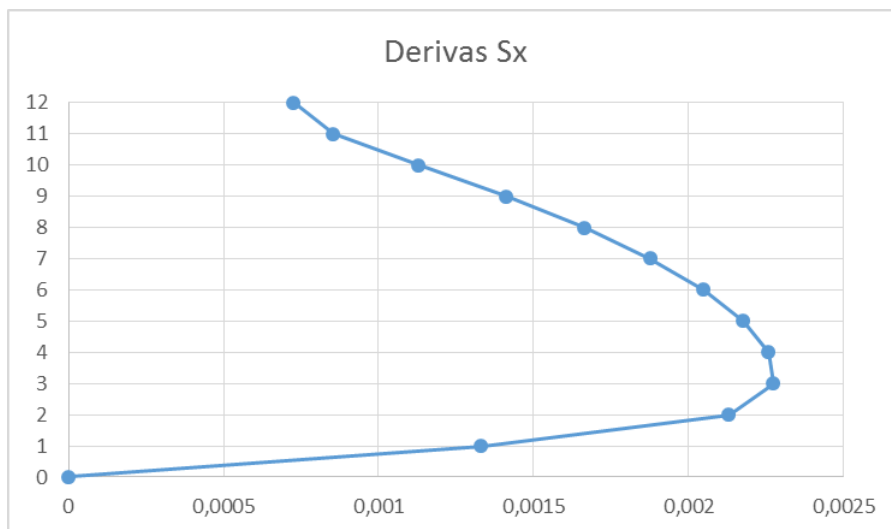
Fuente: Elaboración propia

3.1.1.4.DERIVAS DE PISO

Según la NEC-SE-DS ninguna deriva debe sobrepasar el límite del 2% para estructuras de hormigón armado.

DERIVA SISMO EN X

Fig. 98 Deriva Sx



Fuente: ETABS 2016

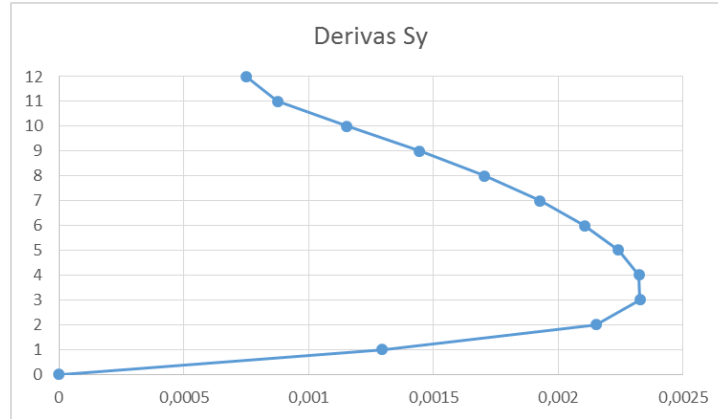
$$\Delta M = 0.75 * \Delta E * R$$

$$\Delta M = 0.75 * 0.002273 * 8$$

$$\Delta M = 0.013638 = 1.36\% < 2\% \text{ CUMPLE}$$

DERIVA SISMO EN Y

Fig. 99 Deriva Sy



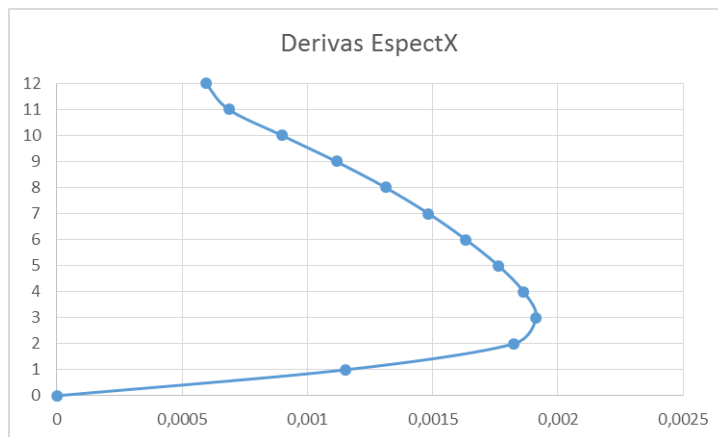
Fuente: ETABS 2016

$$\Delta M = 0.75 * 0.002328 * 8$$

$$\Delta M = 0.01396 = 1.40\% < 2\% \text{ CUMPLE}$$

DERIVA ESPECTRO EN X

Fig. 100 Deriva EspectX



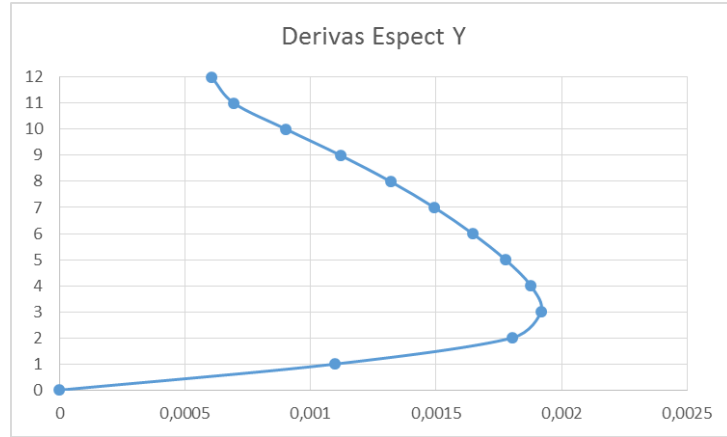
Fuente: ETABS 2016

$$\Delta M = 0.75 * 0.001913 * 8$$

$$\Delta M = 0.011478 = 1.14\% < 2\% \text{ CUMPLE}$$

DERIVA ESPECTRO EN Y

Fig. 101 Deriva EspectY



Fuente: ETABS 2016

$$\Delta M = 0.75 * 0.001917 * 8$$

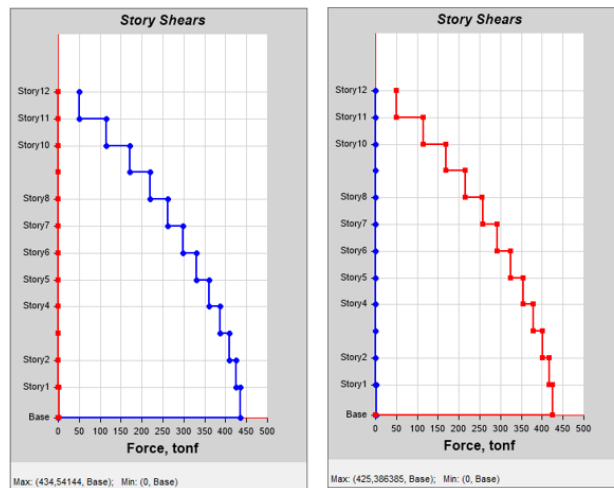
$$\Delta M = 0.011502 = 1.15\% < 2\% \text{ CUMPLE}$$

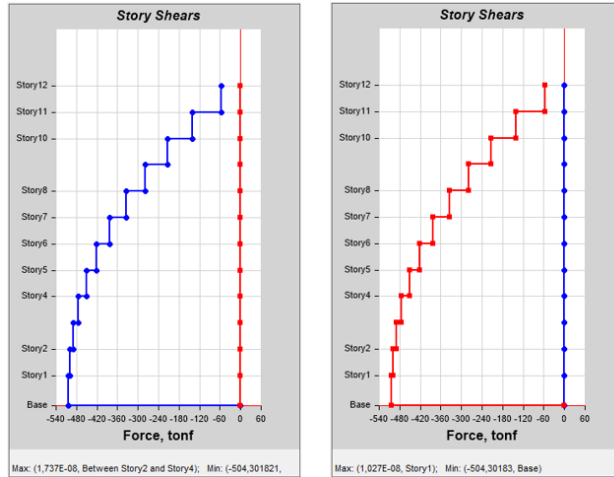
3.1.1.5.VALIDACIÓN DEL ANÁLISIS DINÁMICO

Se verifica que el cortante basal del análisis dinámico sea por lo menos el 80% (para estructuras regulares) del cortante basal del análisis estático.

$$V \text{ Dinámico} \geq 80\% V \text{ Estático}$$

Fig. 102 Cortante basal en los casos Sx, Sy, Espectx y Especty





Fuente: ETABS 2016

Tabla 33 Validación del análisis dinámico

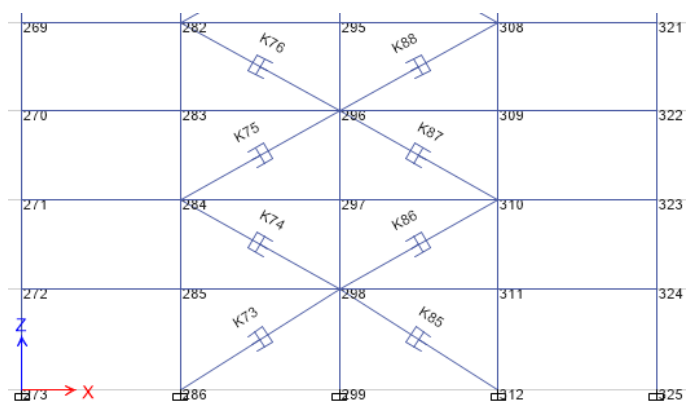
CASO	Valor (tonf)	VD/VE	%
Sx	504,3	0,86166964	86,17%
EspectX	434,54		
Sy	504,3	0,84352568	84,35%
EspectY	425,39		

Fuente: Elaboración propia

3.1.2. COMPARACIÓN DEL COMPORTAMIENTO LINEAL DE LA ESTRUCTURA CON Y SIN AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS.

Para realizar este paso, una vez dibujado en el modelo los amortiguadores viscoelásticos tal y como se muestra en el capítulo 2 del presente trabajo investigativo, se procede a verificar los desplazamientos y derivas que este produce para poder comprobar el comportamiento y la ayuda que le da al sistema en el rango lineal.

Fig. 103 Vista en planta de la predisposición de los amortiguadores viscoelásticos

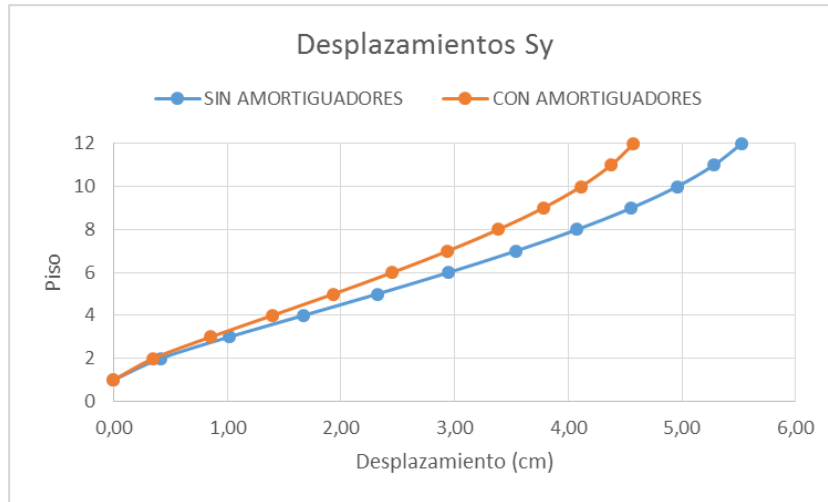


Fuente: Elaboración propia

3.1.2.1. COMPARACIÓN DE DEFORMACIONES LATERALES DESPLAZAMIENTO SY

El mayor desplazamiento en el rango lineal que teníamos en el modelo de la estructura bajo el caso de carga de sismo en Y, era de 5,53 centímetros para la planta 12, mientras que en el caso de la estructura con amortiguadores viscoelásticos es de 4,52 centímetros, reduciendo 1 centímetro del desplazamiento máximo en planta.

Fig. 104 Comparación de las deformaciones en Y de la estructura con amortiguadores y sin amortiguadores.

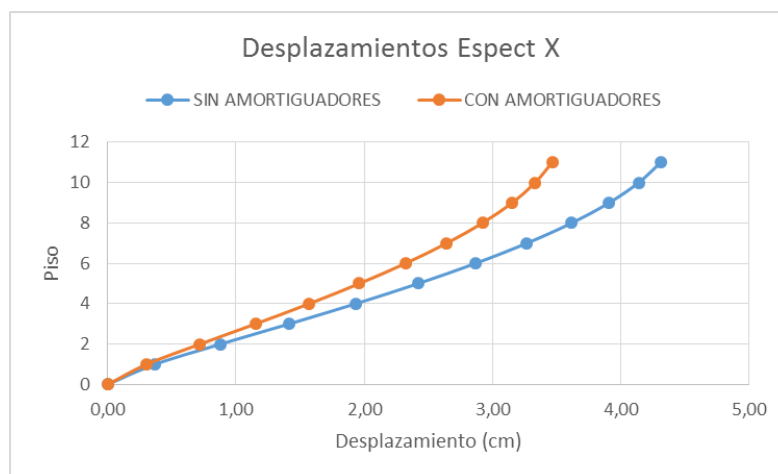


Fuente: Elaboración propia

DESPLAZAMIENTO ESPECT X

El mayor desplazamiento en el rango lineal que teníamos en el modelo de la estructura bajo el caso de carga espectral en X, era de 4,31 centímetros para la planta 12, mientras que en el caso de la estructura con amortiguadores viscoelásticos es de 3,46 centímetros, reduciendo 0,85 centímetros del desplazamiento máximo en planta.

Fig. 105 Comparación de las deformaciones en X de la estructura con amortiguadores y sin amortiguadores.



Fuente: Elaboración propia

Si comparamos los datos expresados en la tabla 34 nos fijamos que el desplazamiento máximo de la estructura sin amortiguadores es de 5,53 cm y el desplazamiento máximo de la estructura con amortiguadores es de 4,52 cm.

Tabla 34 Desplazamientos laterales de planta.

DESPLAZAMIENTOS (cm)								
PISO	SIN AMORTIGUADORES				CON AMORTIGUADORES			
	SX	SY	ESPECT X	ESPECT Y	SX	SY	ESPECT X	ESPECT Y
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,43	0,41	0,37	0,35	0,36	0,35	0,30	0,29
3	1,02	1,02	0,88	0,86	0,86	0,85	0,72	0,69
4	1,66	1,67	1,41	1,39	1,40	1,40	1,15	1,12
5	2,29	2,32	1,93	1,91	1,92	1,93	1,57	1,53
6	2,90	2,95	2,42	2,40	2,43	2,45	1,96	1,92
7	3,47	3,54	2,87	2,85	2,91	2,94	2,32	2,27
8	4,00	4,08	3,27	3,26	3,34	3,38	2,64	2,59
9	4,46	4,55	3,62	3,61	3,73	3,78	2,92	2,86
10	4,86	4,96	3,91	3,90	4,06	4,11	3,15	3,09
11	5,18	5,28	4,14	4,13	4,32	4,38	3,33	3,27
12	5,42	5,53	4,31	4,30	4,52	4,58	3,46	3,40

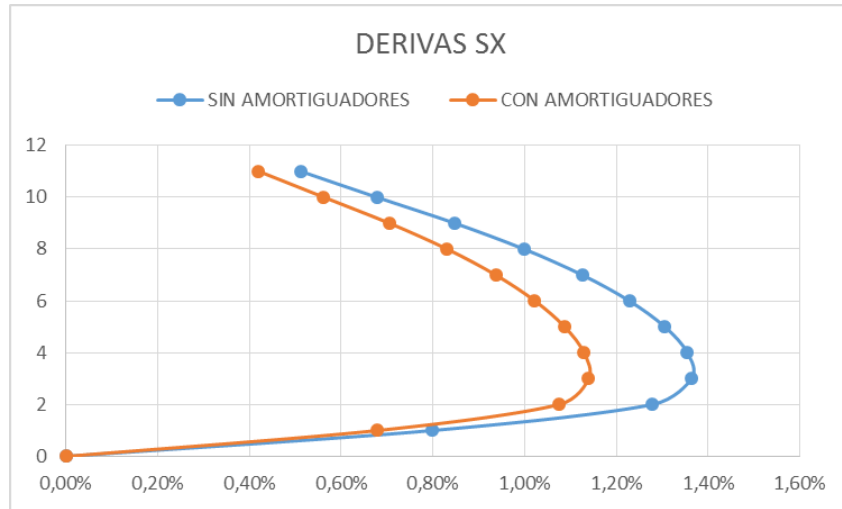
Fuente: Elaboración propia

3.1.2.2.COMPARACIÓN DE DERIVAS DE PISO

DERIVAS DE PISO SX

La mayor deriva de piso en el rango lineal que teníamos en el modelo de la estructura bajo el caso de carga de sismo en X, era de 1,36% para la planta 3, mientras que en el caso de la estructura con amortiguadores viscoelásticos es de 1,14%, reduciendo 0,22% de la deriva de piso máxima.

Fig. 106 Comparación de las deformaciones en Y de la estructura con amortiguadores y sin amortiguadores.

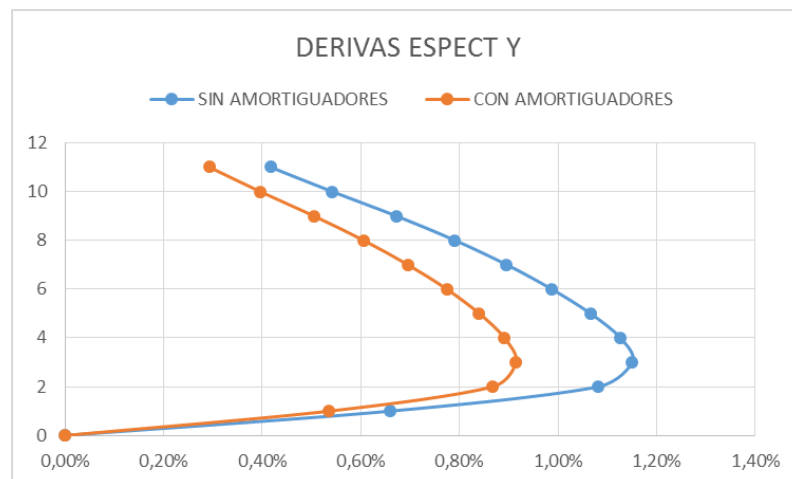


Fuente: Elaboración propia

DESPLAZAMIENTO ESPECT Y

La mayor deriva de piso en el rango lineal que teníamos en el modelo de la estructura bajo el caso de carga espectral en Y, era de 1,15% para la planta 3, mientras que en el caso de la estructura con amortiguadores viscoelásticos es de 0.91%, reduciendo 0,24% de la deriva de piso máxima.

Fig. 107 Comparación de las deformaciones en X de la estructura con amortiguadores y sin amortiguadores.



Fuente: Elaboración propia

Si comparamos los datos expresados en la tabla 35 nos fijamos que la deriva máxima de la estructura sin amortiguadores es de 1.40% y la deriva máxima de la estructura con amortiguadores es de 1.16%

Tabla 35 Derivas de piso para los casos lineales

PISO	DERIVAS DE PISO (%)							
	SIN AMORTIGUADORES				CON AMORTIGUADORES			
	SX	SY	ESPECT X	ESPECT Y	SX	SY	ESPECT X	ESPECT Y
0	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%	0,00%
1	0,80%	0,78%	0,69%	0,66%	0,68%	0,66%	0,57%	0,54%
2	1,28%	1,29%	1,10%	1,08%	1,07%	1,08%	0,89%	0,87%
3	1,36%	1,40%	1,15%	1,15%	1,14%	1,16%	0,93%	0,91%
4	1,35%	1,39%	1,12%	1,13%	1,13%	1,15%	0,90%	0,89%
5	1,31%	1,34%	1,06%	1,07%	1,09%	1,11%	0,85%	0,84%
6	1,23%	1,26%	0,98%	0,99%	1,02%	1,04%	0,78%	0,77%
7	1,13%	1,16%	0,89%	0,90%	0,94%	0,95%	0,71%	0,70%
8	1,00%	1,02%	0,79%	0,79%	0,83%	0,84%	0,62%	0,61%
9	0,85%	0,87%	0,67%	0,67%	0,70%	0,71%	0,51%	0,50%
10	0,68%	0,69%	0,54%	0,54%	0,56%	0,57%	0,41%	0,40%
11	0,51%	0,53%	0,41%	0,42%	0,42%	0,43%	0,30%	0,29%
12	0,44%	0,45%	0,36%	0,36%	0,35%	0,36%	0,24%	0,24%

Fuente: Elaboración propia

3.1.3. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

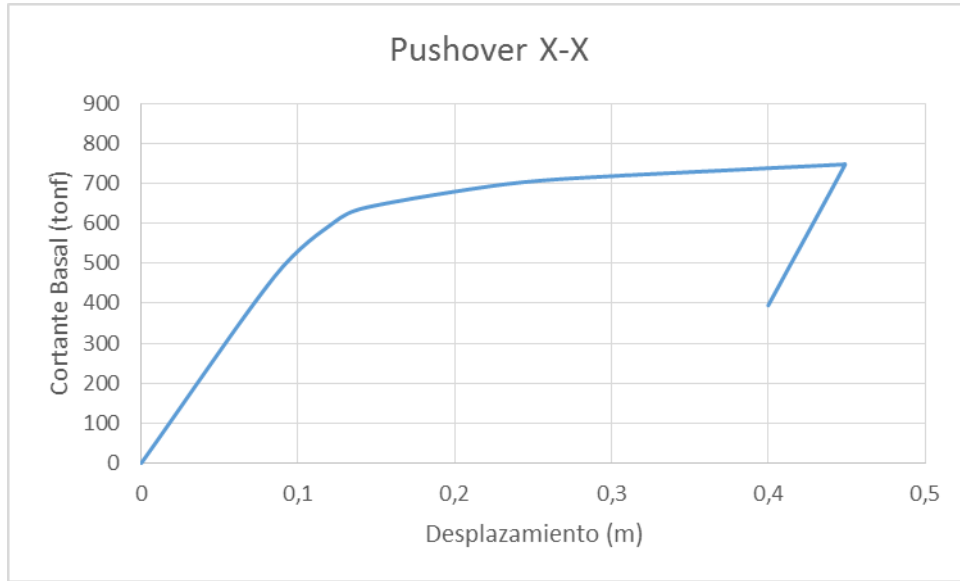
Para realizar el análisis no lineal estático se procedió a realizar los pasos especificados en el capítulo I del presente proyecto, primero analizando la estructura sin amortiguadores y verificando el nivel de desempeño del mismo, luego se procedió a analizar la estructura con los amortiguadores integrados para posteriormente realizar una comparación de los dos análisis.

3.1.3.1. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA SIN AMORTIGUADORES.

La metodología ocupada para realizar este análisis es el especificado en el capítulo I del presente trabajo de titulación, la estructura se controló hasta 1.36 metros que es el 4% de la altura total de la edificación. También se sometió a la estructura a cargas espectrales estáticas con un coeficiente basal de 0.0982 y un coeficiente k de 1.306.

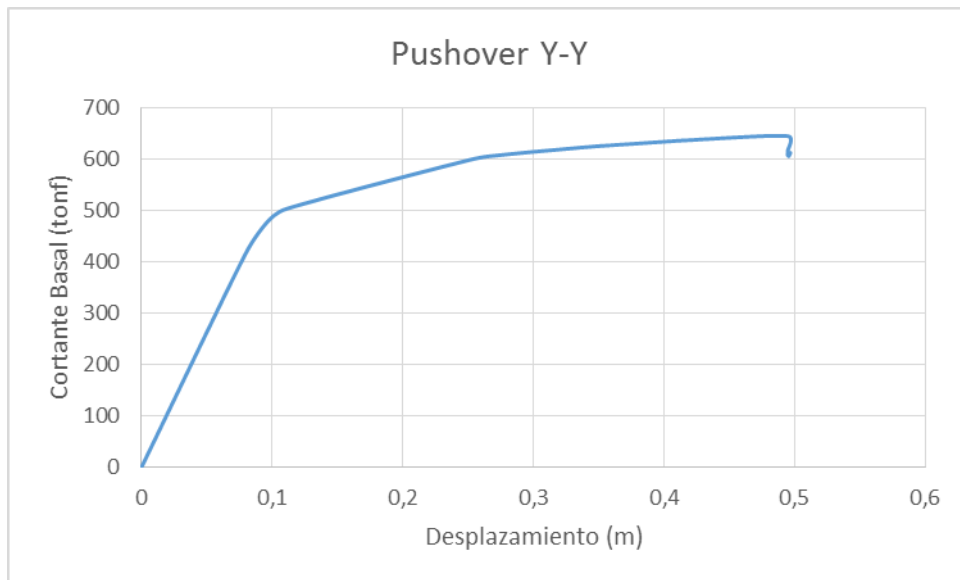
Para el análisis no lineal estático (Pushover) de la estructura sin amortiguadores se alcanzó las siguientes curvas de capacidad:

Fig. 108. Curva de capacidad en sentido X.



Fuente: Elaboración propia

Fig. 109 Curva de capacidad en sentido Y.

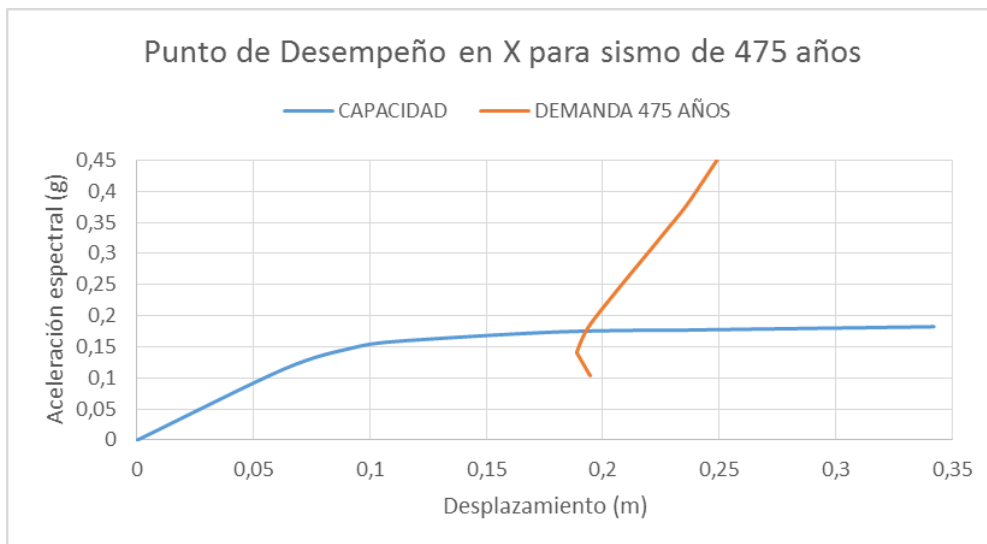


Fuente: Elaboración propia

Para calcular el punto de desempeño de la estructura se utilizó el método de la linealización equivalente especificada en el FEMA 440 [25]

PUNTO DE DESEMPEÑO EN X PARA 475 AÑOS

Fig. 110 Punto de desempeño para el sismo de 475 años en el sentido X.

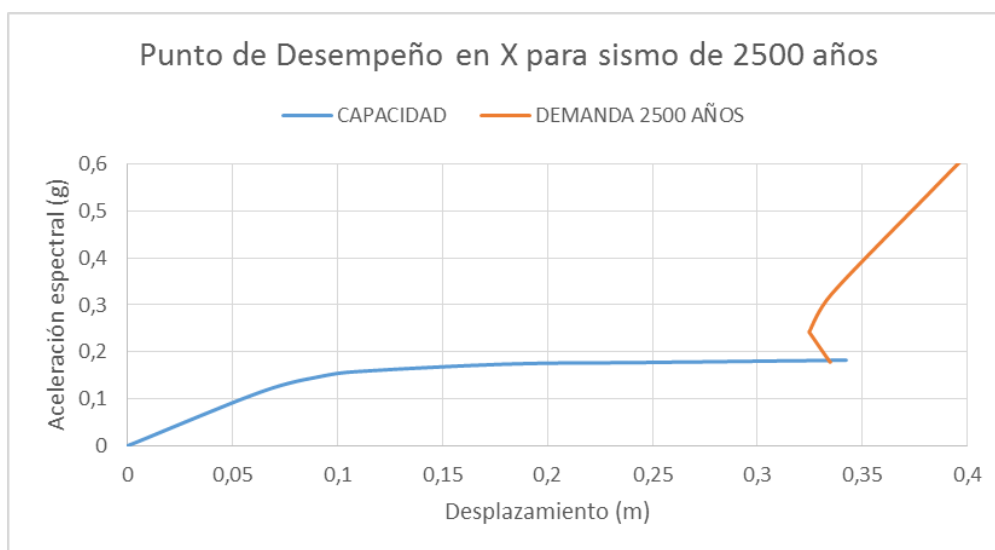


Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño de la estructura en el sentido X para un sismo raro de 475 años se lo encontró con una aceleración espectral de 0.1745 g y un desplazamiento de 0.1932 m, resultando así en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

PUNTO DE DESEMPEÑO EN X PARA 2500 AÑOS

Fig. 111 Punto de desempeño para el sismo de 2500 años en el sentido X.

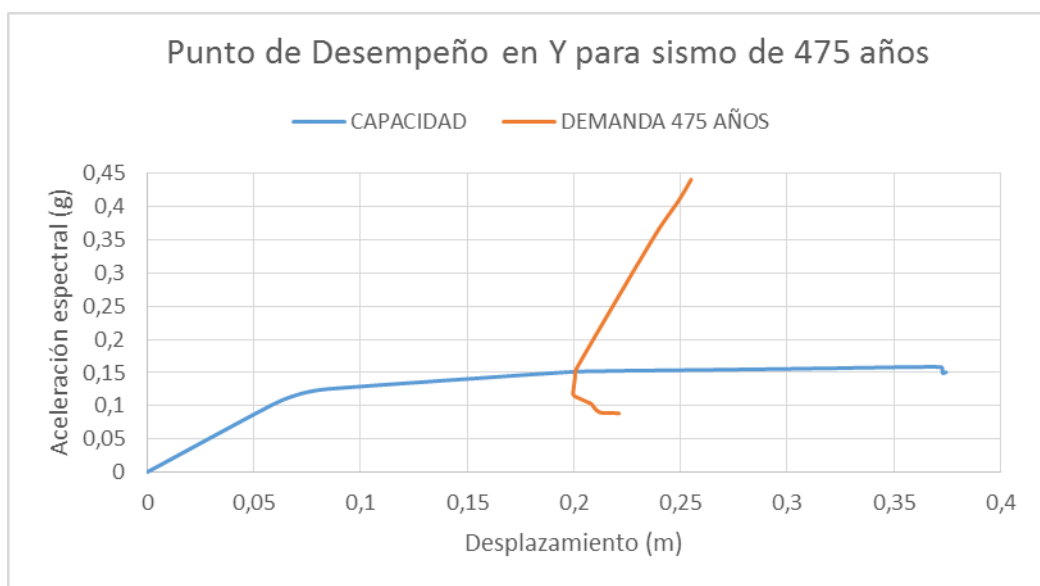


Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño de la estructura en el sentido X para un sismo muy raro de 2500 años se lo encontró con una aceleración espectral de 0.1819 g y un desplazamiento de 0.3341m, resultando así en un nivel de desempeño de Prevención de Colapso.

PUNTO DE DESEMPEÑO EN Y PARA 475 AÑOS

Fig. 112 Punto de desempeño para el sismo de 475 años en el sentido Y.

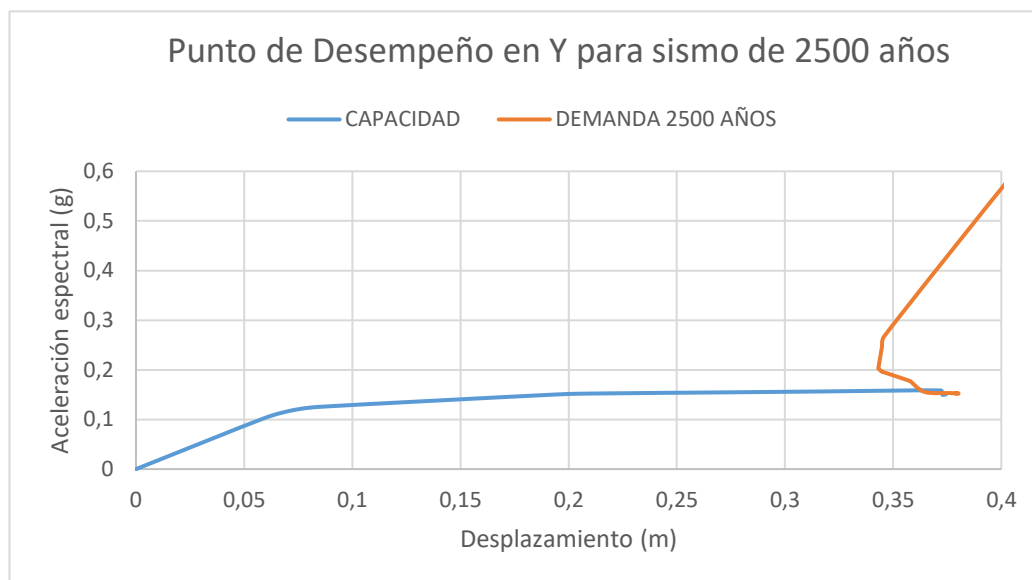


Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño de la estructura en el sentido Y para un sismo raro de 475 años se lo encontró con una aceleración espectral de 0.1511 g y un desplazamiento de 0.2009 m, resultando así en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida

PUNTO DE DESEMPEÑO EN Y PARA 2500 AÑOS

Fig. 113 Punto de desempeño para el sismo de 2500 años en el sentido Y.



Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño de la estructura en el sentido Y para un sismo muy raro de 2500 años se lo encontró con una aceleración espectral de 0.1583 g y un desplazamiento de 0.3637 m, resultando así en un nivel de desempeño de Prevención de Colapso

3.1.3.2. ANALISIS NO LINEAL ESTÁTICO DE LA ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES

Una vez incluidos los amortiguadores viscoelásticos en el modelo de la estructura se procede a la verificación de cuál es la ayuda que proporcionan estos para el desempeño estructural de la misma, así como también verificara si se disminuyó los desplazamientos.

En el caso del modelo de la estructura con amortiguadores viscoelásticos se debe ingresar el valor del factor de amortiguamiento crítico ζ manualmente ya que el programa no lo reconoce. Para calcular el factor de amortiguamiento crítico se debe realizar lo siguiente:

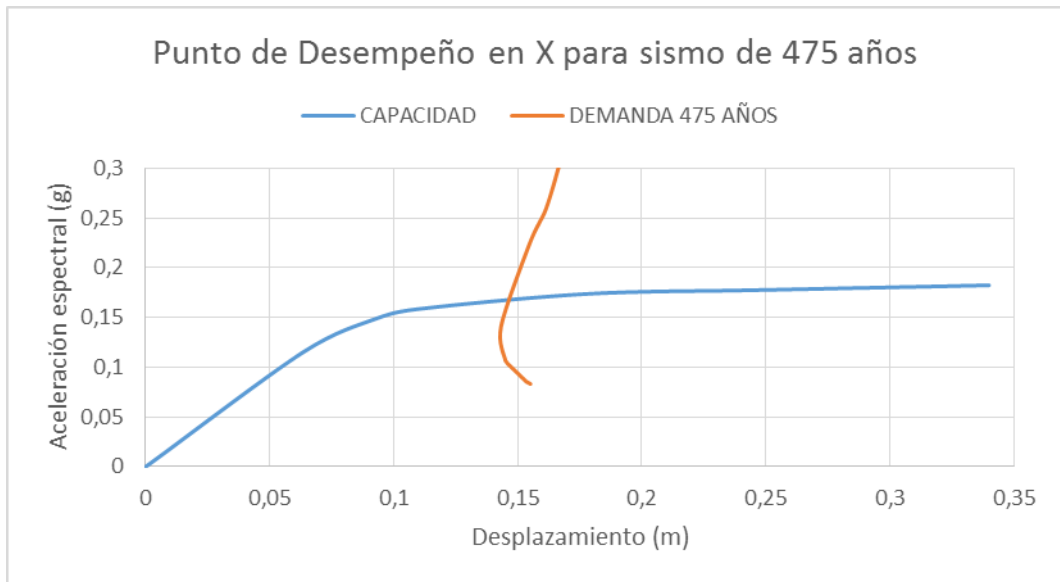
$$k = k + k * \cos 2\theta = 5793.424 + 2165.16 = 7958.59 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$c = c + c * \cos 2\theta = 102.532 + 478.99 = 581.52 \text{ Ton} * \text{s/m}$$

$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{k * m}} = \frac{581.52}{2 * \sqrt{7958.59 * 181.46}} = 0.24$$

PUNTO DE DESEMPEÑO EN X PARA 475 AÑOS

Fig. 114 Punto de desempeño para el sismo de 475 años en el sentido X.

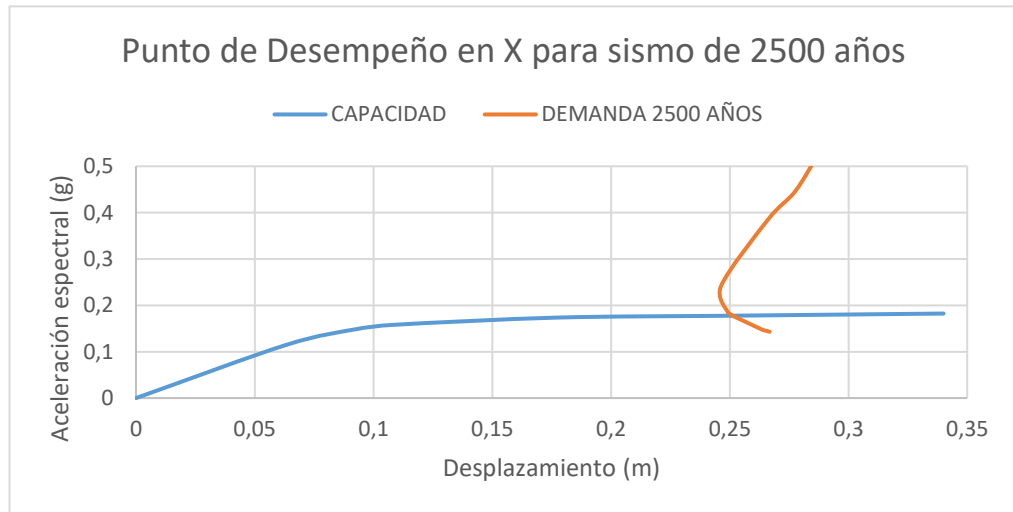


Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño de la estructura en el sentido X para un sismo raro de 475 años se lo encontró con una aceleración espectral de 0.1668 g y un desplazamiento de 0.1468 m, resultando así en un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

PUNTO DE DESEMPEÑO EN X PARA 2500 AÑOS

Fig. 115 Punto de desempeño para el sismo de 2500 años en el sentido X.

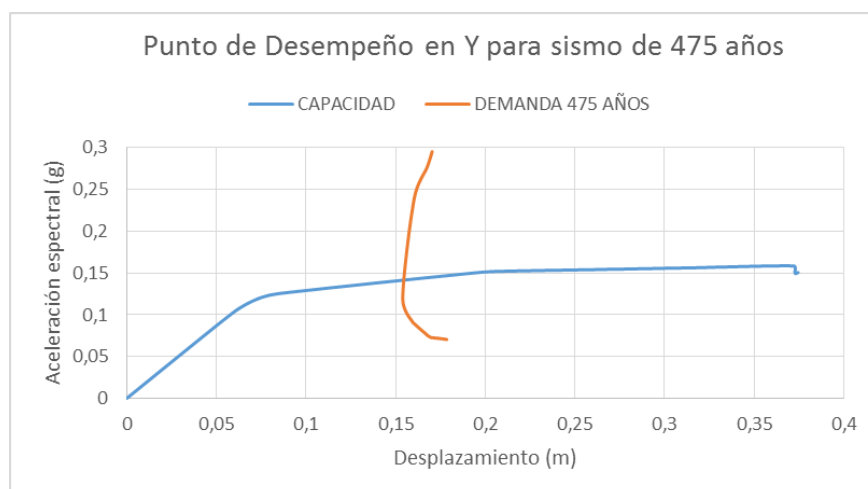


Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño de la estructura en el sentido X para un sismo muy raro de 2500 años se lo encontró con una aceleración espectral de 0.1777 g y un desplazamiento de 0.2511 m, resultando así en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida

PUNTO DE DESEMPEÑO EN Y PARA 475 AÑOS

Fig. 116 Punto de desempeño para el sismo de 475 años en el sentido Y.

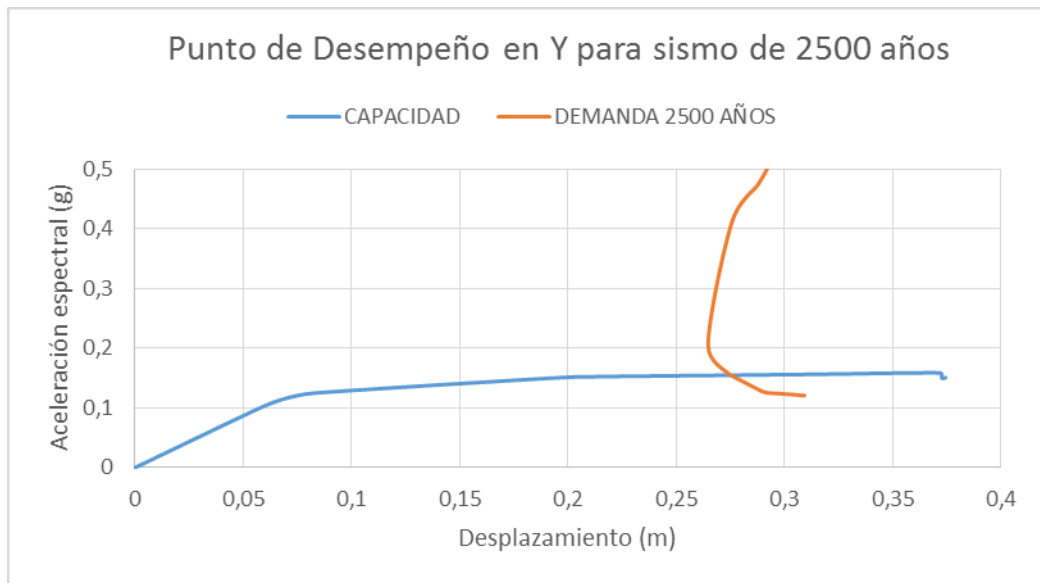


Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño de la estructura en el sentido Y para un sismo raro de 475 años se lo encontró con una aceleración espectral de 0.1416 g y un desplazamiento de 0.1551 m, resultando así en un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata.

PUNTO DE DESEMPEÑO EN Y PARA 2500 AÑOS

Fig. 117 Punto de desempeño para el sismo de 2500 años en el sentido Y.



Fuente: Elaboración propia

El punto de desempeño de la estructura en el sentido Y para un sismo muy raro de 2500 años se lo encontró con una aceleración espectral de 0.1549 g y un desplazamiento de 0.2751 m, resultando así en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

3.1.3.3.COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS DEL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO PUNTOS DE DESEMPEÑO

Tabla 36 Puntos de desempeño de la estructura con y sin amortiguadores viscoelásticos.

PUNTOS DE DESEMPEÑO							
SIN AMORTIGUADORES				CON AMORTIGUADORES			
X				X			
475 años		2500 años		475 años		2500 años	
Corte (tonf)	703,514	Corte (tonf)	745,56	Corte (tonf)	672,89	Corte (tonf)	725,64
Desplazamiento (m)	0,2502	Desplazamiento (m)	0,4377	Desplazamiento (m)	0,1911	Desplazamiento (m)	0,3245
Sa (g)	0,1745	Sa (g)	0,1819	Sa (g)	0,1668	Sa (g)	0,1777
Sd (m)	0,1932	Sd (m)	0,3341	Sd (m)	0,1468	Sd (m)	0,2511
Y				Y			
475 años		2500 años		475 años		2500 años	
Corte (tonf)	601,058	Corte (tonf)	642,799	Corte (tonf)	565,159	Corte (tonf)	627,173
Desplazamiento (m)	0,2596	Desplazamiento (m)	0,4827	Desplazamiento (m)	0,2012	Desplazamiento (m)	0,3557
Sa (g)	0,1511	Sa (g)	0,1583	Sa (g)	0,1416	Sa (g)	0,1549
Sd (m)	0,2009	Sd (m)	0,3637	Sd (m)	0,1551	Sd (m)	0,2751

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37 Influencia de los amortiguadores viscoelásticos en los puntos de desempeño de la estructura.

INFLUENCIA DE LOS AMORTIGUADORES EN LA ESTRUCTURA						
X						
Sismo	475 años	2500 años	475 años	2500 años	475 años	2500 años
Corte (tonf)	703,514	745,56	672,89	725,64	4,35%	2,67%
Desplazamiento (m)	0,2502	0,4377	0,1911	0,3245	23,62%	25,86%
Y						
Sismo	475 años	2500 años	475 años	2500 años	475 años	2500 años
Corte (tonf)	601,058	642,799	565,159	627,173	5,97%	2,43%
Desplazamiento (m)	0,2596	0,4827	0,2012	0,3557	22,50%	26,31%

Fuente: Elaboración propia

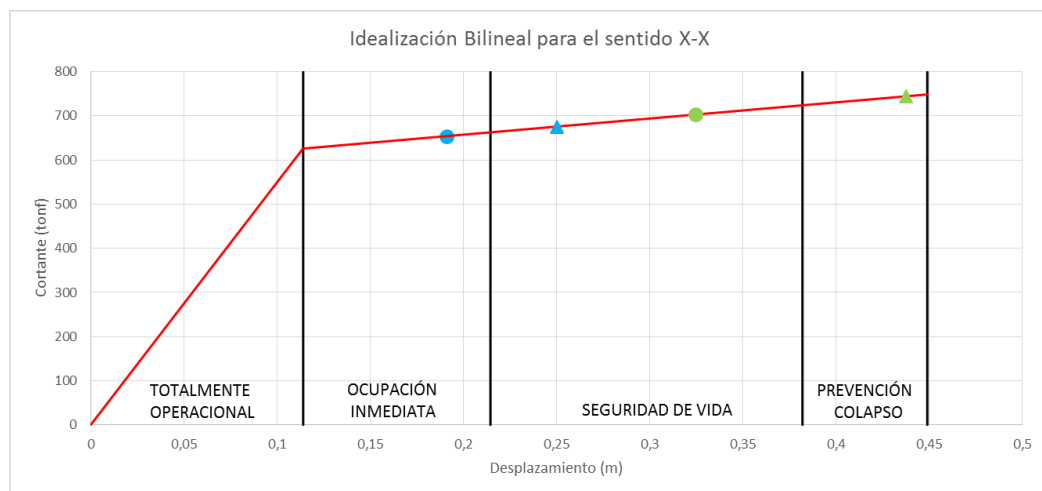
Mediante los resultados del análisis no lineal estático se puede observar que hay una ligera disminución en el corte para llegar al punto de desempeño, siendo el porcentaje más alto de cambio el de 5,97% para el sismo de 475 años y de 2.67% para el sino de 2500 años.

También se puede observar y con mayor medida la influencia que tienen los amortiguadores en los desplazamientos que realiza la estructura, mediante el amortiguamiento se puede observar una considerable disminución de los mismo, llegando a una disminución del 23.62% para el caso del sismo de 475 años y 26.31% para el caso del sismo de 2500 años de periodo de retorno.

IDEALIZACIÓN BILINEAL Y NIVELES DE DESEMPEÑO

Para realizar este apartado se realiza la idealización bilineal especificada en el ASCE 41-13, para encontrar los niveles de desempeño no lineal de la estructura que son definidos como: Ocupación Inmediata (IO) que quiere decir que la estructura sufrió deformaciones plásticas pero está lista para seguir funcionando con normalidad, Seguridad de Vida (LS) que significa que la estructura requiere pequeñas intervenciones para poder realizar ser ocupada. Y por último Prevención de Colapso, significa que la estructura aún está en el rango dúctil pero necesita de intervenciones grandes para poder ser utilizada nuevamente. [32]

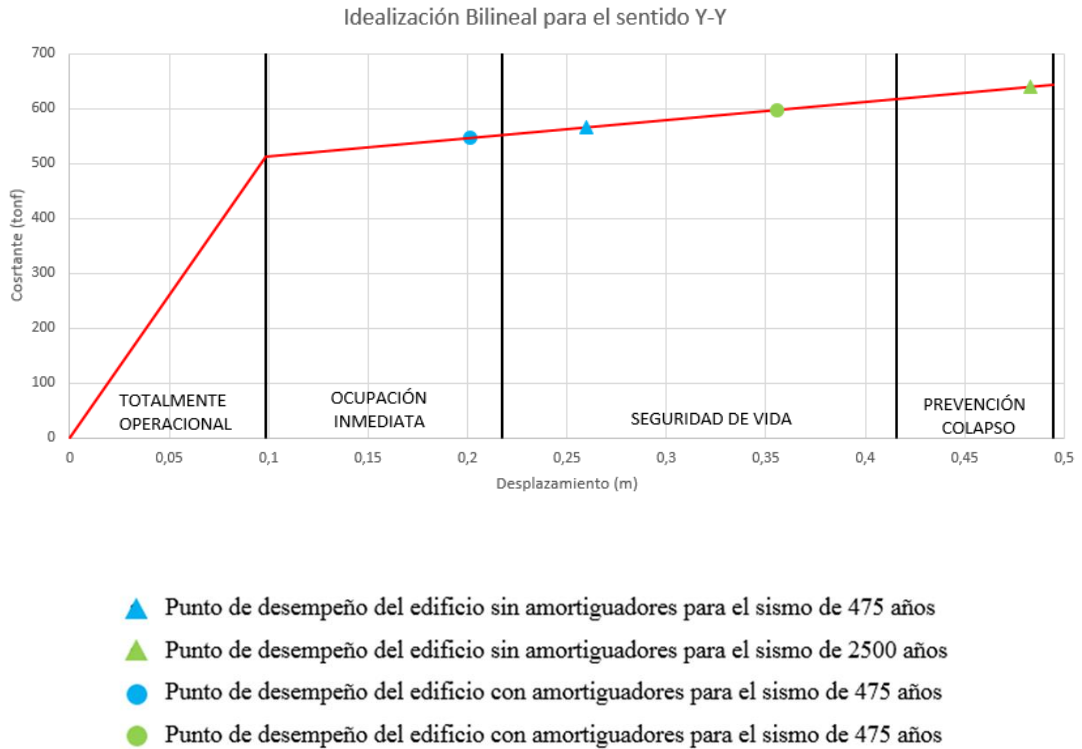
Fig. 118 Idealización bilineal y niveles de desempeño en el sentido X-X.



- ▲ Punto de desempeño del edificio sin amortiguadores para el sismo de 475 años
- ▲ Punto de desempeño del edificio sin amortiguadores para el sismo de 2500 años
- Punto de desempeño del edificio con amortiguadores para el sismo de 475 años
- Punto de desempeño del edificio con amortiguadores para el sismo de 2500 años

Fuente: Elaboración propia

Fig. 119 Idealización bilineal y niveles de desempeño en el sentido Y-Y.



Fuente: Elaboración propia

Con los resultados obtenidos se puede observar que en los dos sentidos para el sismo de 475 años con la inclusión de los amortiguadores viscoelásticos se logra alcanzar el nivel de desempeño de ocupación inmediata siendo que sin amortiguadores la estructura está en un nivel de desempeño de seguridad de vida.

Para el sismo de periodo de retorno de 2500 años se consigue que la estructura que estaba en prevención de colapso llegue a un nivel de desempeño de seguridad de vida logrando así que sus elementos estructurales tengan un daño mucho menor al que se hubiese dado con la estructura sin los amortiguadores viscoelásticos.

3.1.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS EN EL ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO (TIEMPO HISTORIA)

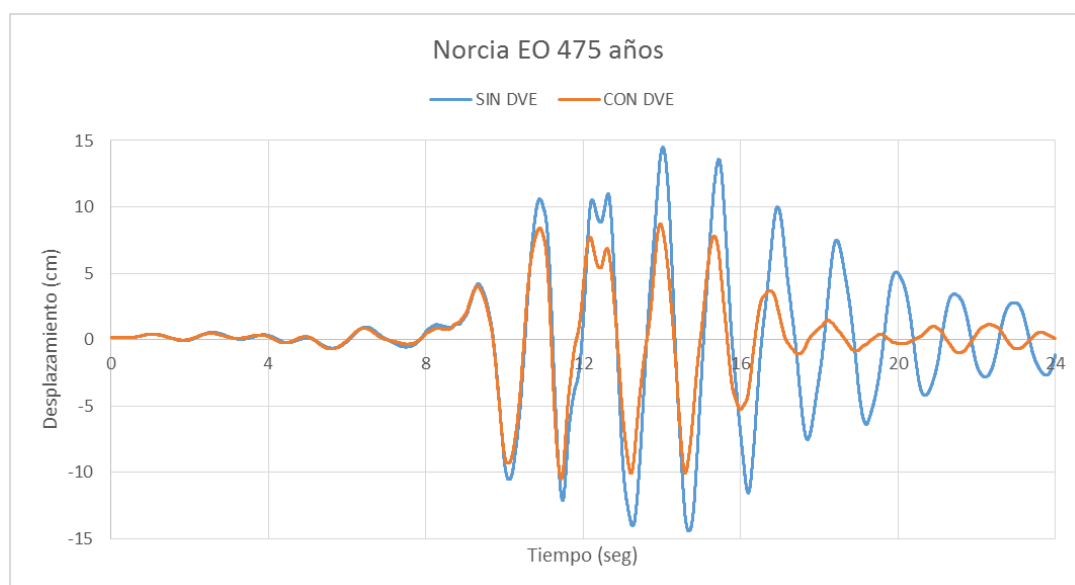
3.1.4.1. DEFORMACIONES LATERALES MEDIANTE EL TIEMPO HISTORIA

Para la obtención de estos datos se tomó como referencia un nodo de control que está ubicado en una referencia de medio de la última planta del edificio o terraza.

Se tomó los datos ofrecidos tanto para la estructura sin amortiguadores como para la estructura con amortiguadores, en los tres sismos (Norcia, Northridge y San Fernando) ajustados a los espectros que nos indican en la NEC-SE-DS como está especificado en el capítulo II del presente trabajo investigativo.

DEFORMACIONES PARA NORCIA ESTE-OESTE AJUSTADO A ESPECTRO DE 475 AÑOS

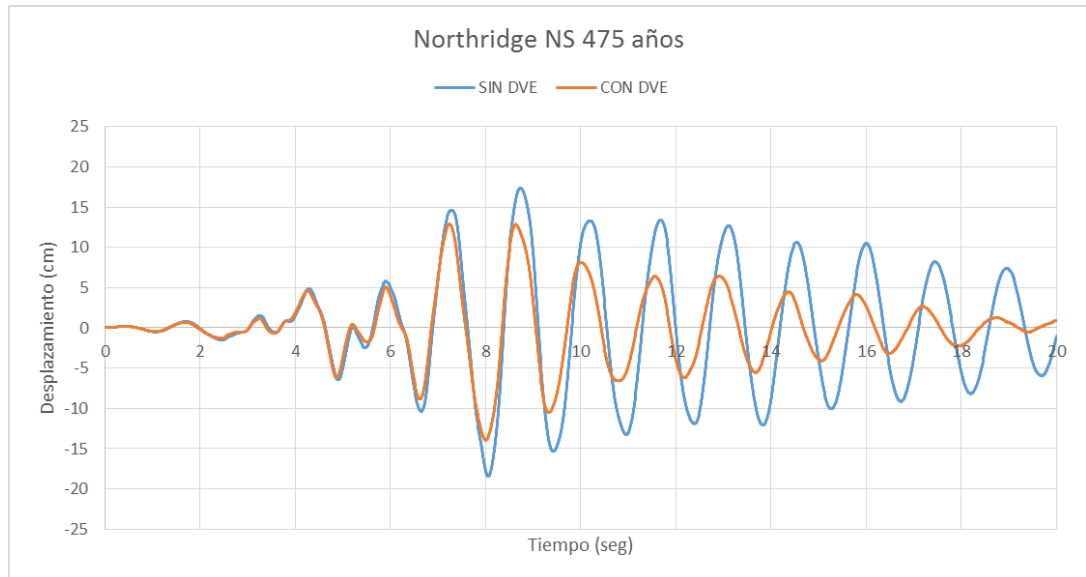
Fig. 120 Deformaciones Norcia E-O 475 años



Fuente: Elaboración propia

DEFORMACIONES PARA NORTHRIDGE NORTE - SUR AJUSTADO A ESPECTRO DE 475 AÑOS

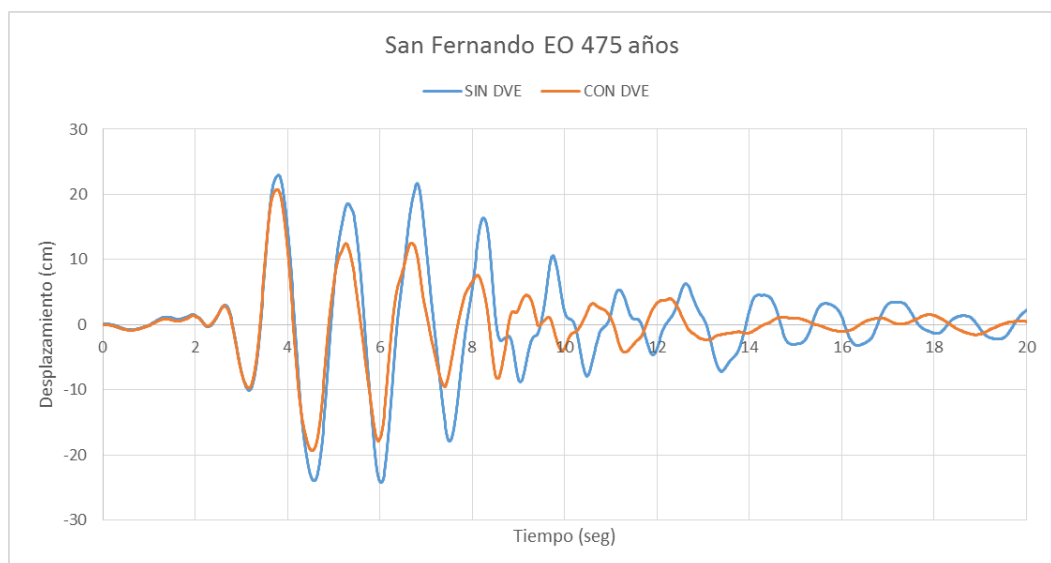
Fig. 121 Deformaciones Northridge N-S 475 años



Fuente: Elaboración propia

DEFORMACIONES PARA SAN FERNANDO ESTE-OESTE AJUSTADO A ESPECTRO DE 475 AÑOS

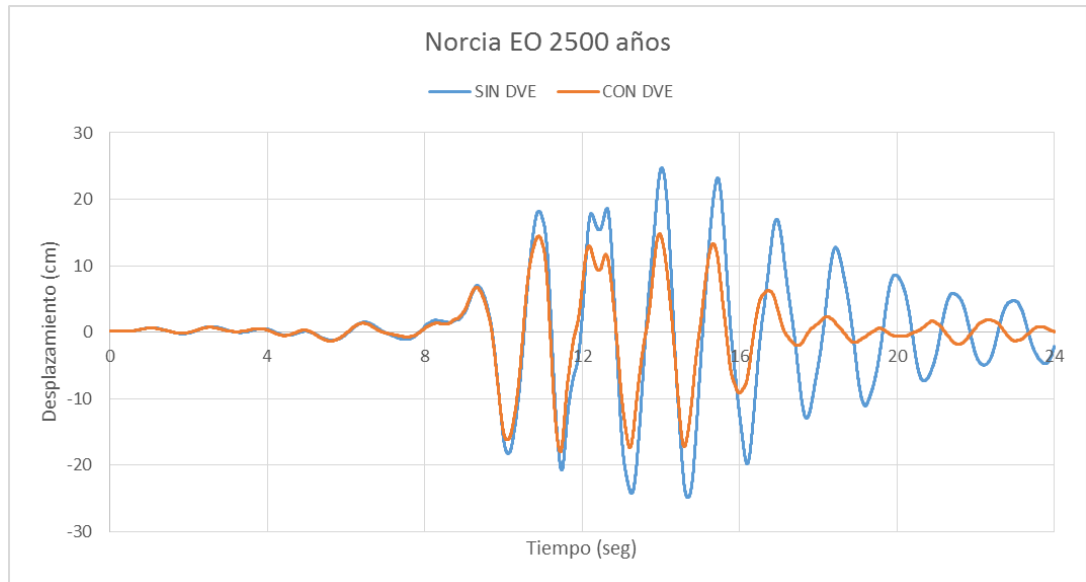
Fig. 122 Deformaciones San Fernando E-O 475 años



Fuente: Elaboración propia

DEFORMACIONES PARA NORCIA ESTE - OESTE AJUSTADO A ESPECTRO DE 2500 AÑOS

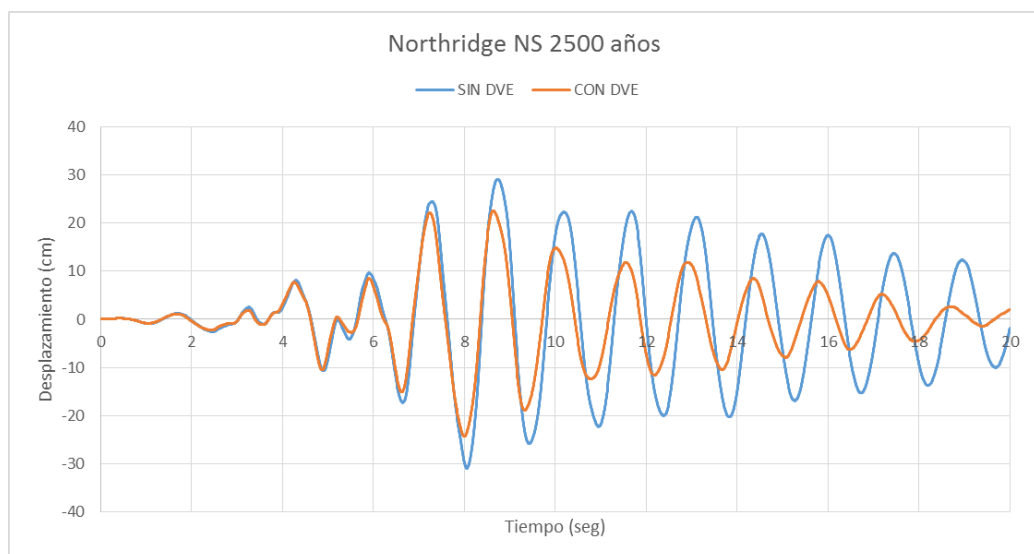
Fig. 123 Deformaciones Norcia E-O 2500 años



Fuente: Elaboración propia

DEFORMACIONES PARA NORTHRIDGE NORTE - SUR AJUSTADO A ESPECTRO DE 2500 AÑOS

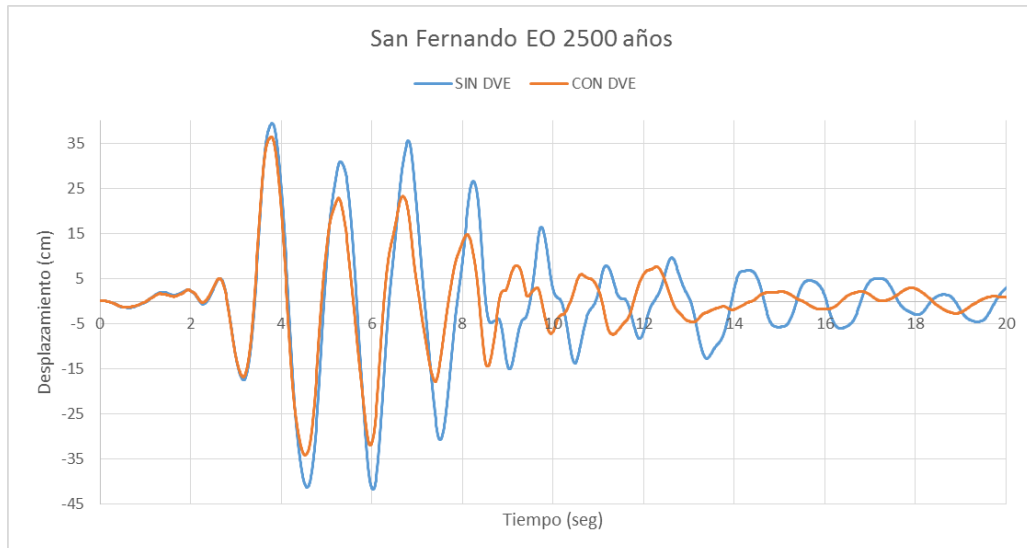
Fig. 124 Deformaciones Northridge N-S 2500 años



Fuente: Elaboración propia

DEFORMACIONES PARA SAN FERNANDO ESTE - OESTE AJUSTADO A ESPECTRO DE 2500 AÑOS

Fig. 125 Deformaciones San Fernando E-O 2500 años



Fuente: Elaboración propia

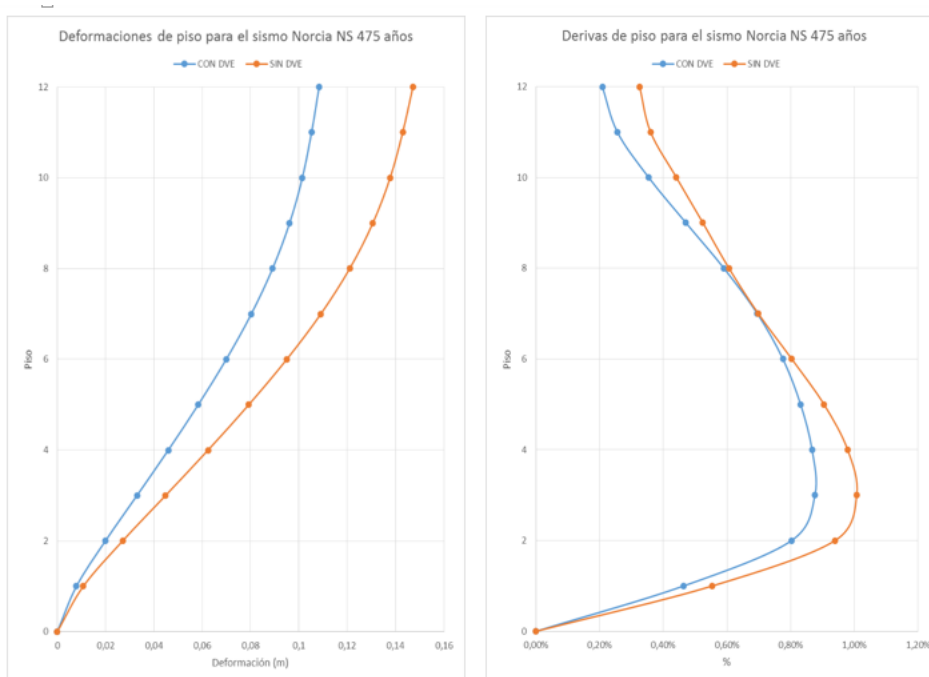
Analizando los gráficos de deformaciones de tiempo – historia se observa que la influencia en los primeros segundos del sismo no es tan marcada, pero conforme se va avanzando en el tiempo las deformaciones tienden a ser menores en el modelo de la estructura con amortiguadores viscoelásticos.

3.1.4.2.COMPARACIÓN DE DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO MEDIANTE EN EL ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA

Para poder analizar mejor el comportamiento de los amortiguadores y la ayuda que le dan estos a la respuesta de la estructura vamos a comparar los desplazamientos y derivas de cada piso de la estructura.

DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO PARA NORCIA NORTE - SUR AJUSTADO A ESPECTRO DE 475 AÑOS

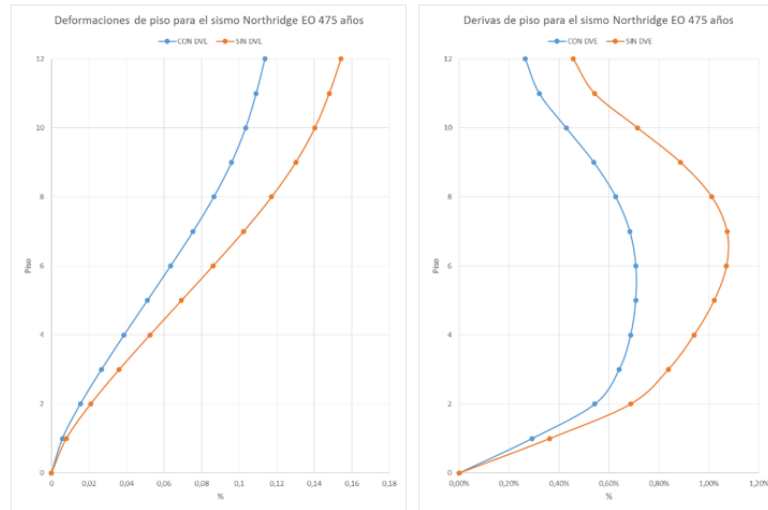
Fig. 126 Deformaciones y derivas de piso Norcia N-S 475 años



Fuente: Elaboración propia

DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO PARA NORTHRIDGE ESTE - OESTE AJUSTADO A ESPECTRO DE 475 AÑOS

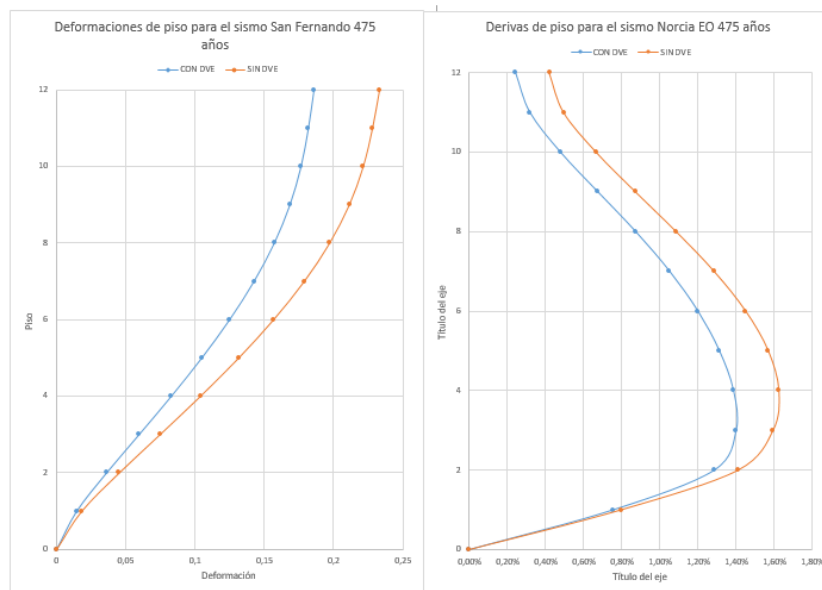
Fig. 127 Deformaciones y derivas de piso Northridge E-O 475 años



Fuente: Elaboración propia

DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO PARA SAN FERNANDO NORTE - SUR AJUSTADO A ESPECTRO DE 475 AÑOS

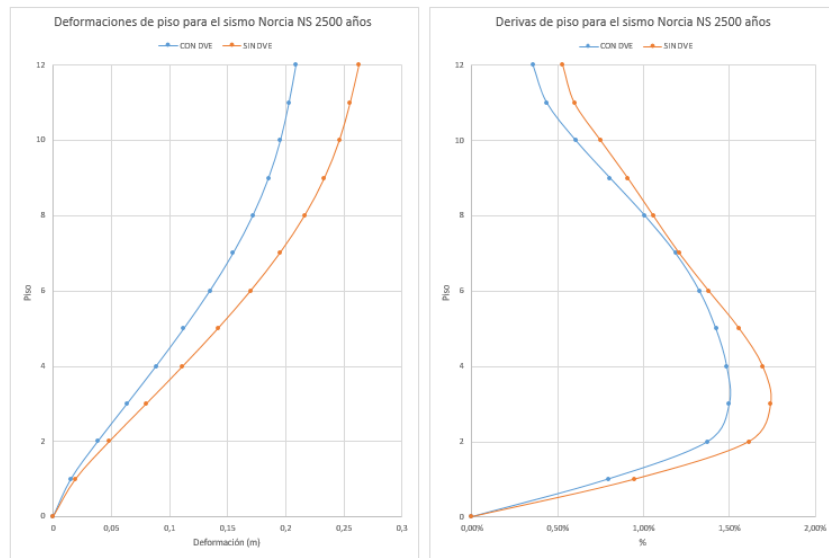
Fig. 128 Deformaciones y derivas de piso San Fernando N-S 475 años



Fuente: Elaboración propia

DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO PARA NORCIA NORTE - SUR AJUSTADO A ESPECTRO DE 2500 AÑOS

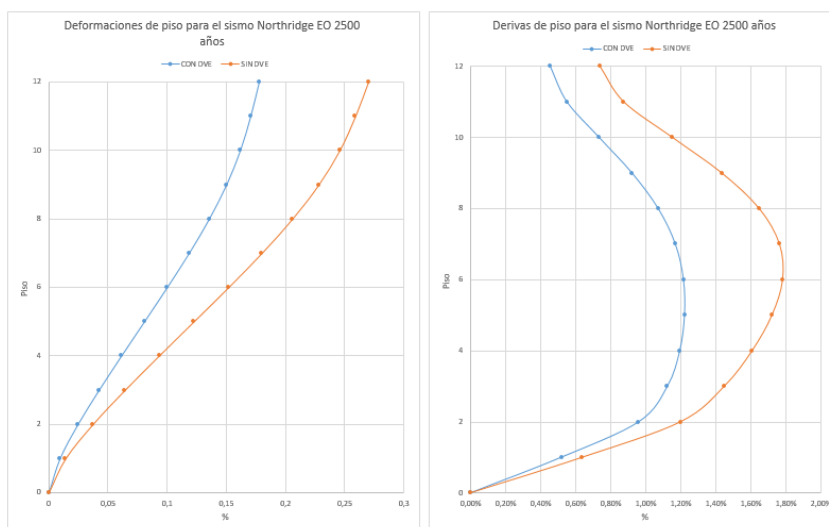
Fig. 129 Deformaciones y derivas de piso Norcia N-S 2500 años



Fuente: Elaboración propia

DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO PARA NORTHRIDGE ESTE - OESTE AJUSTADO A ESPECTRO DE 2500 AÑOS

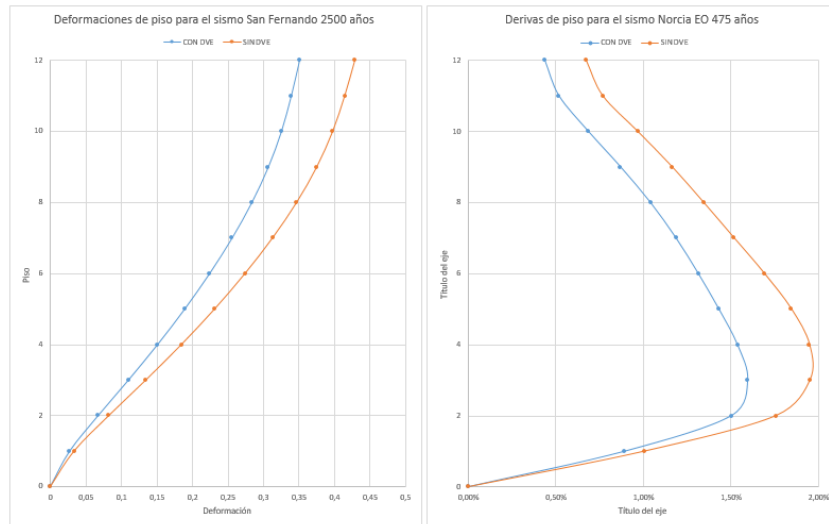
Fig. 130 Deformaciones y derivas de piso Northridge E-O 2500 años



Fuente: Elaboración propia

DEFORMACIONES Y DERIVAS DE PISO PARA SAN FERNANDO NORTE - SUR AJUSTADO A ESPECTRO DE 2500 AÑOS

Fig. 131 Deformaciones y derivas de piso San Fernando N-S 2500 años



Fuente: Elaboración propia

Tabla 38 Influencia de los amortiguadores viscoelásticos en las deformaciones y derivas del tiempo – historia

CASO	DEFORMACIONES (m)		%	DERIVAS DE PISO		%
	SIN DVE	CON DVE		SIN DVE	CON DVE	
475 AÑOS						
NORCIA EO	0,1438	0,1058	26,4%	0,88%	0,58%	0,30%
NORCIA NS	0,1472	0,1084	26,5%	1,01%	0,88%	0,13%
NORTHRIDGE EO	0,1542	0,1137	26,3%	1,07%	0,71%	0,36%
NORTHRIDGE NS	0,1666	0,1275	23,5%	1,22%	0,95%	0,28%
SAN FERNANDO EO	0,2348	0,1878	20,0%	1,55%	1,41%	0,14%
SAN FERNANDO NS	0,2333	0,1859	20,3%	1,62%	1,40%	0,23%
2500 AÑOS						
NORCIA EO	0,2291	0,1268	44,6%	1,58%	0,99%	0,59%
NORCIA NS	0,2629	0,2088	20,6%	1,74%	1,50%	0,24%
NORTHRIDGE EO	0,2700	0,1778	34,1%	1,78%	1,60%	0,19%
NORTHRIDGE NS	0,3034	0,2476	18,4%	1,84%	1,47%	0,37%
SAN FERNANDO EO	0,4090	0,3299	19,3%	1,91%	1,83%	0,08%
SAN FERNANDO NS	0,4287	0,3503	18,3%	1,95%	1,60%	0,35%

Fuente: Elaboración propia

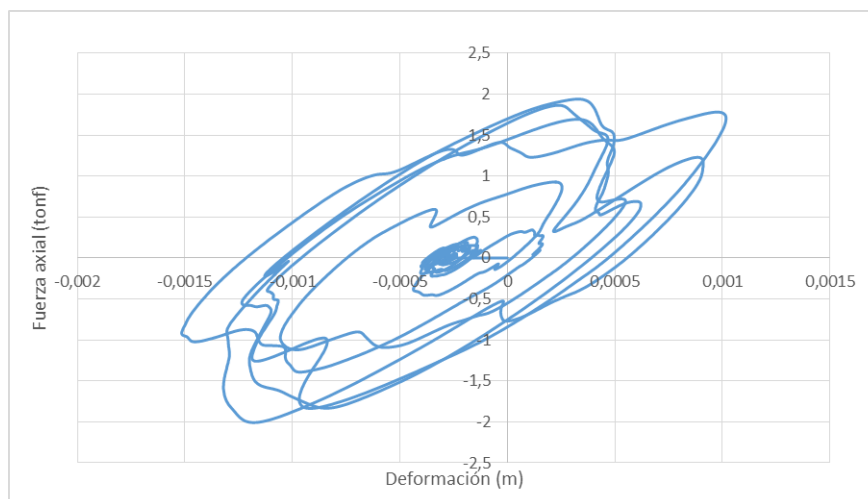
3.1.4.3.HISTÉRESIS DE LOS AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS

Para poder verificar el comportamiento exacto y la energía que absorben los amortiguadores viscoelásticos se analiza las curvas de histéresis, la cual muestra su fuerza axial que soportó más la deformación que sufrió y el área contenida de la curva muestra la energía disipada.

Los datos obtenidos mediante las curvas de histéresis nos dicen que los amortiguadores viscoelásticos soportaron cargas de hasta 3.62 ton para el sismo de 475 años y 6.08 ton para el sismo de 2500. Las deformaciones a las que llegaron a estar sometidos los amortiguadores viscoelásticos son 0.25 cm para 475 años y 0.51 cm para 2500 años.

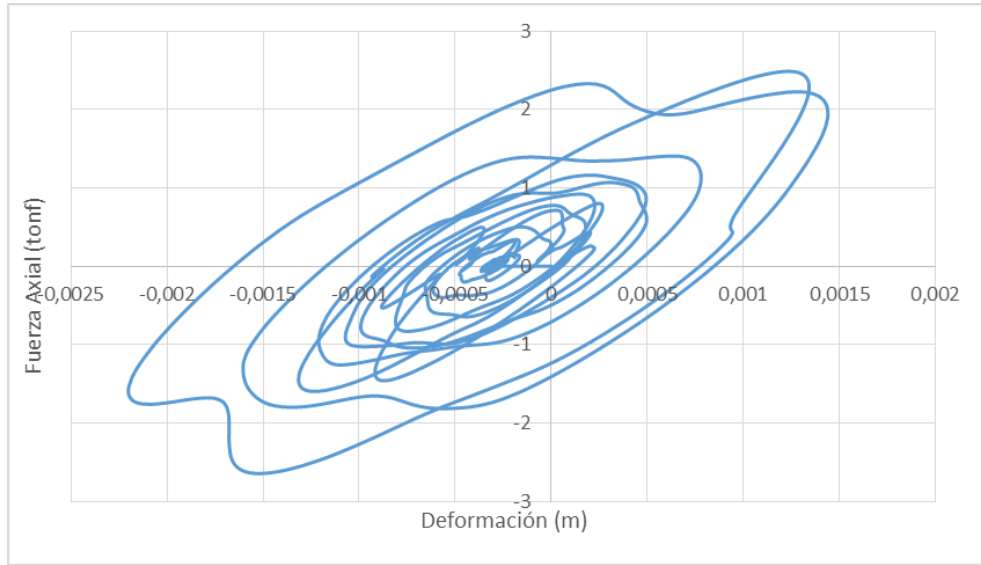
Los modelos histeréticos que nos proporciona el software ETABS y que se muestran a continuación:

Fig. 132 Histéresis del amortiguador viscoelástico para Norcia E-O 475 años



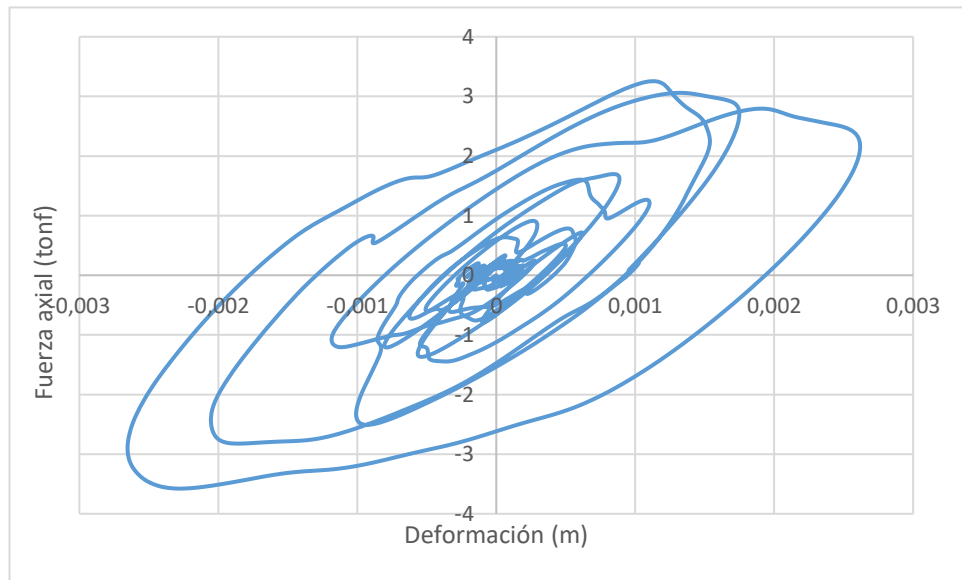
Fuente: Elaboración propia

Fig. 133 Histéresis del amortiguador viscoelástico para Northridge N-S 475 años



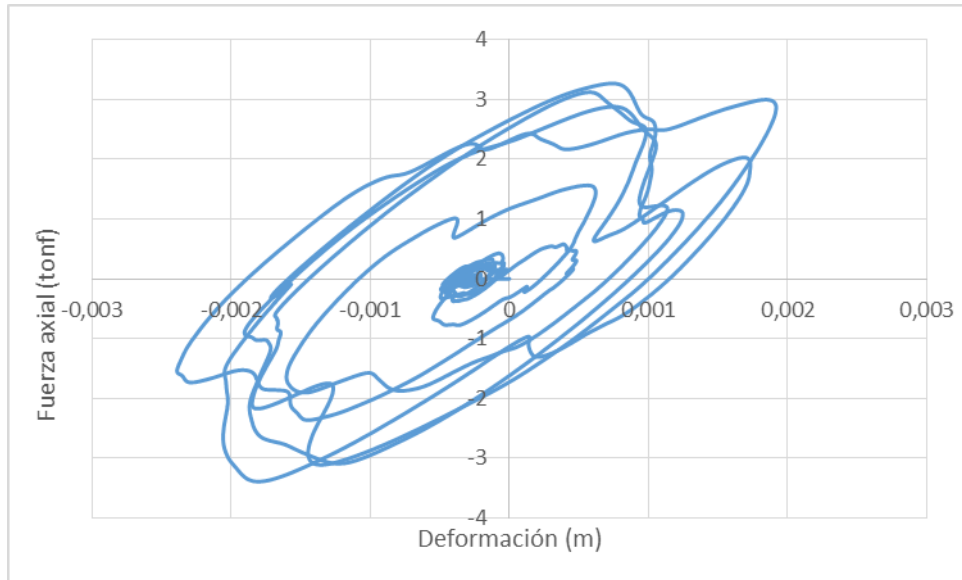
Fuente: Elaboración propia

Fig. 134 Histéresis del amortiguador viscoelástico para San Fernando E-O 475 años



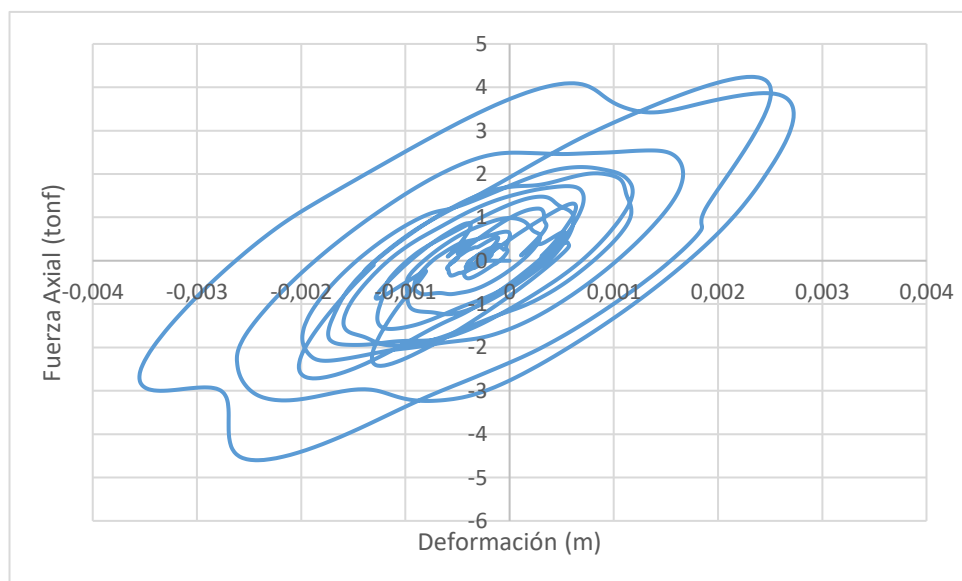
Fuente: Elaboración propia

Fig. 135 Histéresis del amortiguador viscoelástico para Norcia E-O 2500 años



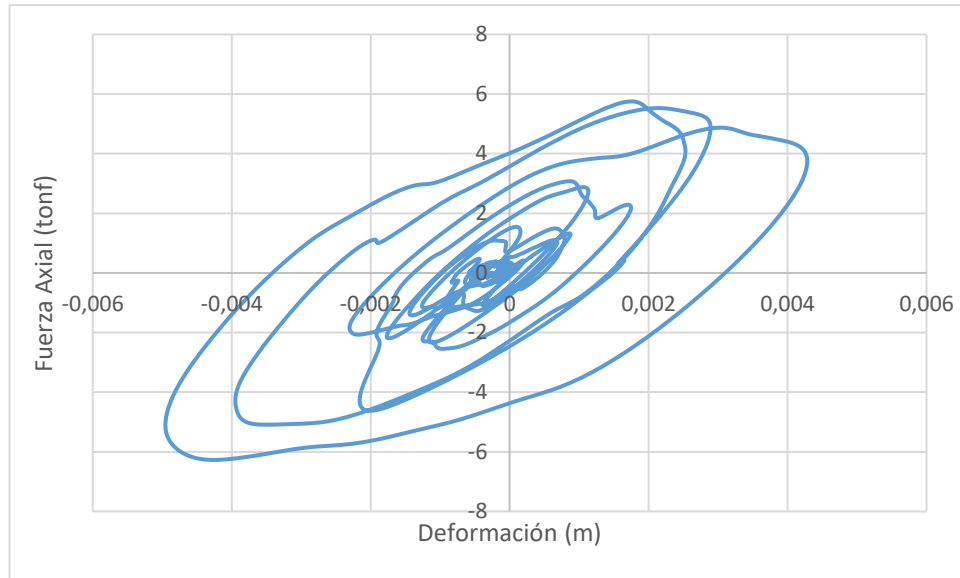
Fuente: Elaboración propia

Fig. 136 Histéresis del amortiguador viscoelástico para Northridge N-S 2500 años



Fuente: Elaboración propia

Fig. 137 Histéresis del amortiguador viscoelástico para San Fernando E-O 2500 años



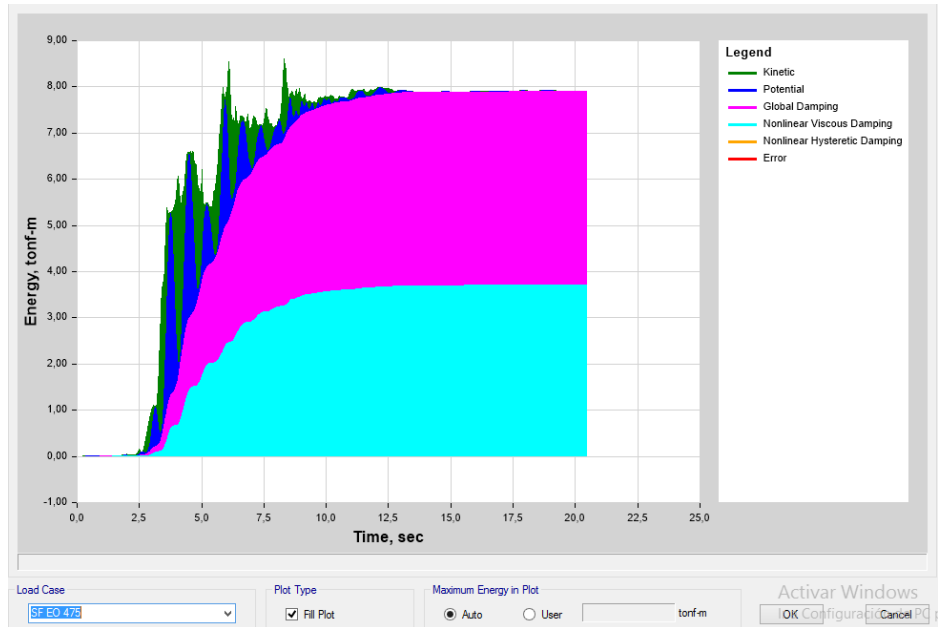
Fuente: Elaboración propia

3.1.4.4.DISTRIBUCIÓN DE LA ENERGÍA ACUMULADA

La inclusión de los disipadores viscoelásticos en la estructura proporciona un aumento en el amortiguamiento total de la estructura y al someterse a fuerzas sísmicas mediante el método tiempo- historia se puede obtener un balance de la disipación de la energía sísmica esto se muestra en mediante la energía cinética (verde) que muestra la energía que genera la inercia de la masa de la estructura y que está asociada con la velocidad del movimiento , también muestra la energía potencial que muestra los movimientos verticales. También si es que los movimientos producidos por los sismos son muy fuertes estos se muestran mediante las deformaciones inelásticas del sistema, la energía de amortiguación viscosa que es absorbida por los sistemas de control pasivo. [33]

ENERGIA ACUMULADA PARA UN SISMO DE 475 AÑOS

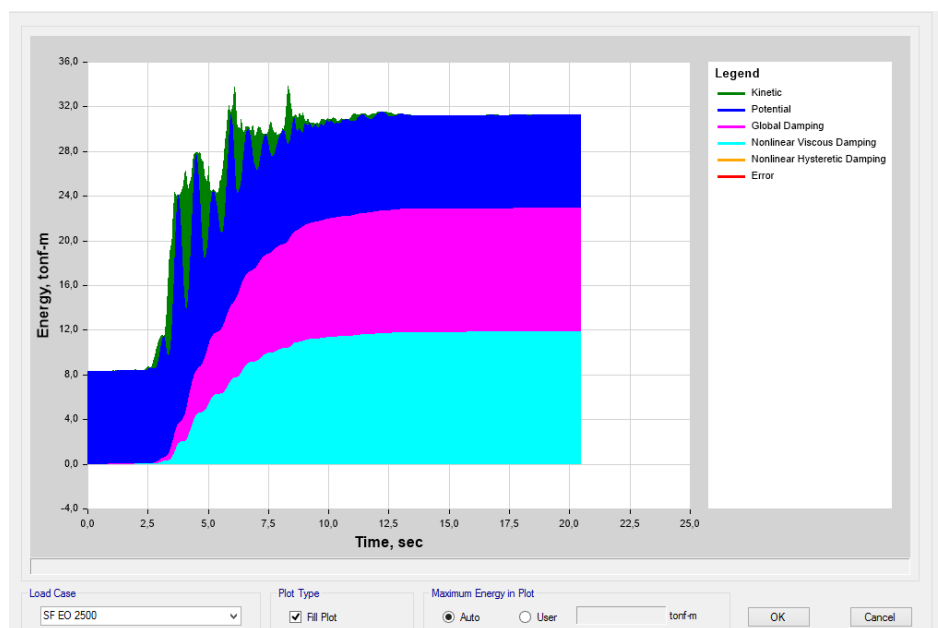
Fig. 138 Energía acumulada sismo 475 años



Fuente: ETABS 2016

ENERGIA ACUMULADA PARA UN SISMO DE 2500 AÑOS

Fig. 139 Energía acumulada sismo 2500 años



Fuente: ETABS 2016

3.1.5. ANALISIS COSTO BENEFICIO DE LA INCLUSIÓN DE AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS EN LA ESTRUCTURA

Para realizar el análisis costo beneficio de la inclusión de los amortiguadores viscoelásticos en la estructura se realizó un análisis del costo de los elementos estructurales de hormigón armado. Según Villareal y Oviedo el costo de los amortiguadores oscila entre los \$2000 USD por cada unidad implantada. [4]

Tabla 39 Costo de los elementos estructurales y amortiguadores viscoelásticos.

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
Hormigón $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$	m ³	2030,025	\$ 212,85	\$ 432.090,82
Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	221701,62	\$ 1,92	\$ 425.667,11
PRECIO ESTRUCTURA				\$ 857.757,93
Amortiguadores	u	96	\$ 2.000,00	\$ 192.000,00
PRECIO ESTRUCTURA CON AMORTIGUADORES				\$ 1.049.757,93

Fuente: Elaboración propia

El análisis de los precios unitarios estimados no abarca los costos de mano de obra a excepción de la inclusión de los amortiguadores viscoelásticos.

Una vez la estructura sin amortiguamiento ha sido dañada o necesita de algún reforzamiento se puede dar algunas soluciones entre ellas la inclusión de dispositivos de control pasivo.

Para realizar un reforzamiento de la estructura se tiene un costo entre el 9% y el 20% del costo total del proyecto y dado que solamente la estructura puede costar entre el 21% y 38% del precio total del proyecto [4]. Se tiene lo siguiente:

Tabla 40 Costo de reforzamiento estructural vs inclusión de amortiguadores viscoelásticos.

PRECIO ESTRUCTURA	\$ 21%			\$ 38%		
PRECIO TOTAL	\$ 2.257.257,71			\$ 4.084.561,58		
REFORZAMIENTO DE LA ESTRUCTURA	PORCENTAJE	PARCIAL	TOTAL	PORCENTAJE	PARCIAL	TOTAL
	9%	\$ 203.153,19	\$ 2.460.410,91	9%	\$ 367.610,54	\$ 4.452.172,12
	20%	\$ 451.451,54	\$ 2.708.709,26	20%	\$ 816.912,32	\$ 4.901.473,90
INCLUSIÓN DE AMORTIGUADORES VISCOELÁSTICOS	PARCIAL	TOTAL		PARCIAL	TOTAL	
	\$ 192.000,00	\$ 2.449.257,71		\$ 192.000,00	\$ 4.276.561,58	

REFORZAMIENTO	AMORTIGUADORES	PORCENTAJE
\$ 2.460.410,91	\$ 2.449.257,71	0,45%
\$ 2.708.709,26	\$ 2.449.257,71	9,58%
\$ 4.452.172,12	\$ 4.276.561,58	3,94%
\$ 4.901.473,90	\$ 4.276.561,58	12,75%

Fuente: Elaboración propia

Se puede observar que se tiene una disminución del costo de 0.45% entre la utilización de amortiguadores viscoelásticos incluso con una intervención de refuerzo mínima, llegando incluso a tener una diferencia de costo del 12.75% para una intervención mayor.

3.2. VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

Conforme a los resultados que se han obtenido en el presente trabajo de titulación se puede comprobar que se ha cumplido la hipótesis planteada inicialmente, ya que mediante el uso de los amortiguadores viscoelásticos se mejora el desempeño estructural del edificio llegando a mejorar sus niveles de desempeño, así como también reduciendo desplazamientos y derivas. Estos datos representan una gran ayuda para los edificios públicos regulares ya que con esta inversión se lograron resultados deseados.

CAPITULO IV

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1. CONCLUSIONES

- El desempeño estructural de la tipología de edificios públicos regulares superiores a 8 pisos con el uso de amortiguadores viscoelásticos fue favorable ya que sin la inclusión del sistema de control pasivo se encontraron niveles de desempeño de seguridad de vida para un sismo raro (475 años) y de prevención de colapso para un sismo muy raro (2500 años), y al incluir los amortiguadores viscoelásticos los niveles de desempeño mejoraron tan para el sismo raro (Ocupación Inmediata) como para el sismo muy raro (Seguridad de Vida).
- Se obtuvo un modelo tipo que rige para muchas de las estructuras de carácter público de la Sierra central del Ecuador en el cual pudimos llegar a obtener valores de entrepiso en la primera planta de 3.2 metros de altura y para las demás plantas un promedio de 2.8 metros de altura. Las luces existentes entre columnas de los edificios públicos promediaron alrededor de entre 5 y 6 metros.
- Podemos ver que el edificio que mas se acerca a los estándares obtenidos en el modelo tipo del presente trabajo de titulación es el UIO-008 (Tabla 22) ya que tiene 5 metros de luz entre columnas y 2.8 metros de entrepiso.
- Se encontró un punto de desempeño para la estructura sin amortiguadores para las solicitaciones de estructura especial llegando a valores cortantes de 745.56 ton y 642.8 ton para los ejes X e Y respectivamente y desplazamientos de 43.77 cm y 48.26 cm para los ejes X e Y respectivamente.
- Una vez realizado el análisis del desempeño estructural incluyendo los amortiguadores viscoelásticos se encontró una gran respuesta de la estructura mediante el análisis tiempo – historia se logró reducir en gran medida los desplazamientos hasta en un 34.1% para la dirección Norte – Sur, así como un 26.5% para la dirección Este- Oeste. En cuanto a las derivas de piso que se dan en la estructura se alcanzó la reducción de 0.59% en la dirección Este-Oeste y 0.37% para la dirección Norte- Sur.

- Se realizó un análisis técnico- económico en el cual se determinó que la inclusión de los amortiguadores viscoelásticos son una inversión que a largo plazo resultan ser más económicos que realizar obras de reforzamiento a la estructura llegando a tener diferencias del 0.45% para interferencias minúsculas hasta el 12.75% para intervenciones grandes de reforzamiento estructural.

4.2. RECOMENDACIONES

- Se recomienda para realizar el análisis no lineal estático se amplíen los números de pasos por evento para lograr que el software logre encontrar una respuesta más acercada a la realidad de la estructura.
- En el análisis tiempo historia se recomienda realizarlos en varios archivos y en cada uno utilizando los diferentes acelerogramas que hemos cargado al software, ya que esto requiere un gran costo computacional.
- Se recomienda para una mejor relación costo-beneficio se realice pruebas con varios tipos de amortiguadores y encontrar el tipo de disipador que mejor resultados obtenga, así como también para el tipo de configuración estructural.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] R. Aguiar Falconi, Análisis sísmico de edificios, Quito-Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas ESPE, 2008.
- [2] R. Topón , R. Aguiar y M. Cando, «Reforzamiento de estructuras con disipadores de energía y reforzamiento clásico aplicado a una estructura de la escuela Sucre,» Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, Quito, Ecuador, 2014.
- [3] K. Fuller, H. Ahmadi, I. Goodchild, G. Magonette, F. Taucer y C. Dumoulin, «Disipadores de Energía en Base al Caucho para la protección Sísmica de Estructuras,» 12WCEE 2000, París-Francia.
- [4] G. Villareal Castro y R. Oviedo Sarmiento, Edificaciones con Disipadores de Energía, Lima - Perú, 2009.
- [5] D. Gomez, J. Marulanda y P. Thompson, «Sistemas de Control para la Protección de Estructuras Civiles sometidas a Cargas Dinámicas,» *Dyna*, vol. 75, n° 155, pp. 77-89, 2008.
- [6] M. I. Mantanaro, «Sistemas de Control de Vibraciones en Estructuras de Gran Altura,» *Informes de Construcción*, vol. 53, n° 477, pp. 31-39, 2002.
- [7] J. Stuardi, J. Massa y J. Giró, «Eficiencia de didipadores sísmicos de pared basados en amortiguadores viscosos,» *Asociación Argentina de Mecánica Computacional*, vol. 27, pp. 2115-2130, 2008.
- [8] A. Chopra, Dynamics Of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, California: Pearson Education, 2012.
- [9] R. Aguiar Falconí, Dinámica de Estructuras con CIENCI-LAB, Quito - Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas ESPE, 2012.
- [10] R. Chacón Alvarez y J. E. Ramírez Caparó, «Análisis de una edificación de 4 pisos con disipadores de fluido viscoso,» Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima - Perú, 2014.
- [11] G. Housner, L. Bergman y T. K. Caughey, «Structural Control: Past, Present, and Future,» *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 123, n° 9, pp. 897-958, 1997.

- [12] D. Gómez, J. Marulanda y P. Thomson, «Sistemas de Control para la Protección de Estructuras Civiles Sometidas a Cargas Dinámicas,» *DYNA*, vol. 75, n° 155, pp. 77-89, 2007.
- [13] F. Ricciardelli, D. Pizzimenti y M. Mattel, Passive and active mass damper control of the response of tall building to wind gustiness, *Engineering Structures*, 2003.
- [14] F. Lopez Almansa, Contribución Al Desarrollo de Sistemas de Control de Estructuras de Edificación mediante Cables Activos, Barcelona - España: Universitat Politècnica de Catalunya, 1988.
- [15] E. Grajales Vargas, «Comportamiento Dinámico de los Edificios Provistos con Dispositivos Disipadores de Energía,» Universidad Autónoma de Nuevo León, Nuevo León - México , 2003.
- [16] A. Guzmán, J. Reyes y I. Castillo, «Sistema de control de movimiento sísmico semi-activo en edificios de tres pisos por medio de un sistema de inferencia difusa,» 10 2005. [En línea]. Available: <https://www.researchgate.net/publication/277823629>. [Último acceso: 5 10 2019].
- [17] L. T. León Joya, «Disipadores y aisladores sísmicos, modelo de puente vehicular con disipador y sin disipador de energía, comparación de la respuesta sísmica,» Universidad Católica de Colombia, Bogotá - Colombia, 2016.
- [18] J. L. Ahumada Villafañe, «Control Systems in Structures,» *Inge-CUC*, vol. 6, n° 6, 2010.
- [19] J. Oviedo y H. Kitamura, «Application of seismic response control technique to a building designed under Colombian regulations.,» *International Institute of Seismology and Earthquake Engineering yearbook*, n° 44, 2005.
- [20] E. Quiroga, G. Torrisi y F. Crisafulli, «Comportamiento de Disipadores de Acero Realizados con Tubos Perforados,» *Asociación Argentina de Mecánica Computacional*, vol. XXXII, pp. 865-879, 2013.
- [21] A. G. Haro Baez, «Estudio Analítico-Experimental de un Disipador de Energía Viscoelástico Tipo Muro,» Escuela Politécnica Nacional, Quito-Ecuador, 2010.
- [22] J. Palacios, «Análisis Experimental de Disipadores Viscoelásticos y su relación con la rigidez y el factor de amortiguamiento,» Universidad Técnica de Manabí, Portoviejo, 2015.

- [23] M. Symans, F. Charney, A. Whittaker, M. Constantinou, M. Johnson y R. McNamara, «Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments,» de *Journal of Structural Engineering* ASC, 2008.
- [24] T. Soong y G. Dargush, *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*, New York: John Wiley & Sons Ltd, 1997.
- [25] FEMA440, «Improvement of Nonlinear Seismic Analysis Procedures,» United States of America, 2005.
- [26] R. Jaramillo Rivera y C. Riveros Pedraza, «Análisis no lineal dinámico tridimensional de edificios en concreto reforzado sometidos a los registros del sismo de Quetame,» Pontificia Universidad Javierana, Bogotá, 2011.
- [27] J. Gómez Hernandez, «Presentación de un nuevo modelo matemático para el análisis sísmico dinámico de estructuras de edificios de "N" pisos de respuesta no lineal por el método paso a paso y por el método espectral,» Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, Acapulco - México, 2012.
- [28] MIDUVI, «NEC: Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente,» Ecuador, 2014.
- [29] FEMA356, «Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings,» United States of America, 2000.
- [30] CSI, «Integrated Analysis, Design and Drafting of Building system,» Computers & Structures Inc., [En línea]. Available: <https://www.csiamerica.com/products/etabs>.
- [31] B. -. professional, «Medidores láser de distancias,» BOSCH, [En línea]. Available: <https://www.bosch-professional.com/es/es/medidor-laser-de-distancias-101300-ocs-c/>.
- [32] M. Inel y O. Baytan, «Effects of Plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings,» *Journal of Engineering Structures*, vol. 28, 2006.
- [33] B. Huerta Garnica y E. Reinoso Angulo, «Espectros de energía de movimientos fuertes registrados en México,» *Ingeniería Sísmica*, n° 66, pp. 45-72, 2002.