

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ

Colegio de Posgrados

Evaluación estructural de edificación de cinco pisos mediante análisis modal operacional con sensores de tarjeta myRIO-1900 y análisis estático no lineal

Proyecto de Investigación y Desarrollo

Luis Fernando Rosero Landeta

**Fabricio Yépez PhD.
Director de Trabajo de Titulación**

Trabajo de titulación de posgrado presentado como requisito para la obtención del título de Magíster en Ingeniería Civil, Mención Diseño y Construcción de Estructuras Sismo Resistentes

Quito, Abril 2021

UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO USFQ
COLEGIO DE POSGRADOS

HOJA DE APROBACIÓN DE TRABAJO DE TITULACIÓN

Evaluación estructural de edificación de cinco pisos mediante análisis modal operacional con sensores de tarjeta myRIO-1900 y análisis estático no lineal

Luis Fernando Rosero Landeta

Nombre del Director del Programa:	Fernando Romo
Título académico:	Master of Science
Director del programa de:	Maestría en Ingeniería Civil
Nombre del Decano del colegio Académico:	Eduardo Alba
Título académico:	Doctor en Ciencias
Decano del Colegio:	Colegio de Ciencias e Ingenierías
Nombre del Decano del Colegio de Posgrados:	Hugo Burgos
Título académico:	Doctor of Philosophy

Quito, Abril 2021

© DERECHOS DE AUTOR

Por medio del presente documento certifico que he leído todas las Políticas y Manuales de la Universidad San Francisco de Quito USFQ, incluyendo la Política de Propiedad Intelectual USFQ, y estoy de acuerdo con su contenido, por lo que los derechos de propiedad intelectual del presente trabajo quedan sujetos a lo dispuesto en esas Políticas.

Asimismo, autorizo a la USFQ para que realice la digitalización y publicación de este trabajo en el repositorio virtual, de conformidad a lo dispuesto en la Ley Orgánica de Educación Superior del Ecuador.

Nombre del estudiante: Luis Fernando Rosero Landeta

Código de estudiante: 00214637

C.I.: 1003128848

Lugar y fecha: Quito, 30 de Abril de 2021

ACLARACIÓN PARA PUBLICACIÓN

Nota: El presente trabajo, en su totalidad o cualquiera de sus partes, no debe ser considerado como una publicación, incluso a pesar de estar disponible sin restricciones a través de un repositorio institucional. Esta declaración se alinea con las prácticas y recomendaciones presentadas por el Committee on Publication Ethics COPE descritas por Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing, disponible en <http://bit.ly/COPETHeses>.

UNPUBLISHED DOCUMENT

Note: The following graduation project is available through Universidad San Francisco de Quito USFQ institutional repository. Nonetheless, this project – in whole or in part – should not be considered a publication. This statement follows the recommendations presented by the Committee on Publication Ethics COPE described by Barbour et al. (2017) Discussion document on best practice for issues around theses publishing available on <http://bit.ly/COPETHeses>.

DEDICATORIA

A mis padres, quienes de una u otra manera siempre me han apoyado e impulsado a cumplir mis metas; a mis hermanas, a Kathy y Emilia; los quiero mucho.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad San Francisco de Quito, en la persona de Fernando Romo y Fabricio Yépez, por el esfuerzo y dedicación para tratar de brindarnos la mejor instrucción académica a nivel de postgrado, siendo la primera promoción de la Maestría en Ingeniería Civil.

Debo agradecer también al Ing. Pablo Méndez, quien colaboró en el presente trabajo al facilitarme los equipos, software y conocimientos necesarios para la medición y muestreo de los datos base para el desarrollo de este proyecto.

RESUMEN

El presente documento describe una alternativa a seguir para realizar la evaluación y rehabilitación sísmica de una edificación existente que se encuentra ubicada en la ciudad de Ibarra, y cuyo uso corresponde principalmente a vivienda; partiendo de resultados experimentales de periodo de vibración, obtenidos mediante procesamiento de señales de aceleración tomadas con sensores de aceleración incorporados en tarjetas myRIO 1900.

Con los resultados obtenidos se calibró un modelo matemático lineal para luego, mediante análisis estático no lineal, mejor conocido como “Pushover”, realizar la evaluación sísmica de la estructura considerando el aporte de la mampostería y bajo los criterios de desempeño establecidos en normas técnicas como FEMA 356, ASCE 41-13, NEC-15, etc.

Finalmente, del análisis por desempeño sísmico de la estructura, se evidencia la necesidad de reforzar la edificación mediante la incorporación de riostras restringidas a pandeo, con lo cual se mejora sustancialmente los niveles de desempeño esperados de la estructura ante los distintos niveles de amenaza sísmica.

Palabras clave: OMA, Evaluación, Reforzamiento, Desempeño

ABSTRACT

This document describes an alternative to carry out the seismic evaluation and retrofit of an existing building that is located in the Ibarra city, starting from experimental results of free vibration, using signals taken with acceleration sensors incorporated in myRIO 1900 cards.

With the results obtained, a linear mathematical model was calibrated and then, through of non-linear static analysis, better known as "Pushover", the seismic evaluation of the structure was carried out considering the contribution of the masonry infill walls, and following the performance criteria established in technical standards such as FEMA 356, ASCE 41-13, NEC-15, etc.

Finally, from the seismic performance analysis of the structure, the need to reinforce the building through the incorporation of buckling-restrained braces was evidenced, thereby substantially improving the expected performance levels of the structure in the face of different levels of seismic hazard.

Key words: OMA, Evaluation, Reinforcement, Performance

TABLA DE CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN.....	20
1.1. Antecedentes	20
1.2. Justificación	21
1.3. Alcance	22
1.4. Objetivos	22
1.4.1. Objetivo General:	22
1.4.2. Objetivos Específicos:	23
1.5. Generalidades	23
1.5.1. Dinámica Estructural	23
1.5.2. Análisis Modal Operacional.....	25
1.5.2.1. Métodos de ensayo de vibración forzada.....	26
1.5.2.2. Métodos de ensayo de vibración ambiental	27
1.5.2.3. Ventajas y Desventajas de OMA	28
1.5.2.4. Métodos de estimación de parámetros.....	29
1.5.2.5. Métodos basados en el espectro del dominio de la frecuencia	30
1.5.3. Análisis Estático No Lineal (PushOver).....	33
2. DESCRIPCIÓN DE EQUIPOS UTILIZADOS Y TRATAMIENTO DE SEÑALES	
37	
2.1. Sensores de Aceleración y Criterios de instrumentación en edificios	37
2.2. Descripción de equipo MyRIO-1900	42
2.3. Tratamiento de las señales.....	48
2.3.1. Corrección de Línea Base	48
2.3.2. Filtrado de la Señal	49
2.3.3. Selección de señales mediante algoritmo de activación STA/LTA	51
2.3.4. Tapper a cada ventana de señales.....	52

2.3.5.	Determinación del Espectro de Fourier.....	54
2.3.6.	Suavizado de Espectros, Método Konno and Ohmachi.....	55
2.3.7.	Promedio de Espectros Suavizados e identificación de frecuencias fundamentales	
	56	

3. IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA DE MEDICIÓN Y CALIBRACIÓN CON MODELOS NUMÉRICOS..... 58

3.1. Descripción General de la Estructura 58

3.2. Medición y Resultados Experimentales..... 61

3.2.1.	Montaje y Programación	61
3.2.2.	Ubicación del Acelerómetro.....	63
3.2.3.	Adquisición de datos, tiempo y frecuencia de muestreo	64
3.2.4.	Análisis de Frecuencias/Periodos Fundamentales	65

3.3. Modelación (Lineal) 69

3.3.1.	Materiales	69
3.3.2.	Secciones.....	71
3.3.3.	Cargas.....	74
3.3.4.	Masa Sísmica	77
3.3.5.	Modelo 1: Solo Estructura Aporticada.....	77
3.3.6.	Modelo 2: Estructura + Paredes (Shell)	79
3.3.7.	Modelo 3: Estructura + Paredes (Puntal Diagonal Equivalente a Compresión)....	82

4. EVALUACIÓN SÍSMICA ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL 87

4.1. Niveles y Objetivos de Desempeño..... 87

4.2. Sismos de Verificación, Demanda..... 90

4.2.1.	Niveles de Desempeño y Niveles de Amenaza Sísmica.....	92
4.2.2.	Objetivos de Rehabilitación.....	92
4.2.3.	Espectros elásticos de respuesta para diferentes niveles de amenaza sísmica	94

4.3.	Modelación No Lineal	99
4.3.1.	Propiedades esperadas de los Materiales	101
4.3.2.	Secciones de los Elementos Estructurales	104
4.3.2.1.	Agrietamiento	104
4.3.2.2.	Acero de refuerzo	106
4.3.2.3.	Nudos Rígidos	109
4.3.3.	Carga gravitacional no lineal	110
4.3.4.	Definición de casos de carga lateral.....	111
4.3.4.1.	Patrón de Cargas Laterales.....	111
4.3.4.2.	Punto de control de desplazamiento	112
4.3.5.	Rótulas plásticas	113
4.3.5.1.	Vigas	114
4.3.5.2.	Columnas.....	114
4.3.5.3.	Paredes.....	115
4.3.5.3.1.	Rigidez.....	116
4.3.5.3.2.	Resistencia.....	116
4.3.5.3.3.	Desplazamiento.....	118
4.4.	Optimización de modelación estructural y determinación de la demanda sísmica	123
4.5.	Evaluación Estructural.....	133
4.5.1.	Evaluación de Desempeño Global y Local	135
4.6.	Propuesta de Reforzamiento	149
4.6.1.	Diseño del Sistema de Reforzamiento con Diagonales Restringidas Contra Pandeo 151	
4.6.1.1.	Geometría y Configuración.....	151
4.6.1.2.	Rigidez y Resistencia.....	153

4.6.1.3.	Periodo Requerido	156
4.6.1.4.	Dimensionamiento.....	158
4.6.1.5.	Parámetros de Modelado y Criterios de Aceptación.....	160
4.6.1.6.	Evaluación de Desempeño Global y Local	163
4.6.1.7.	Verificación de Demandas Axiales en Columnas	177
4.7.	Comparación de Curvas de Capacidad.....	179
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	182
6.	REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	190
	ÍNDICE DE ANEXOS	194
	ANEXO A: RUTINA DE MATLAB PARA PROCESAMIENTO DE SEÑALES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL.....	195

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Resultados de Frecuencias y Periodos fundamentales	69
Tabla 2 Análisis de carga muerta sobre impuesta Pisos 1 a 4.....	74
Tabla 3 Análisis de carga muerta sobre impuesta Piso 5	75
Tabla 4 Comparación de Periodos Fundamentales Experimental vs Modelo 1.....	78
Tabla 5 Espesores equivalentes para la mampostería con y sin enlucido	81
Tabla 6 Comparación de Periodos Fundamentales Experimental vs Modelo 2.....	82
Tabla 7 Comparación de Periodos Fundamentales Experimental vs Modelo 3.....	85
Tabla 8 Valores de aceleración para diferentes periodos de retorno y periodos estructurales.	95
Tabla 9 Factores de Sitio para Espectros Elásticos con diferente periodo de retorno	97
Tabla 10 Relación entre niveles de desempeño y derivas máximas de piso	135
Tabla 11 Coeficientes α según número de pisos	157
Tabla 12 Cálculo de parámetros de modelado y criterios de aceptación para riostras.....	161

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Clasificación de Métodos de Identificación mediante OMA.....	30
Figura 2 Representación picos de amplitud que indican frecuencias naturales en el método Peak Picking	32
Figura 3 Patrones de distribución de cargas laterales para un análisis PUSHOVER	34
Figura 4 Curva de Capacidad	36
Figura 5 Tarjeta myRIO-1900.....	43
Figura 6 NI myRIO-1900 User Guide and Specifications	46
Figura 7 Especificaciones del Acelerómetro.....	47
Figura 8 Filtro Digital Pasa Banda.....	50
Figura 9 Reducción del Rango de Filtrado.....	50
Figura 10 Aplicación de Algoritmo STA/LTA y Selección de Ventanas.....	52
Figura 11 Ventana sin taper, taper con $r=5\%$ y ventana con taper.....	53
Figura 12 Espectro de Amplitudes de Fourier	54
Figura 13 Suavizado de Konno y Ohmachi con distintos valores de b	56
Figura 14 Promedio de los Espectros de Respuesta de las Ventanas de 25s	57
Figura 15 Fachada Frontal de Edificio a Medir	58
Figura 16 Fachada lateral derecha y fachada lateral izquierda	58
Figura 17 Ubicación referencial de la edificación	59
Figura 18 Distribución en plantas 1 y 2 a 5 respectivamente.....	60
Figura 19 Distribución en altura Eje A y Eje 2	60
Figura 20 Montaje del Sistema de Medición	62
Figura 21 Programación para Adquisición y Almacenamiento de Datos	62
Figura 22 Esquema de ubicación de sensores en planta.....	63

Figura 23 Ventanas de LabView para Adquisición de Datos	65
Figura 24 Promedio de los Espectros de Fourier, Dirección Transversal X-X.....	67
Figura 25 Promedio de los Espectros de Fourier, Dirección Transversal Y-Y	67
Figura 26 Promedio de los Espectros de Fourier, Dirección Transversal X-X (Torsión).....	68
Figura 27 Promedio de los Espectros de Fourier, Dirección Transversal Y-Y (Torsión).....	68
Figura 28 Propiedades Mecánicas del Hormigón	70
Figura 29 Propiedades Mecánicas del Acero de Refuerzo.....	70
Figura 30 Propiedades Mecánicas de los Bloques de Mampostería	71
Figura 31 Definición de Sección Columna	72
Figura 32 Definición de Secciones Viga.....	73
Figura 33 Definición de Sección Losa	73
Figura 34 Modelo para Estructura Aporticada.....	78
Figura 35 Modelo para Estructura + Paredes como shells	80
Figura 36 Definición de Secciones Pared	81
Figura 37 Puntal Diagonal Equivalente	83
Figura 38 Definición de Sección Puntales Auxiliares.....	84
Figura 39 Modelo para Estructura + Paredes como Puntales Equivalentes.....	85
Figura 40 Niveles de Desempeño Sísmica.....	88
Figura 41 Costos Relativos de Varios Objetivos de Desempeño.....	89
Figura 42: Control de daño y niveles de desempeño para edificios.....	90
Figura 43 Niveles de amenaza sísmica	92
Figura 44 Objetivos de Rehabilitación.....	93
Figura 45 Curva de Peligro Sísmico para Ibarra	95
Figura 46 Espectros de Peligro Uniforme de Ibarra para diferentes periodos de retorno	96

Figura 47 Factores de Amplificación de Suelo en Zona de Periodo Corto.....	97
Figura 48 Factores de Amplificación del Espectro Elástico de Desplazamientos en Roca.....	97
Figura 49 Factores por Comportamiento No Lineal de los Suelos	98
Figura 50 Ecuaciones y Forma del Espectro Elástico de Aceleraciones.....	98
Figura 51 Espectros Elásticos de Aceleraciones para diferentes niveles de amenaza sísmica	99
Figura 52 Tabla 10-1. Factores para trasladar las propiedades del material de límite inferior a las propiedades del material de resistencia esperada.....	102
Figura 53 Factores para trasladar las resistencias de mampostería de límite inferior en resistencias esperadas	102
Figura 54 Tabla 10-5 Valores de Rigidez Efectiva	104
Figura 55 Factores de Agrietamiento para Columnas según Nivel de Carga Axial	105
Figura 56 Definición de Agrietamiento para Vigas en ETABS.....	106
Figura 57 Ingreso de Acero de Refuerzo para columna en ETABS	107
Figura 58 Sección Transversal de Vigas y variación en altura Pórtico 3.....	108
Figura 59 Área de acero de refuerzo longitudinal en extremos de vigas pórtico 3 y C	109
Figura 60 Modelación de Zonas Rígidas en Nudos Viga-Columna.....	109
Figura 61 Ingreso de Factor de Rigidez para nudos Viga-Columna en ETABS.....	110
Figura 62 Definición de Carga Gravitacional No Lineal en ETABS.....	111
Figura 63 Definición de Cargas Laterales para Pushover en X e Y.....	112
Figura 64 Punto de Control de Desplazamiento.....	112
Figura 65 Definición de Punto de Control de Desplazamientos para Pushover en X e Y.....	113
Figura 66 Creación Automáticas de Rótulas Plásticas en Vigas.....	114
Figura 67 Creación Automática de Rótulas Plásticas en Columnas	115
Figura 68 Relación Generalizada Carga-Deformación para elementos mampostería	118

Figura 69 Comportamiento carga-deformación del puntal	119
Figura 70 Parámetros de Modelación No Lineal para Mampostería de Relleno	120
Figura 71 Ejemplo de Rótula Plástica de Mampostería en ETABS.....	122
Figura 72 Espectros Elásticos de Aceleraciones (DE)/NEC-15 y (MCE)/ASCE 7-16.....	125
Figura 73 Modelación de puntal de mampostería con elementos link.....	127
Figura 74 Parámetros de modelación para puntal de mampostería con elementos link	128
Figura 75 Definición de Criterios de Aceptación para mampostería con elementos link.....	130
Figura 76 Comparación de curvas de capacidad de estructura con mampostería frame y link	131
Figura 77 Curva de aproximación de daño para muros de mampostería.....	132
Figura 78 Método del Espectro de Capacidad	134
Figura 79 Método de los Coeficientes de Desplazamiento	134
Figura 80 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push X con Sismo Tr=475 años.....	136
Figura 81 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push X con Sismo Tr=475 años ...	136
Figura 82 Deriva máxima de piso para Push X con Sismo Tr=475 años.....	137
Figura 83 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push X con Sismo Tr=475 años .	138
Figura 84 Rótulas Plásticas en Paredes para Push X con Sismo Tr=475 años	139
Figura 85 Curva de comportamiento del link para Push X.....	140
Figura 86 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push Y con Sismo Tr=475 años.....	140
Figura 87 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push Y con Sismo Tr=475 años ...	141
Figura 88 Deriva de piso para Push Y con Sismo Tr=475 años	141
Figura 89 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push Y con Sismo Tr=475 años .	142
Figura 90 Rótulas Plásticas en Paredes para Push Y con Sismo Tr=475 años	143
Figura 91 Curva de comportamiento del link para Push Y	143

Figura 92 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push X con Sismo $T_r=2500$ años....	144
Figura 93 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push X con Sismo $T_r=2500$ años .	144
Figura 94 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push Y con Sismo $T_r=2500$ años....	146
Figura 95 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push Y con Sismo $T_r=2500$ años .	146
Figura 96 Deriva de piso para Push Y con Sismo $T_r=2500$ años	147
Figura 97 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push Y con Sismo $T_r=2500$ años	148
Figura 98 Ubicación en planta y elevación del reforzamiento en sentido X-X	152
Figura 99 Ubicación en planta y elevación del reforzamiento en sentido Y-Y	153
Figura 100 Rigidez Axial Equivalente	154
Figura 101 Laso Histerético y Curva Idealizada Carga Deformación para Riostras Restringidas a Pandeo.....	155
Figura 102 Relación de Derivas	156
Figura 103 Espectro Elástico de Desplazamientos para Sismo de Diseño	158
Figura 104 Dimensionado de Riostras Restringidas a Pandeo X-X.....	159
Figura 105 Dimensionado de Riostras Restringidas a Pandeo Y-Y.....	159
Figura 106 Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Riostras Restringidas a Pandeo	160
Figura 107 Modelación de riostras contra pandeo con elementos link	162
Figura 108 Parámetros de modelación para riostra REFX1 con elementos link	163
Figura 109 Verificación de Periodos de Vibración	164
Figura 110 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push X con Sismo $T_r=475$ años....	164
Figura 111 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push X con Sismo $T_r=475$ años .	165
Figura 112 Deriva de piso para Push X con Sismo $T_r=475$ años	165
Figura 113 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push X con Sismo $T_r=475$ años	166

Figura 114 Comportamiento del link con estructura reforzada para Push X.....	167
Figura 115 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push Y con Sismo Tr=475 años....	167
Figura 116 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push Y con Sismo Tr=475 años .	168
Figura 117 Deriva de piso para Push Y con Sismo Tr=475 años	168
Figura 118 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push Y con Sismo Tr=475 años	169
Figura 119 Comportamiento del link con estructura reforzada para Push Y.....	170
Figura 120 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push X con Sismo Tr=2500 años..	170
Figura 121 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push X con Sismo Tr=2500 años	171
Figura 122 Deriva de piso para Push X con Sismo Tr=2500 años	171
Figura 123 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push X con Sismo Tr=2500 años	172
Figura 124 Comportamiento del link con estructura reforzada para Push X.....	173
Figura 125 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push Y con Sismo Tr=2500 años..	173
Figura 126 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push Y con Sismo Tr=2500 años	174
Figura 127 Deriva de piso para Push Y con Sismo Tr=2500 años	174
Figura 128 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push Y con Sismo Tr=2500 años	175
Figura 129 Comportamiento del link con estructura reforzada para Push Y.....	176
Figura 130 Diagrama de Carga Axial en Columnas del eje 6.....	178
Figura 131 Diagrama de Carga Axial en Columnas del eje C	178
Figura 132 Comparación de curvas de capacidad para 4 diferentes modelos.....	180

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

En los últimos años en nuestro país hemos sido testigos de un gran avance en la industria de la construcción, y se han diseñado una gran cantidad de estructuras siguiendo normas establecidas. Estas normas o códigos se implementaron en Ecuador desde el año 1951, después del gran terremoto ocurrido en Ambato en 1949, el cual causó gran cantidad de pérdidas humanas y materiales, debido al tipo de construcción empleado en ese tiempo (Estrada, Naranjo, & Nienhuys, 1976). A partir de estos eventos, en Ecuador se han desarrollado y actualizado constantemente dichos códigos en base a investigaciones propias principalmente en universidades y adaptaciones de normas internacionales.

En la actualidad el código vigente es la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 15), la que presenta los requerimientos mínimos y parámetros para el diseño sismorresistente.

Hoy en día la importancia de la prevención de colapso de estructuras frente a eventos sísmicos ha direccionado la atención de los profesionales a mejorar los diseños, los materiales utilizados en obra y los métodos constructivos en toda edificación a fin de cumplir la filosofía sismorresistente actual.

La mayor parte de edificaciones construidas en Ecuador, son las denominadas construcciones informales que carecen de estudios técnicos que avalen su aprobación y construcción.

Las normas de diseño han ido evolucionando con el paso del tiempo, los controles son más rigurosos y para considerar a una estructura sismorresistente es necesario evaluar su estado actual, diagnosticar las posibles deficiencias de diseño y construcción, así como proponer las soluciones más adecuadas para mejorar su desempeño si así se requiere.

Conocer el comportamiento estructural para saber el estado en el que se encuentran nuestras infraestructuras, refiriéndonos con esto específicamente a obras civiles, es un tema que en la actualidad viene despertando cada vez más el interés en los ingenieros, es por ello que en el afán de tener mayor control sobre ellas se estila realizar monitoreos, los cuales nos proporcionarán datos de gran importancia que nos permitirán evaluar el estado actual de las mismas y a partir de ahí tomar las acciones que se requieran según sea el caso.

1.2. Justificación

La ingeniería estructural, en su continuo desarrollo, ha implementado técnicas experimentales que buscan una adecuada comprensión de lo que ocurre con las estructuras en la etapa posterior a la construcción y que permitan la identificación de las propiedades dinámicas reales de las mismas durante su vida útil (Henao, Botero Palacio, & Muriá Vila, 2014). Dado que la modelación computacional no representa de manera efectiva a la estructura, menos aún si se considera los elementos no estructurales como mampostería, se puede esperar que el período fundamental de vibración real de la estructura sea distinto al del modelo computacional (Chango García, 2016), situación que está relacionada a la masa pero principalmente a que no se captura adecuadamente la rigidez.

La estimación del periodo natural de vibración de una estructura de concreto reforzado es un procedimiento esencial en el diseño sísmico. A partir de esta característica puede obtenerse una buena apreciación de las demandas globales sobre una estructura sometida a una determinada acción sísmica. Esta propiedad depende de la masa y la rigidez de la estructura, y es afectada por muchos factores tales como la regularidad de la estructura, el número de pisos y claros, las dimensiones de las secciones, el nivel de carga axial, las cuantías de refuerzo y del nivel de agrietamiento del concreto (Carrillo León, 2009).

La instrumentación de edificaciones surge como una posibilidad de tener acceso a ese tipo de información que permite comprender las propiedades dinámicas de la estructura, evaluar el diseño de la edificación una vez construida o comprender e identificar posibles daños después de la ocurrencia de un evento sísmico (Henaó, Botero Palacio, & Muriá Vila, 2014). Sin embargo, debido a su alto costo en equipos, y relativa complejidad en el procesamiento e interpretación de resultados, sumado al hecho de que se requiere de análisis no lineal ya sea estático o dinámico para una correcta evaluación ante una demanda sísmica, esta técnica hasta el momento no ha logrado ser ampliamente utilizada por los ingenieros.

1.3. Alcance

El presente trabajo de titulación pretende realizar una evaluación de una estructura de pórticos de hormigón armado de baja a mediana altura, mediante el uso de sensores de aceleración de bajo costo ubicados estratégicamente en la última planta de la edificación, los cuales permitirán determinar algunas propiedades dinámicas más reales en base a vibración ambiental, las cuales servirán para calibrar de manera más cercana un modelo en ETABS que permita, mediante análisis estático no lineal (Pushover) y conforme a un espectro normativo, evaluar el desempeño sísmico de la estructura, para finalmente de manera muy general y sin profundizar en etapas avanzadas de cálculo y diseño, plantear soluciones de reforzamiento de así requerirse.

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General:

- Realizar la evaluación estructural de una edificación aporricada de hormigón armado, mediante análisis modal operacional con sensores de bajo costo y análisis estático no lineal.

1.4.2. Objetivos Específicos:

- Instrumentar una edificación de baja a mediana altura con sensores de bajo costo para determinar sus propiedades dinámicas utilizando vibración ambiental, lo cual se conoce como análisis modal operacional.
- Calibrar un modelo matemático de la estructura en un software como ETABS, conforme las propiedades dinámicas reales que se obtuvieron previamente y realizar una evaluación estructural de la edificación mediante análisis estático no lineal.
- Proponer de forma general en base a la evaluación, una alternativa de reforzamiento en caso de que así se requiera.

1.5. Generalidades

1.5.1. Dinámica Estructural

La dinámica estructural es la rama de la ingeniería que estudia la respuesta de una estructura, ya sea edificación o cualquier obra civil, ante la acción de una carga dinámica, es decir, una carga variable en el tiempo que da origen a fuerzas inerciales en las estructuras. La dinámica está ampliamente planteada y descrita en libros clásicos como (Chopra 2007 o Clough 2003, Paz 2003), y resulta importante para conocer el comportamiento de las estructuras frente a fenómenos como los sismos, el viento, en algunos casos vibraciones generadas por máquinas e incluso por las mismas personas.

Recientes crisis sísmicas (Haití, 2010; Chile, 2010; Japón, 2011; Ecuador, 2016) han puesto en evidencia una vez más la enorme capacidad destructiva de los terremotos, los cuales solo necesitan de unos pocos segundos para mostrar toda su acción

devastadora. Los efectos que estos fenómenos naturales producen en una determinada población, están condicionados en gran parte a la capacidad de las estructuras para responder ante tales eventos (Trujillo López, 2011).

Ante acciones que varían en el tiempo una estructura responde cambiando su posición de equilibrio estable. Estos cambios de posición pueden alcanzar grandes amplitudes incluso para valores pequeños de la fuerza excitadora, lo que puede generar la ruina parcial o total de una estructura (Vitale Chiappini, 2018).

La respuesta de las estructuras está condicionada a la existencia de ciertas propiedades, parámetros sobre los cuales se hace necesario indagar para saber qué tan vulnerable es un determinado sistema estructural ante una excitación de carácter sísmico. Por lo tanto, de la calidad de los edificios en los cuales las personas residan o desarrollen sus labores, dependerán en gran medida los efectos que un terremoto pueda producir en una determinada población (Trujillo López, 2011).

Por estas razones, es importante conocer, así sea de manera aproximada o a niveles básicos, las propiedades inherentes del comportamiento dinámico de las estructuras, las cuales como ya se indicó con anterioridad, influyen en la respuesta ante acciones dinámicas como por ejemplo un sismo.

Dentro de las propiedades dinámicas que se pueden encontrar están períodos fundamentales, frecuencias, amortiguamientos y formas modales. Un primer acercamiento a estas propiedades se logra mediante un modelo matemático; sin embargo, es importante anotar que en el diseño estructural se hacen ciertas suposiciones o hipótesis para lograr una aproximación al caso real. En vista de lo

anterior pueden existir diferencias importantes entre el comportamiento predicho en el análisis y el que tiene la estructura construida (Trujillo López, 2011).

Estos parámetros se pueden hallar mediante pruebas experimentales y de esta forma pueden ser utilizados para calibrar modelos matemáticos y como referencia para evaluar el comportamiento real del sistema.

Estas técnicas o métodos dinámicos pueden ser:

Vibración inducida o forzada, grabación de sismos, y registros de vibraciones ambientales.

El análisis modal de vibraciones es una herramienta que se puede utilizar tanto a nivel global como local en las estructuras y puede servir de instrumento en la toma de decisiones en la gestión de las mismas.

1.5.2. Análisis Modal Operacional

Para determinar los periodos de vibración se utilizan comúnmente ecuaciones simplificadas que se encuentran en las normas y códigos de diseño y construcción, o en el mejor de los casos se construyen modelos numéricos en los cuales se consideran ciertas hipótesis en algunos aspectos estructurales. Sin embargo, existen grandes incertidumbres del comportamiento real ante excitaciones dinámicas, entre los que se destacan los efectos de interacción suelo-estructura, los efectos de torsión, la flexibilidad del diafragma de piso, la participación de elementos no estructurales, etc.

El considerar en forma errónea la participación de estos aspectos estructurales puede conducir a estimaciones poco confiables de los periodos de vibración y

amortiguamientos naturales de las edificaciones, parámetros importantes que gobiernan la respuesta dinámica de las mismas (Muriá Vila & González Alcorta, 1995).

1.5.2.1. Métodos de ensayo de vibración forzada

Los métodos de ensayo de vibración forzada o EMA (Experimental Modal Analysis) son generalmente usados para determinar las características dinámicas de estructuras pequeñas y medianas. Este método es poco usado en grandes estructuras, debido a la complejidad asociada con proporcionar niveles significativos de excitación a una estructura grande y masiva.

En este ensayo, se aplican fuerzas controladas a la estructura para inducir vibraciones. Midiendo la respuesta de la estructura a estas fuerzas conocidas, se puede determinar las propiedades dinámicas de la misma. La medida de la respuesta de la aceleración y excitación en la historia del tiempo son usados para calcular la función de respuesta de frecuencia (FRF). Las FRF son usadas para determinar las frecuencias naturales, modos, y valores de amortiguamiento de estructuras usando métodos de análisis establecidos. Se puede aplicar fuerzas de excitación controladas a la estructura usando diferentes métodos como los siguientes:

- Agitadores mecánicos
 - Electromagnéticos
 - De masa excéntrica
 - Hidráulicos
- Cargas transitorias
 - Pull back and release

- Impacto
- Movimientos inducidos del terreno
 - Explosiones

Los tres métodos más usados son los agitadores, impacto y pull back.

Las pruebas de vibraciones de fuerzas controladas en edificios pueden perturbar a los ocupantes y tendría que llevarse a cabo fuera de las horas de trabajo, lo que genera un incremento en el costo de las pruebas. Por lo tanto las pruebas dinámicas de rutina en puentes y edificios deben estar basadas en métodos naturales, lo cual no interfiere con la operación normal de la estructura.

1.5.2.2. Métodos de ensayo de vibración ambiental

El análisis modal operacional (OMA por sus siglas en inglés), tiene como objetivo identificar las propiedades modales de una estructura basadas en los datos de vibración recopilados cuando la estructura se encuentra bajo sus condiciones operativas, es decir, sin excitación inicial o excitación inducida.

Se utiliza cuando se desea estudiar estructuras que no es conveniente excitarlas por medio de un martillo o un excitador, algunas porque son difíciles de excitar artificialmente debido a su tamaño, forma o localización. En muchas estructuras grandes puede resultar muy complicado excitarlas artificialmente a un nivel tal que la respuesta debida a factores ambientales sea pequeña en comparación con la respuesta debida a factores artificiales. Hay otros casos en los que surgen problemas de daño debido a no linealidades introducidas por un nivel de respuesta muy elevado al emplear métodos artificiales de excitación.

Durante las condiciones normales de operación, un edificio es sometido a vibraciones ambientales generadas por el viento, tráfico, ocupantes, equipos de

ventilación, etc. Una hipótesis clave del análisis de vibraciones ambientales es que las entradas que causan los movimientos tienen casi siempre características de ruidos blancos en el rango de frecuencia de interés. Esta hipótesis implica que las cargas de entrada no controlan el sistema a ninguna frecuencia en particular y por lo tanto cualquier frecuencia identificada asociada con una respuesta fuerte y significativa refleja la respuesta modal estructural. Esto significa que una parte crucial de los métodos de análisis de vibraciones ambientales es la habilidad del profesional para diferenciar los modos estructurales naturales de cualquier modo operacional impuesto por ejemplo por una máquina adyacente funcionando a una frecuencia particular.

1.5.2.3. Ventajas y Desventajas de OMA

La economía de implementación es una de las principales ventajas de las pruebas de vibración ambiental, ya que solo es necesario medir la vibración de salida de la estructura. Esto es particularmente atractivo para estructuras de ingeniería civil como edificios y puentes donde puede ser costoso o perturbador llevar a cabo pruebas de vibración libre o de vibración inducida artificialmente con entrada conocida (Mosquera Delgado, 2019).

Las principales ventajas de este tipo de pruebas son:

- Es necesario menor tiempo para realizar el ensayo, ya que solo hay que colocar los equipos de medición.
- Es más barato, puesto que no necesita de la adquisición de grandes equipos excitadores y puede realizarse in situ.
- El ensayo no interfiere ni interrumpe el funcionamiento normal de la estructura, por lo que puede seguir estando en servicio mientras se realiza.

- La respuesta medida es representativa de las condiciones reales de funcionamiento de la estructura
- Se evita la aplicación de cargas artificiales que conllevan un riesgo de dañar la estructura.

La identificación de propiedades modales utilizando datos ambientales tiene desventajas como lo son:

- Los métodos de identificación son más sofisticados.
- Sin información de carga de entrada, las propiedades modales pueden tener incertidumbres de identificación significativas.
- Las propiedades modales identificadas solo reflejan las propiedades en el nivel de vibración ambiental, que generalmente es más bajo que el nivel de capacidad de servicio u otros casos de diseño de interés. Esto es especialmente relevante para la relación de amortiguamiento que comúnmente se percibe como dependiente de la amplitud.

1.5.2.4. Métodos de estimación de parámetros

Se han desarrollado varios métodos para analizar datos de rango de pruebas de vibraciones forzadas y de operación, desde modelos lineales determinísticos hasta modelos estocásticos no lineales. Los rangos de aplicaciones van desde mejorar modelos matemáticos de sistemas de detección de daño, hasta identificar las entradas de un sistema para controlar su respuesta. Los métodos de estimación de parámetros usan señales dinámicas que pueden ser clasificadas como (Brincker & Ventura, 2015):

- a) Métodos de dominio del tiempo
- b) Métodos de dominio de la frecuencia

c) Métodos conjuntos de dominio frecuencia-tiempo

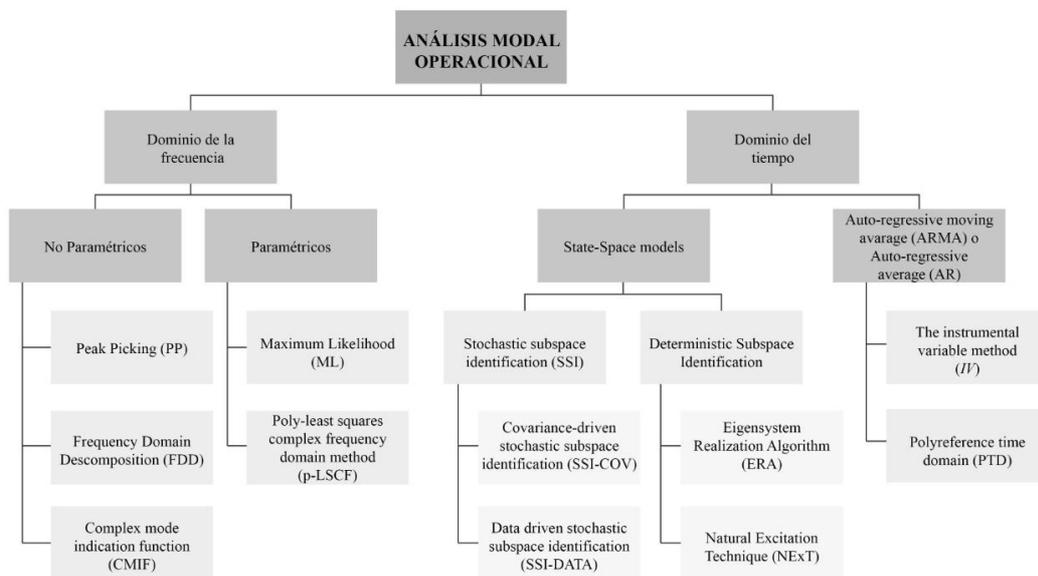


Figura 1 Clasificación de Métodos de Identificación mediante OMA
Fuente: (Castro Triguero, 2016)

Como se puede ver, existen muchos métodos para realizar el análisis modal operacional. A continuación se van a describir dos de ellos: Peak Picking (PP) y Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD), siendo el primero de estos el que se ha utilizado para el desarrollo del presente trabajo.

1.5.2.5. Métodos basados en el espectro del dominio de la frecuencia

Los algoritmos en el dominio de la frecuencia son más usados debido a su simplicidad y su velocidad de realización. Las frecuencias modales son determinadas observando los picos de las funciones de respuesta en frecuencia.

Entre los métodos de identificación planteados en el dominio del espectro de frecuencias se cuentan:

Peak Picking (PP): Este método proporciona la aproximación más simple y rápida a la estimación de parámetros modales de una estructura civil sujeta a cargas ambientales. Este método solo puede ser usado bajo condiciones de bajo

amortiguamiento (menos del 5% de amortiguamiento crítico) y modos bien separados. De esta manera, la respuesta a la frecuencia natural es dominada por la correspondiente forma modal y el pico en el espectro de frecuencias puede ser utilizado para identificar frecuencias naturales, las cuales son determinadas de la observación de los picos de la función densidad espectral promediada y normalizada. Esta función se obtiene básicamente convirtiendo las medidas de aceleraciones al dominio de la frecuencia mediante la transformada de Fourier discreta.

Se basa en que la función de respuesta en el dominio de la frecuencia alcanza valores extremos en torno a las frecuencias naturales de la estructura.

Las principales ventajas que ofrece el método de Peak Picking es su facilidad para ser usado y la rapidez con la que pueden ser estimados los parámetros modales, sin embargo, el amortiguamiento no puede ser estimado.

Algunos inconvenientes de este método se pueden encontrar en (De Roeck, Maeck, & Peeters, 2000), y son:

- Elegir las frecuencias naturales es una tarea subjetiva, especialmente si los picos no están demasiado claros.
- Al aumentar el amortiguamiento, los picos se desplazan de las frecuencias naturales
- No se obtienen los modos de vibración
- No se emplea para estimaciones de amortiguamientos, ya que no proporciona buenos valores.

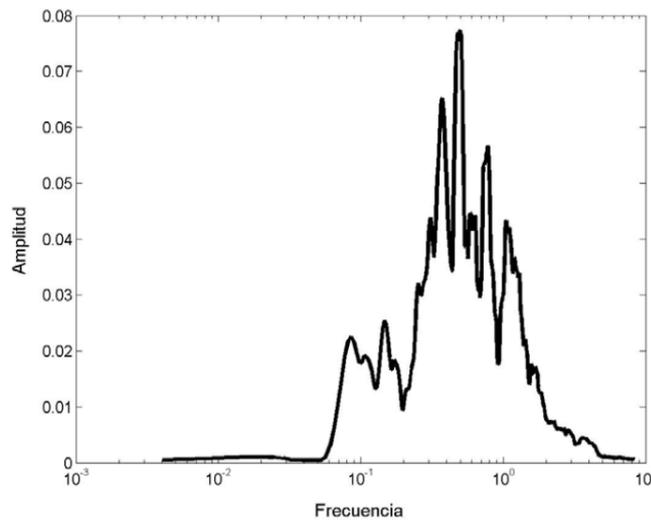


Figura 2 Representación picos de amplitud que indican frecuencias naturales en el método Peak Picking
Fuente: (Fernández Solá & Aviles López, 2008)

Se hace la suposición de que la respuesta dinámica en los picos de resonancia viene determinada solo por un modo. La validez de esta suposición aumenta cuanto más separados están los modos y menor es el amortiguamiento de la estructura (Súnico, 2005).

Descomposición en el Dominio de la Frecuencia (FDD): Es una extensión de la técnica de aproximación clásica en el dominio de la frecuencia o técnica Peak Picking (PP). Esta técnica parte de la descomposición en valores singulares de la matriz espectral, la cual es descompuesta en un set de funciones autoespectrales, cada una de las cuales corresponde a un grado de libertad del sistema. Para sistemas en los que la excitación sea ruido blanco, la estructura se encuentre ligeramente amortiguada y las formas modales de los modos cercanos sean geoméricamente ortogonales, el resultado obtenido de este método es exacto. Aun cuando estas suposiciones no sean satisfechas, la descomposición da resultados

significativamente más aproximados que los obtenidos haciendo uso de la técnica PP.

Otros métodos muy usados tanto en el dominio de la frecuencia como en el dominio del tiempo son: Maximum Likelihood (ML), Stochastic Subspace Identification (SSI), Eigensystem Realization Algorithm (ERA) y Natural Excitation Technique (NExT)

1.5.3. Análisis Estático No Lineal (PushOver)

A la par con la instrumentación de edificaciones y técnicas de medición, se han desarrollado herramientas computacionales y numéricas que posibiliten el análisis de los registros obtenidos mediante las teorías matemáticas y estadísticas existentes. El tipo de análisis requerido está directamente ligado con el tipo de excitación que experimenta la estructura, la magnitud de las aceleraciones y su duración (Henao, Botero Palacio, & Muriá Vila, 2014).

En lugar de un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado, pero que a la vez es bastante complejo; el análisis estático no lineal de carga incremental, mejor conocido como Pushover, es una herramienta muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura y es un gran avance en comparación con la forma de análisis tradicional que utiliza teoría lineal.

El análisis estático no lineal es una técnica comprensible y eficiente para estudiar la capacidad (resistencia-deformación), de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. El análisis pushover se puede llevar a cabo aplicando un patrón de cargas laterales a la estructura, que representen las fuerzas sísmicas, patrón que se va incrementando monótonicamente hasta alcanzar la capacidad última de la estructura o el colapso. El objetivo de este procedimiento es cuantificar la capacidad

de la estructura para absorber una acción lateral como, en este caso, la de un sismo (Aveiga Gaibor & Carvajal Valdivieso, 2018).

Durante el análisis, el cortante en la base se va incrementando progresivamente manteniendo constante el patrón de fuerzas sísmicas distribuido en la altura del edificio. Para conseguir una representación realista de esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas laterales, similar a las de las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, las cuales siguen la forma del modo fundamental de vibración o una distribución más sencilla, como puede ser triangular invertida, parabólica o uniforme (Aveiga Gaibor & Carvajal Valdivieso, 2018).

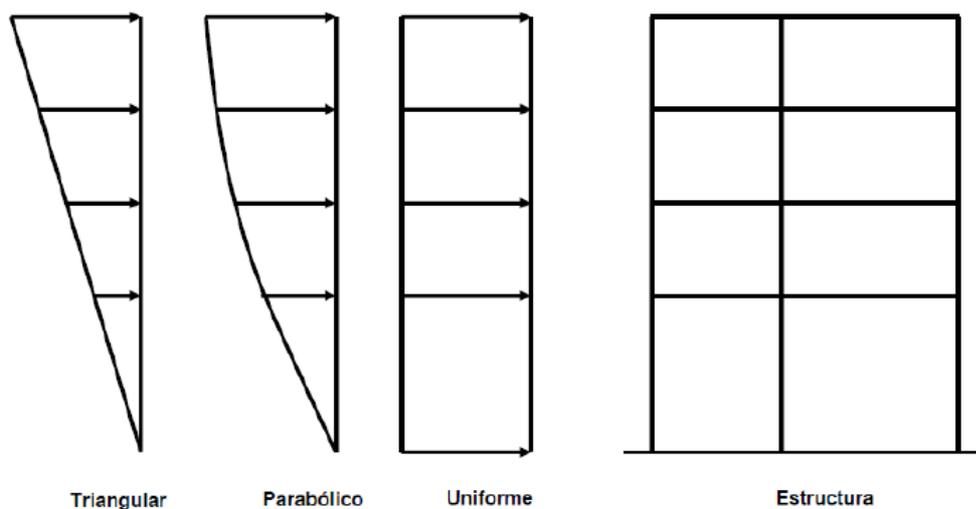


Figura 3 Patrones de distribución de cargas laterales para un análisis PUSHOVER
Fuente: (Moreno, 2006)

No existe un único patrón de fuerzas que sea universalmente aceptado; la forma de distribución de las fuerzas laterales aplicadas a una estructura influye en la determinación de las curvas de capacidad. Una solución práctica es utilizar al menos dos distribuciones diferentes y definir la curva de capacidad mediante la envolvente de los resultados obtenidos (Moreno, 2006).

Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad (Bonett, 2003).

El desplazamiento objetivo representa el máximo desplazamiento probable a ser experimentado durante un sismo. Ya que el modelo matemático toma en cuenta directamente los efectos de la respuesta inelástica del material, el cálculo de las fuerzas internas será una aproximación razonable a lo que se puede esperar durante el sismo de diseño (Toledo, 2017).

En este contexto el análisis estático no lineal es un paso intermedio entre el análisis elástico lineal y el análisis no lineal dinámico.

A pesar de tener ciertas limitaciones desde el punto de vista metodológico, debido a que los resultados no son muy exactos, es el procedimiento de mayor aceptación y uso. Dentro de las limitaciones del Pushover se encuentra que este análisis solo tiene en cuenta el aporte del primer modo de vibración, el cual representa un sentido en la dirección de la fuerza sísmica. Asimismo, un aspecto importante en la aplicación de esta metodología es la construcción de la curva de capacidad de la edificación (Paredes Azaña, 2016).

La Curva de Capacidad representa gráficamente la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura para cada incremento. Esta curva generalmente se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de vibración es el que predomina en la respuesta estructural. Esta suposición

generalmente es válida para estructuras con un periodo fundamental menor a 1 segundo. Para edificios más flexibles con un periodo fundamental de vibración mayor a 1 segundo, el análisis debe considerar los efectos de los modos más altos de vibración.

En la figura 4 se muestra una representación típica de una curva de capacidad, con el cortante en la base en el eje de las ordenadas, mientras que en el eje de abscisas se representa el desplazamiento lateral en el último piso del edificio.

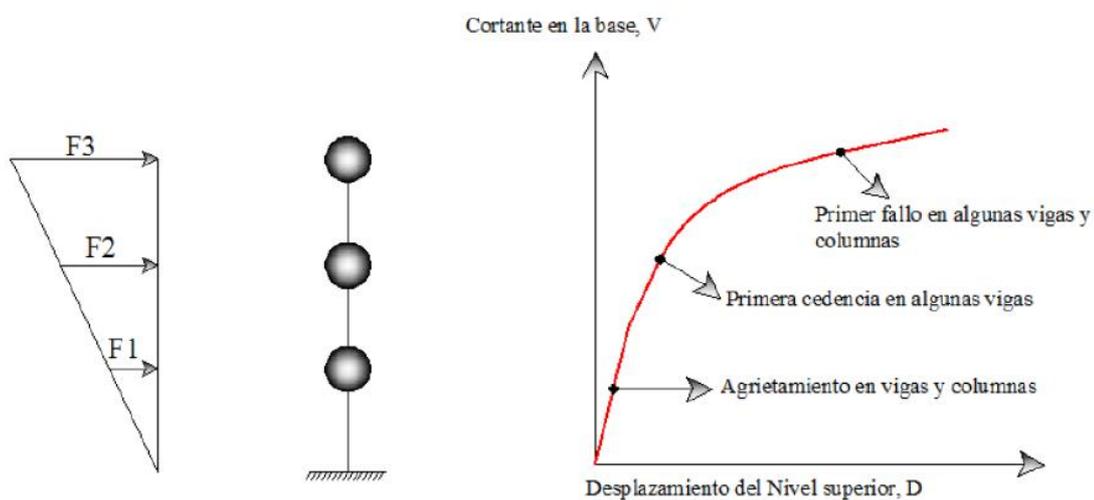


Figura 4 Curva de Capacidad
Fuente: (Moreno, 2006)

Para determinar la curva de capacidad resistente, se necesita conocer la geometría de la estructura, el armado del acero de refuerzo para cada elemento, la calidad de los materiales constructivos y las curvas constitutivas del concreto y el acero.

2. DESCRIPCIÓN DE EQUIPOS UTILIZADOS Y TRATAMIENTO DE SEÑALES

2.1. Sensores de Aceleración y Criterios de instrumentación en edificios

En los países con alto riesgo sísmico se llevan a cabo estudios sobre la importancia de los parámetros dinámicos de una edificación, como el periodo fundamental y el amortiguamiento. El primero está relacionado directamente con la rigidez de la edificación y puede estar vinculado con la calidad del material usado, la interacción suelo-estructura y el diseño estructural entre otros (Guillier, Chatelain, Tavera, Perfettini, Ochoa, & Herrera, 2014). Este periodo es usualmente obtenido mediante modelamiento en programas de análisis estructural, el cual en algunos casos termina siendo un periodo alejado a la realidad, porque no considera a los elementos no estructurales y la interacción suelo-estructura. Este problema se incrementa más aún en estructuras existentes, donde generalmente no se cuenta con planos estructurales, ni especificaciones técnicas como los parámetros del hormigón, además el hecho de que la edificación pudo haber sufrido daños previos y tener una variación en su rigidez. Por consiguiente, es de gran utilidad evaluar directamente el período en el sitio, mediante la instrumentación de sensores sísmicos con el uso de diferentes técnicas.

La instrumentación de estructuras no es una tendencia novedosa. Desde la antigüedad, los ingenieros, arquitectos y artesanos han sido cuidadosos en observar el comportamiento las construcciones con el afán de descubrir fallas, signos de degradación o simplemente extender sus conocimientos e implementarlos en el diseño de futuros proyectos (Branko, Posenato, & Inaudi, 2007). Lo único novedoso son los métodos empleados para llevar a cabo esta actividad.

Hablar de instrumentación o monitoreo tal vez son términos muy amplios; sin embargo, este trabajo se enfoca en aquellas técnicas que se usan para evaluar el comportamiento

dinámico de las edificaciones, las cuales son muy usadas dentro de lo conocido como “Structural Health Monitoring” (SHM), que no viene a ser nada más que un proceso de implementación de estrategias de detección y caracterización de daños para estructuras de ingeniería.

Uno de los principales dispositivos para medir parámetros de interés en las estructuras son los sensores, que en términos generales son dispositivos capaces de detectar magnitudes físicas o químicas y transformarlas en variables eléctricas que se puedan procesar fácilmente. Entre los más usados en estructuras están los acelerómetros, deformímetros, transductores de desplazamiento, transductores de temperatura, anemómetros, etc.

Acelerómetro:

Los acelerómetros son instrumentos que utilizan para conocer la magnitud de la aceleración a la que son sometidos los cuerpos. Se suelen emplear para medir inclinación, distancia y velocidad en vehículos, máquinas, edificios, así como la actividad sísmica. Los transductores de aceleración son capaces de detectar incluso los movimientos más leves, desde un sismo hasta la más mínima vibración causada por perturbaciones ambientales.

La unidad de aceleración estándar es la aceleración de la gravedad “g” o bien 9.81m/s^2 , por lo cual, es común expresar el rango de medición de un acelerómetro en estas unidades.

La mayoría de los acelerómetros que se encuentran comercialmente miden desde 2g hasta 16g y suelen usarse en pruebas de impacto, en aviones, automóviles, etc. Sin embargo, para aplicaciones relacionadas con el monitoreo de estructuras se acostumbra realizar pruebas de vibración ambiental para conocer sus propiedades dinámicas. Para tal propósito, las magnitudes de aceleración no son tan grandes, por lo tanto se pueden utilizar acelerómetros de 1g o incluso de hasta 0.5g.

Los acelerómetros pueden ser clasificados dependiendo de la dirección en la cual se desea conocer la aceleración, por lo tanto se pueden catalogar como acelerómetros uniaxiales, biaxiales y triaxiales. Otra forma de clasificarlos utiliza las características que definen su funcionamiento en el instante en que miden la aceleración, pudiendo ser mecánicos, capacitivos, piezoeléctricos, piezoresistivos y MEMS, cada uno con diferentes características, aplicaciones y precios.

La elección del acelerómetro apropiado para realizar una medida de aceleración, depende de las características del sensor: márgenes de valores de aceleración que admite, capacidad para medir en continua o sólo en alterna, la máxima frecuencia a la que puede trabajar, los parámetros característicos del sensor, entre otros (Gonzalo, 2004).

Al seleccionar un dispositivo para una aplicación en particular hay que considerar varios factores:

1. El tipo de medición que se requiere, por ejemplo, la variable que se va a medir, su valor nominal, el rango de valores, la exactitud, velocidad de medición y confiabilidad requeridas, las condiciones ambientales en que se realiza la medición.
2. El tipo de salida que se requiere del sensor, lo cual determinará las condiciones de acondicionamiento de la señal, a fin de contar con las señales de salida idóneas para la medición.
3. Con base en lo anterior se pueden identificar algunos sensores, teniendo en cuenta el rango, exactitud, linealidad, velocidad de respuesta, confiabilidad, facilidad de mantenimiento, duración, requisitos de alimentación eléctrica, disponibilidad y costo (Bolton, 2006).

Criterios básicos de instrumentación en edificios:

El registro de vibraciones en la estructura se puede realizar de dos formas, mediante la instrumentación permanente y la instrumentación temporal.

Respecto a instrumentación permanente se puede consultar varias normas, artículos técnicos con evidencia experimental y también se puede encontrar casos reales de puentes y edificios; en cuanto a instrumentación temporal, que es el caso del presente estudio, además de lo que se encuentra en la bibliografía, aquí se resumen los principales criterios generales a seguir para instrumentar edificaciones:

- El número de equipos disponibles, la geometría de la estructura y los parámetros que se desean conocer en una edificación, son los principales factores que condicionan un determinado arreglo de sensores.
- De manera ideal se podría instrumentar todos los pisos de una edificación, incluyendo un sensor en la base y otro en campo libre alejado una distancia como mínimo igual a la altura del edificio, los primeros con la finalidad de ser más exacto en la respuesta y obtener las formas modales, mientras que los últimos con el objetivo de estudiar la interacción suelo – estructura.
- En caso de no disponer de muchos equipos, se podría optar por instrumentar en altura con tres equipos, uno en la base, otro a media altura y otro en el nivel superior.
- Cuando se coloca un solo equipo, este debe ubicarse en el último piso de la edificación que es donde se presentan los mayores desplazamientos para los modos fundamentales de vibración.

- En cualquier caso, es recomendable ubicar los sensores cercanos al centro de masas para la medición de frecuencias traslacionales, mientras que para frecuencias torsionales además se debe colocar en los extremos más alejados en una planta.
- Dependiendo del nivel de excitación ambiental al que se encuentre sometida la edificación, se debe evaluar la necesidad de adherir o anclar adecuadamente los sensores a la losa, para evitar el desplazamiento relativo entre el sensor y la edificación lo cual afectaría los resultados. Por lo general esto no se requiere cuando se trata de instrumentación temporal en edificios para pruebas de vibración ambiental, pero en caso de puentes o edificios con mayores niveles de perturbación y si se requiriera determinar el amortiguamiento, este anclaje se lo debe realizar de tal manera que no interfiera en el amortiguamiento de la estructura.
- Los equipos deben ubicarse alejados de zonas de alta circulación y principalmente de equipos o maquinaria que puedan inducir vibraciones no deseadas en frecuencias que se confundan con las de la estructura.
- Es recomendable colocar el sensor con cuidado y sobre una superficie uniforme, lo mejor nivelado posible respecto de la horizontal, además se debe orientar adecuadamente para que coincidan los ejes horizontales del sensor con la dirección longitudinal y transversal de la estructura.

Actualmente, varias normas técnicas de diseño y construcción sismorresistente de países vecinos como Colombia (NSR-10, Capítulo A.11), Perú (E.030, Capítulo IX), Venezuela (COVENIN-1756:2001-2), Chile (NCh 433), México, etc., ya contemplan aunque de

manera general aspectos como por ejemplo en qué casos deben colocarse instrumentos sísmicos en edificaciones, donde y como deben ubicarse, mantenimientos, vigilancia, espacio físico, almacenamiento y disponibilidad de la información, etc.; sin embargo, la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15 no considera la instrumentación dentro de su cuerpo normativo.

2.2. Descripción de equipo MyRIO-1900

Para la medición de vibraciones ambientales se utilizó el acelerómetro incorporado en la tarjeta myRIO-1900 del fabricante National Instruments, la cual es un dispositivo compacto, integrado, portátil y reconfigurable, de entradas y salidas tanto analógicas como digitales, que se puede utilizar para diseñar sistemas de control, robótica, mecatrónica, etc.

El NI myRIO-1900 tiene entradas y salidas en ambos lados del dispositivo en forma de conectores MXP y MSP, incluye 10 entradas analógicas, 6 salidas analógicas, 40 líneas de entradas y salidas digitales, conexión a ordenador host a través de USB y WiFi, LEDs, un push-button, un acelerómetro interno, un FPGA Xilinx y un procesador dual-core ARM Cortex-A9.

Se puede programar el myRIO-1900 con LabVIEW o C, y el WiFi permite una integración rápida y fácil en aplicaciones remotas.



Figura 5 Tarjeta myRIO-1900
Fuente: (sitio web de National Instruments)

Especificaciones

Las siguientes especificaciones son típicas para un rango de temperatura de operación de entre 0 a 40 °C

Processor

Processor type	Xilinx Z-7010
Processor speed	667 MHz
Processor cores	2

Memory

Nonvolatile memory	512 MB
DDR3 memory	256 MB
DDR3 clock frequency	533 MHz
DDR3 data bus width	16 bits

For information about the lifespan of the nonvolatile memory and about best practices for using nonvolatile memory, go to ni.com/info and enter the Info Code 88DEE.

FPGA

FPGA type	Xilinx Z-7010
-----------------	---------------

Wireless Characteristics

Radio mode	IEEE 802.11 b,g,n
Frequency band	ISM 2.4 GHz
Channel width	20 MHz

Channels	USA 1 to 11, International 1 to 13
TX power	+10 dBm max (10 mW)
Outdoor range	Up to 150 m (line of sight)
Antenna directivity	Omnidirectional
Security	WPA, WPA2, WPA2-Enterprise

USB Ports

USB host port	USB 2.0 Hi-Speed
USB device port	USB 2.0 Hi-Speed

Analog Input

Aggregate sample rate	500 kS/s
Resolution	12 bits
Overvoltage protection	± 16 V

MXP connectors

Configuration	Four single-ended channels per connector
Input impedance	>500 k Ω acquiring at 500 kS/s 1 M Ω powered on and idle 4.7 k Ω powered off
Recommended source impedance	3 k Ω or less
Nominal range	0 V to +5 V
Absolute accuracy	± 50 mV
Bandwidth	>300 kHz

MSP connector

Configuration	Two differential channels
Input impedance	Up to 100 nA leakage powered on; 4.7 k Ω powered off
Nominal range	± 10 V
Working voltage (signal + common mode)	± 10 V of AGND
Absolute accuracy	± 200 mV
Bandwidth	20 kHz minimum, >50 kHz typical

Audio input

Configuration	One stereo input consisting of two AC-coupled, single-ended channels
Input impedance	10 k Ω at DC
Nominal range	± 2.5 V
Bandwidth	2 Hz to >20 kHz

Analog Output

Aggregate maximum update rates

All AO channels on MXP connectors	345 kS/s
All AO channels on MSP connector and audio output channels	345 kS/s

Resolution	12 bits
------------------	---------

Overload protection	± 16 V
---------------------------	------------

Startup voltage	0 V after FPGA initialization
-----------------------	-------------------------------

MXP connectors

Configuration	Two single-ended channels per connector
Range	0 V to +5 V
Absolute accuracy	50 mV
Current drive	3 mA
Slew rate	0.3 V/ μ s

MSP connector	
Configuration	Two single-ended channels
Range	± 10 V
Absolute accuracy	± 200 mV
Current drive	2 mA
Slew rate	2 V/ μ s
Audio output	
Configuration	One stereo output consisting of two AC-coupled, single-ended channels
Output impedance	100 Ω in series with 22 μ F
Bandwidth	70 Hz to >50 kHz into 32 Ω load; 2 Hz to >50 kHz into high-impedance load

Digital I/O

Number of lines	
MXP connectors	2 ports of 16 DIO lines (one port per connector); one UART.RX and one UART.TX line per connector
MSP connector	1 port of 8 DIO lines
Direction control	Each DIO line individually programmable as input or output
Logic level	5 V compatible LVTTTL input; 3.3 V LVTTTL output

Input logic levels

Input low voltage, V_{IL}	0 V min; 0.8 V max
Input high voltage, V_{IH}	2.0 V min; 5.25 V max

Output logic levels

Output high voltage, V_{OH} sourcing 4 mA	2.4 V min; 3.465 V max
Output low voltage, V_{OL} sinking 4 mA	0 V min; 0.4 V max

Minimum pulse width..... 20 ns

Maximum frequencies for secondary digital functions

SPI	4 MHz
PWM	100 kHz
Quadrature encoder input	100 kHz
I ² C	400 kHz

UART lines

Maximum baud rate	230,400 bps
Data bits	5, 6, 7, 8
Stop bits	1, 2
Parity	Odd, Even, Mark, Space
Flow control	XON/XOFF

Accelerometer

Number of axes	3
Range	± 8 g
Resolution	12 bits
Sample rate	800 S/s
Noise	3.9 $m g_{rms}$, typical at 25 °C

Power Output

+5 V power output	
Output voltage	4.75 V to 5.25 V
Maximum current on each connector	100 mA
+3.3 V power output	
Output voltage	3.0 V to 3.6 V
Maximum current on each connector	150 mA
+15 V power output	
Output voltage	+15 V to +16 V
Maximum current	32 mA (16 mA during startup)
-15 V power output	
Output voltage	-15 V to -16 V
Maximum current	32 mA (16 mA during startup)
Maximum combined power from +15 V and -15 V power output	
	500 mW

Power Requirements

NI myRIO-1900 requires a power supply connected to the power connector.

Power supply voltage range	6 to 16 VDC
Maximum power consumption	14 W
Typical idle power consumption	2.6 W

Environmental

To meet these specifications, you must operate the NI myRIO-1900 with the window facing away from the mounting surface and ensure that there is at least 1 in. of clearance in front of the window during use.

Ambient temperature near device (IEC 60068-2-1, IEC 600682-2)	
	0 to 40 °C
Storage temperature (IEC 60068-2-1, IEC 600682-2)	
	-20 to 70 °C
Operating humidity (IEC 60068-2-56)	
	10 to 90% RH, noncondensing
Storage humidity (IEC 60068-2-56)	
	10 to 90% RH, noncondensing
Maximum altitude	
	2,000 m
Pollution Degree (IEC 60664)	
	2
Indoor use only.	

Physical Characteristics

Weight	193 g (6.8 oz)
--------------	----------------

Safety

Safety Standards

This product is designed to meet the requirements of the following standards of safety for electrical equipment for measurement, control, and laboratory use:

- IEC 61010-1, EN 61010-1
- UL 61010-1, CSA 61010-1

Figura 6 NI myRIO-1900 User Guide and Specifications
Fuente: (sitio web de National Instruments)

Acelerómetro:

El NI myRIO-1900 contiene un acelerómetro triaxial, es decir mide las señales de aceleración en función del tiempo en tres componentes ortogonales entre sí, longitudinal, transversal y vertical. El acelerómetro muestrea cada eje continuamente y actualiza un registro legible con el resultado.

Accelerometer	
Number of axes.....	3
Range.....	±8 g
Resolution.....	12 bits
Sample rate.....	800 S/s
Noise.....	3.9 mg _{rms} typical at 25 °C

Figura 7 Especificaciones del Acelerómetro
Fuente: (sitio web de National Instruments)

Conversión de Datos en Voltaje

Se pueden usar las siguientes expresiones para convertir los valores de los datos brutos en voltios.

$$V = \text{Raw Data Value} \times \text{LSB Weight} \quad \text{Ecuación 1}$$

$$\text{LSB Weight} = \frac{\text{Nominal Range}}{2^{\text{ADC Resolution}}} \quad \text{Ecuación 2}$$

Dónde:

Raw Data Value es el valor medido por el equipo

LSB Weight es el valor en voltios del incremento entre valores de los datos

Nominal Range es el valor en voltios de rango nominal completo de pico a pico del canal

ADC Resolution es la resolución en bits, como se indicó anteriormente ADC Resolution=12 bits

Para el acelerómetro

$$LSB \text{ Weight} = \frac{16g}{2^{12}} = 3.906 \text{ mg} \quad \text{Ecuación 3}$$

$$Maximum \text{ Positive Reading} = +2047 \times 3.906 = +7.996g \quad \text{Ecuación 4}$$

$$Maximum \text{ Negative Reading} = -2048 \times 3.906 = -8.000g \quad \text{Ecuación 5}$$

Con estos dispositivos internos, acceso a software y una biblioteca con recursos y tutoriales, el myRIO-1900 es una herramienta accesible que ayuda a los estudiantes, profesores y profesionales a desarrollar proyectos reales de ingeniería en menor tiempo.

2.3. Tratamiento de las señales

Para obtener una determinación de frecuencias lo más cercana posible a la realidad de la estructura, es necesario hacer un cuidadoso tratamiento de las señales.

Tanto el registro de acelerogramas como su tratamiento, han ido cambiando a medida que se han transformado los mecanismos de adquisición, almacenamiento y procesamiento de los datos.

El procedimiento empleado en este trabajo para el procesamiento de señales cuyo objetivo es determinar la frecuencia/periodo fundamental, es el utilizado por (Guillier, Chatelain, Tavera, Perfettini, Ochoa, & Herrera, 2014) que se detalla a continuación:

2.3.1. Corrección de Línea Base

Para evitar desviación de los datos respecto a la línea base o línea de ceros, lo cual generalmente ocurre por desnivelación del sensor o porque el sistema de registro provoca una deriva de los datos respecto a la línea de base, es necesario aplicar una corrección punto a punto igual al promedio aritmético del registro. Aunque este error

puede ser muy pequeño e imperceptible en aceleración, se torna muy importante cuando se integra para obtener la velocidad y el desplazamiento, ya que se estaría sumando el área entre la curva de aceleración y la línea de base. Esta corrección se puede realizar directamente en MATLAB con la función `detrend`.

2.3.2. Filtrado de la Señal

El proceso de filtrado es una operación matemática de modificación de la señal de entrada, empleado para eliminar las componentes frecuenciales no deseadas de dicho registro.

El filtrado de una señal se hace necesario cuando se quiere limitar la información a una banda de frecuencias deseada, evitando de esta manera contener información adicional de altas o bajas frecuencias que pueden ocasionar un gran número de errores y que son debidas a fenómenos como interferencias, ruido u otras señales.

Lo más importante a la hora de aplicar filtros a cualquier señal, es elegir adecuadamente las frecuencias de corte, ya que de hacerlo de forma equivocada se podría eliminar parte de la señal que nos interesa o por el contrario que no se eliminen frecuencias no deseadas o fuera del rango de interés. Conforme se indica en (Guillier, Chatelain, Tavera, Perfettini, Ochoa, & Herrera, 2014), el espectro de Fourier debe ser calculado para un rango de frecuencias entre 1Hz a 30Hz, que es el rango de frecuencias comúnmente esperadas en nuestras estructuras entre 1 a 10 pisos, para lo cual sería ideal emplear un filtro Pasa Banda con esas frecuencias de corte.

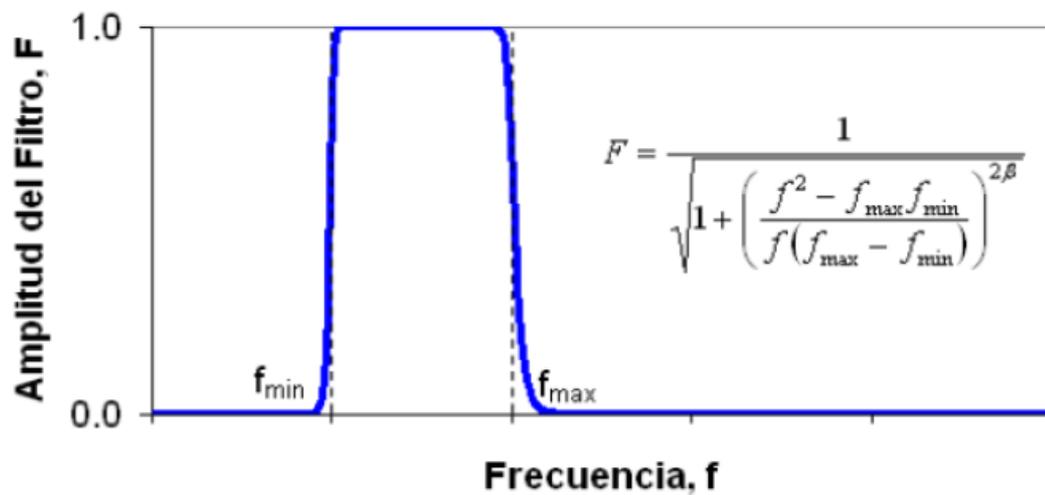


Figura 8 Filtro Digital Pasa Banda
Fuente: (Trujillo López, 2011)

Dependiendo de la edificación esos límites pueden variar a mejor criterio de profesional encargado del estudio, e incluso si ya se identifica un posible pico de amplitud o se tienen dos picos juntos, se puede reducir el ancho de banda del filtro para identificar con mayor claridad la frecuencia dominante.

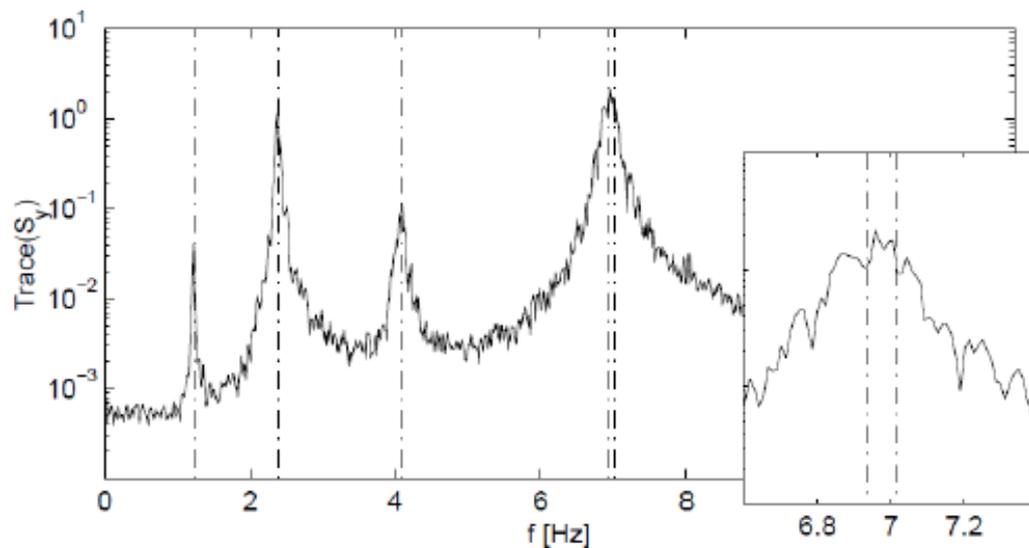


Figura 9 Reducción del Rango de Filtrado
Fuente: (Castro Triguero, 2016)

2.3.3. Selección de señales mediante algoritmo de activación STA/LTA

El algoritmo STA/LTA representa la relación entre dos ventanas consecutivas que se mueven en el tiempo, una ventana de tiempo corto STA (Short-Term Average) y una ventana de tiempo largo LTA (Large-Term Average). Es comúnmente utilizado en sismología para detectar eventos sísmicos y activar la grabación de señales en un rango de interés; en estudios con vibraciones ambientales se usa para rechazar señales demasiado fuertes producidas por tránsito de personas, maquinaria u otras perturbaciones que generen demasiado ruido.

De acuerdo a lo que recomienda (Guillier, Chatelain, Tavera, Perfettini, Ochoa, & Herrera, 2014), se utilizará una ventana de tiempo corto STA de 1 segundo y una ventana de tiempo largo LTA de 30 segundos; de igual manera recomienda que la relación $ri = STA/LTA$ debe estar entre 0.2 y 2.5 para que una ventana sea tomada en cuenta en el análisis; por otra parte indica que todo el análisis se debe realizar en ventanas de 25 segundos cada una, es decir a la señal obtenida durante el tiempo total de muestreo se la divide en ventanas de 25 segundos para realizar el procesamiento de señales en cada una de ellas.

$$STA = \frac{1}{ns} \sum_{j=i-ns}^i x_j^2 \quad \text{Ecuación 6}$$

$$LTA = \frac{1}{nl} \sum_{j=i-nl}^i x_j^2 \quad \text{Ecuación 7}$$

$$Si j \leq 0 \rightarrow x_j = \left(\frac{x_1 + x_2}{2} \right) \quad \text{Ecuación 8}$$

Dónde:

ns = 1s x Fs

nl = 30s x Fs

Fs = Frecuencia de muestreo

Xj = Valor del registro en el punto de análisis

x1 y x2 = Primeros dos términos del registro

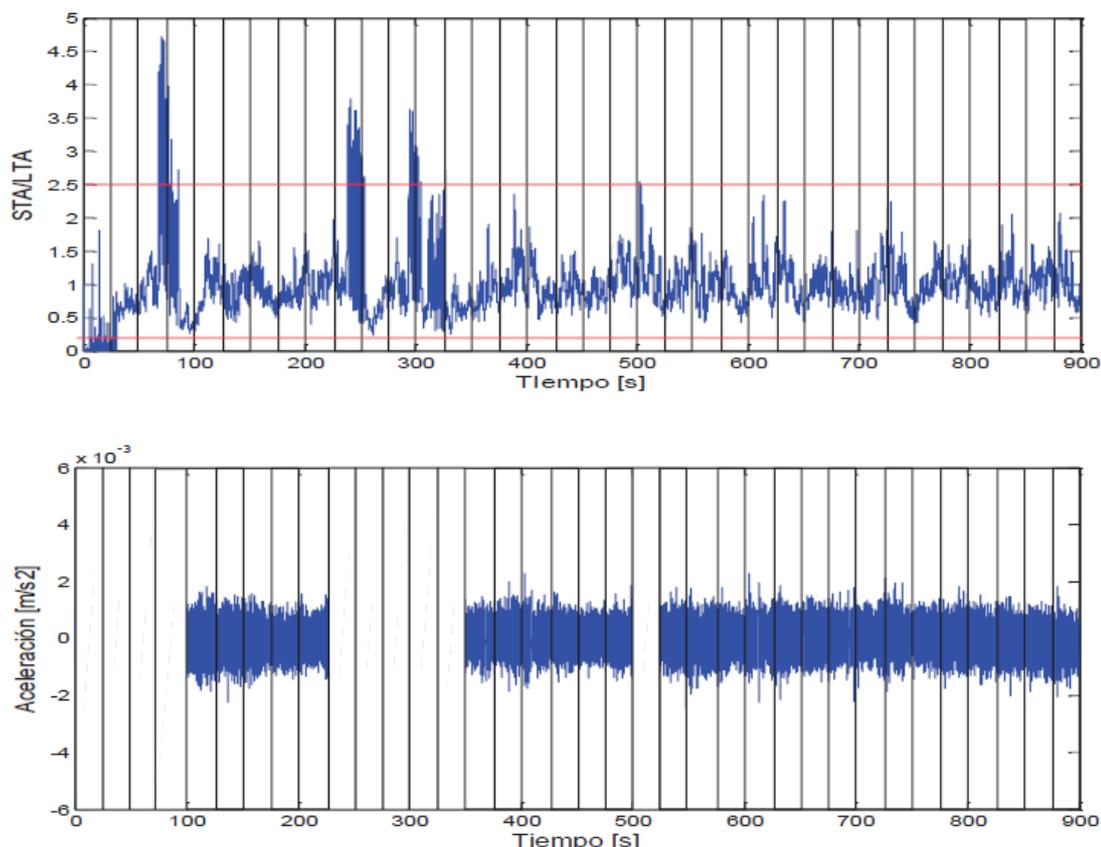


Figura 10 Aplicación de Algoritmo STA/LTA y Selección de Ventanas
Fuente: (Parra Yambay & Sarango Loachamín, 2016)

2.3.4. Tapper a cada ventana de señales

Para evitar la aparición de altas frecuencias en el espectro de Fourier debido al corte abrupto de la señal al inicio y al final, fenómeno conocido como leakage, ya que se la divide en ventanas de 25 segundos, es necesario forzar la señal a cero en los extremos mediante la multiplicación de una función suave en el centro y nula en los extremos. La función que se utiliza es la del coseno atenuado o ventana Tukey con un r igual a 5%.

$$\frac{1}{2} \left[1 + \cos \left(\frac{2\pi}{r} \cdot \frac{x-r}{2} \right) - \pi \right] \quad \text{Si } 0 < X < \frac{r}{2}$$

Ecuación 9

$$1 \quad Si \frac{r}{2} < k < 1 - \frac{r}{2} \quad \text{Ecuación 10}$$

$$\frac{1}{2} \left[1 + \cos \left(\frac{2\pi}{r} \cdot \frac{x-1+r}{2} \right) \right] \quad Si \ 1 - \frac{r}{2} < X < 1 \quad \text{Ecuación 11}$$

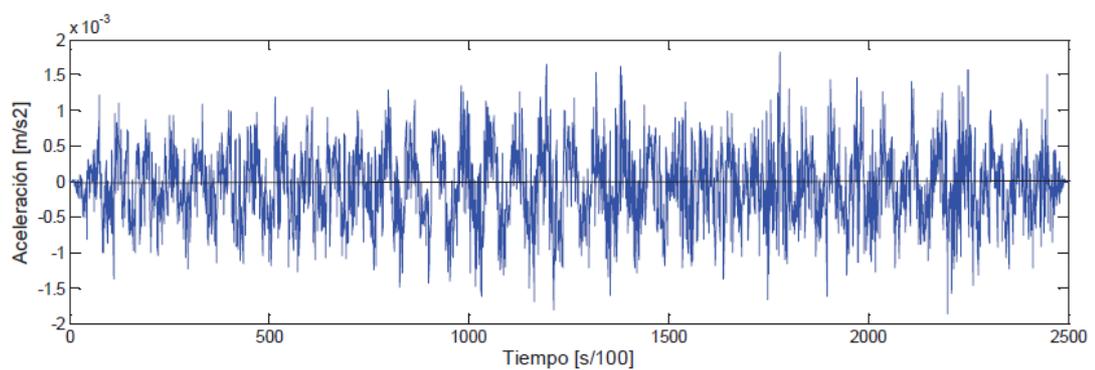
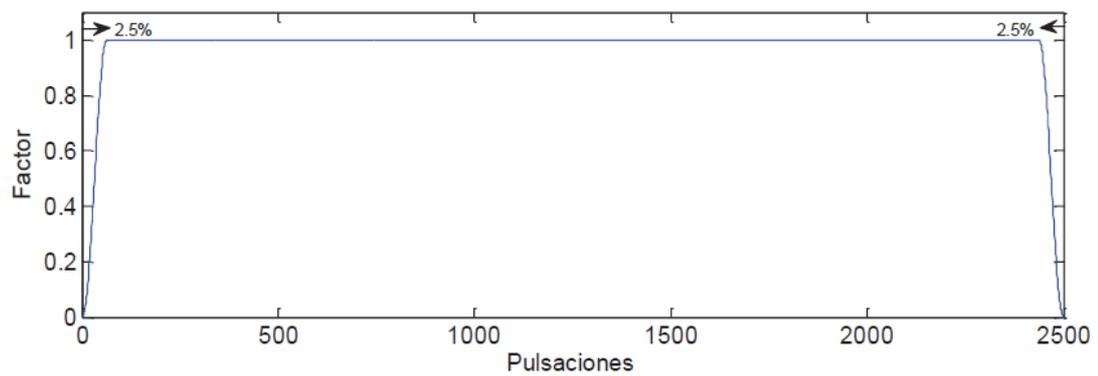
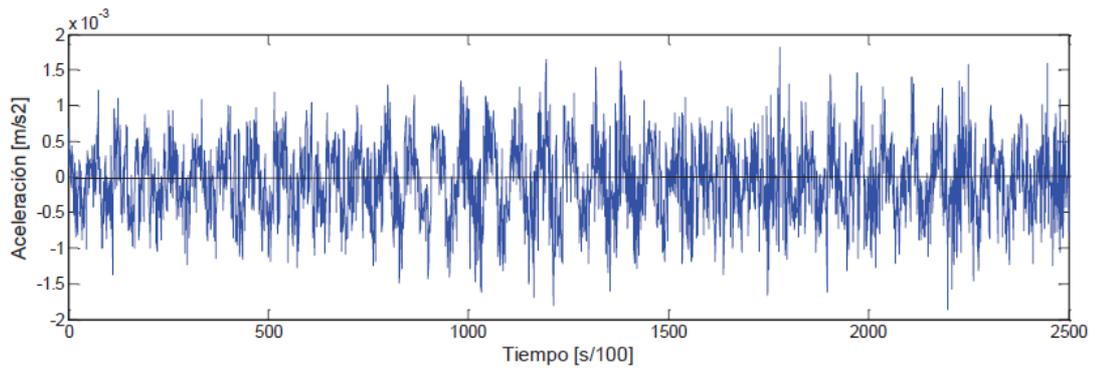


Figura 11 Ventana sin taper, taper con $r=5\%$ y ventana con taper
Fuente: (Parra Yambay & Sarango Loachamín, 2016)

2.3.5. Determinación del Espectro de Fourier

Una vez que la señal ha sido corregida, filtrada, seleccionada mediante STA/LTA y se haya encerado sus extremos, se hace necesario un análisis del contenido frecuencial para determinar frecuencias o periodos dominantes. Este proceso se puede hacer mediante la utilización del espectro de Fourier, el cual constituye una metodología que permite pasar una señal del dominio del tiempo al dominio de la frecuencia.

El espectro de Fourier es una herramienta matemática valiosa que proporciona un amplio conocimiento acerca de las frecuencias contenidas en la señal y sirve para encontrar el periodo o frecuencia dominante siendo el dato en el cual el espectro presenta su pico de mayor amplitud.

Para calcular el espectro de amplitudes de Fourier de una señal definida en el dominio del tiempo, se recurre a una herramienta computacional llamada la Transformada Rápida de Fourier (FFT por sus siglas en inglés). Este es un algoritmo utilizado en el procesamiento de señales que permite calcular la transformada de Fourier y su inversa.

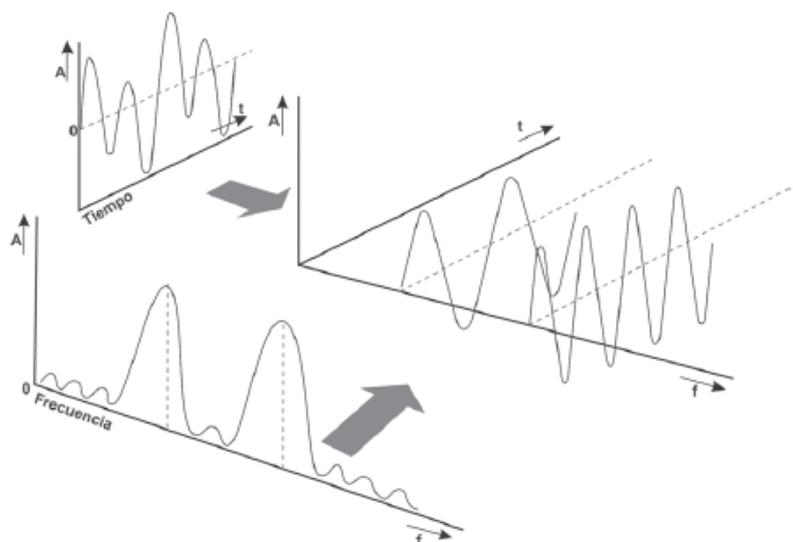


Figura 12 Espectro de Amplitudes de Fourier
Fuente: (Rauscher, 2008)

2.3.6. Suavizado de Espectros, Método Konno and Ohmachi

Con el objetivo de aclarar los espectros de amplitudes de Fourier para identificar claramente las frecuencias predominantes, sobre todo cuando se tiene picos demasiado cercanos, muchas veces se hace necesario atenuar las curvas mediante funciones de suavizado. La función más usada es la de (Konno & Ohmachi, 1998), representada por una ecuación de tipo trigonométrico-logarítmico.

$$W_B(f, f_c) = \left[\frac{\sin\left(\log_{10}\left(\frac{f}{f_c}\right)^b\right)}{\log_{10}\left(\frac{f}{f_c}\right)^b} \right]^4 \quad \text{Ecuación 12}$$

Dónde:

b = coeficiente de ancho de banda

f = frecuencia

fc = frecuencia central

Esta función toma en cuenta la frecuencia central de máxima amplitud, donde se realiza el suavizado aplicando un coeficiente exponencial. El suavizado utiliza un ancho de banda constante en escala logarítmica. Este suavizado es controlado por una constante b que varía entre 0 a 100.

La constante igual a cero proporciona un suavizado muy fuerte, donde se pueden perder frecuencias cercanas que no están relacionadas entre sí, mientras que una constante cercana a cien proporciona un suavizado muy suave (Parra Yambay & Sarango Loachamín, 2016). El suavizado para diferentes valores de b se puede observar en la figura 13.

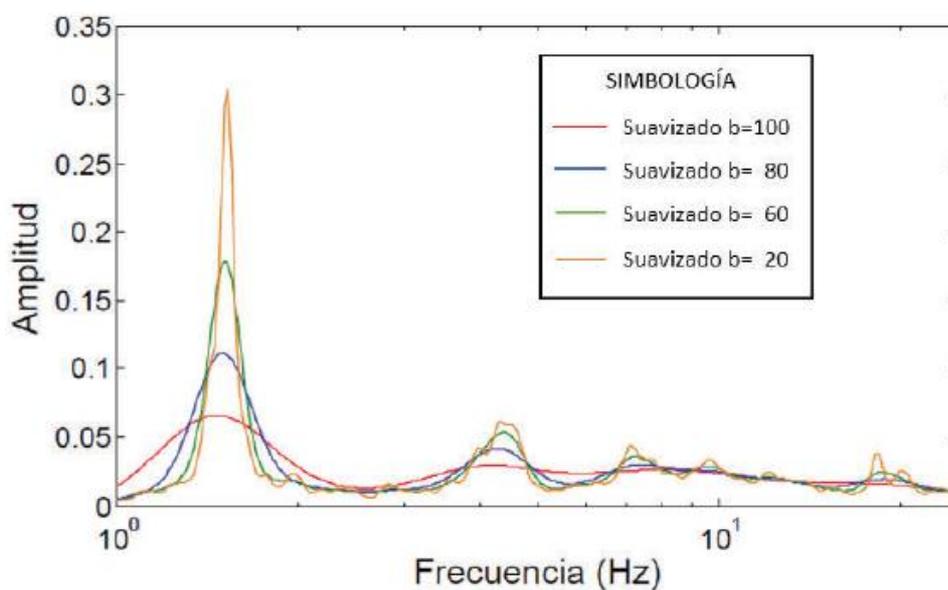


Figura 13 Suavizado de Konno y Ohmachi con distintos valores de b
Fuente: (Parra Yambay & Sarango Loachamín, 2016)

En el estudio realizado por (Guillier, Chatelain, Tavera, Perfettini, Ochoa, & Herrera, 2014) para edificaciones de hormigón armado en Lima-Perú, recomienda un valor de b igual a 40; sin embargo, este valor podrá variar según el espectro que se esté analizando, ya que en ocasiones cuando las frecuencias de traslación y rotación son muy cercanas puede ser necesario analizar la señal sin suavizar.

2.3.7. Promedio de Espectros Suavizados e identificación de frecuencias fundamentales

Se debe realizar el promedio de los espectros suavizados de todas las ventanas para de esta manera obtener el espectro de respuesta de la estructura en el dominio de la frecuencia, y a partir de éste identificar las frecuencias fundamentales como la abscisa con el mayor pico de amplitud y su inverso como el periodo fundamental.

$$T = \frac{1}{f}$$

Ecuación 13

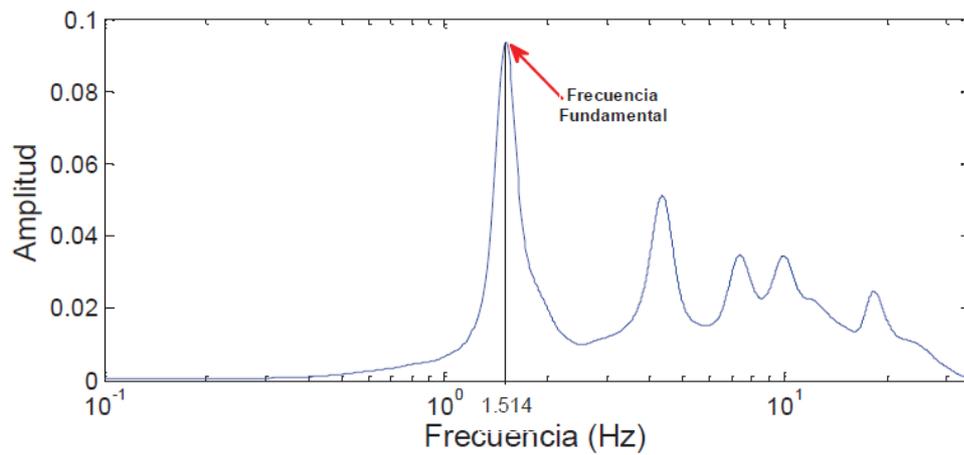


Figura 14 Promedio de los Espectros de Respuesta de las Ventanas de 25s
Fuente: (Parra Yambay & Sarango Loachamín, 2016)

Para el caso de estudio, todo el procedimiento antes mencionado se realizó tanto para la dirección longitudinal como transversal del sensor ubicado en el centro de masas y también para las dos direcciones del sensor ubicado en la esquina más alejada como se indica en 3.2.2, por lo que para el procesamiento de las señales antes explicado se preparó una serie de rutinas mediante lenguaje de programación en MATLAB que permite obtener los resultados y optimizar el tiempo, rutinas que se encuentran como Anexo A del presente trabajo.

3. IMPLEMENTACIÓN DEL SISTEMA DE MEDICIÓN Y CALIBRACIÓN CON MODELOS NUMÉRICOS

3.1. Descripción General de la Estructura

Se trata de una edificación de hormigón armado de 5 pisos de altura, construida hace aproximadamente 20 años, cuyo sistema estructural consiste en pórticos resistentes a momento, sus paredes interiores y exteriores son de bloque de hormigón, es regular en planta y elevación y solo se encuentra adosada al lado derecho con una edificación de una planta y los otros tres lados libres.

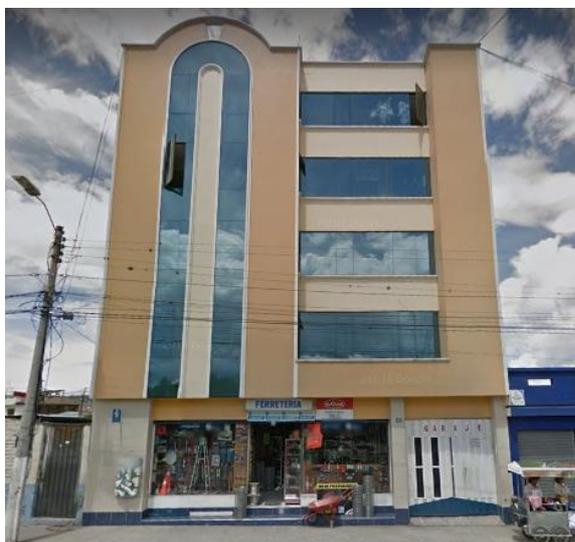


Figura 15 Fachada Frontal de Edificio a Medir
Fuente: Elaboración Propia



Figura 16 Fachada lateral derecha y fachada lateral izquierda
Fuente: Elaboración Propia

Se encuentra ubicada en una avenida muy transitada de la ciudad de Ibarra por donde circula toda clase de vehículos y hasta hace poco el ferrocarril en la ruta Ibarra-Salinas; en la planta baja funciona una ferretería, garaje y patio posterior, las cuatro plantas restantes son departamentos, dos por piso, para un total de ocho departamentos, en la terraza se tiene el área de lavado y secado de ropa.



Figura 17 Ubicación referencial de la edificación
Fuente: Elaboración Propia

La estructura tiene la siguiente distribución en planta y elevación:

Distribución en planta:

Tiene tres vanos en el sentido X-X de 3.9m, 4.6m y 3m respectivamente; cinco vanos en el sentido Y-Y de 3m, 3.7m, 3.5m, 3.7m y 3.7m; con volados de 1.15m al frente hacia la calle y atrás hacia el patio posterior. Se muestra las plantas típicas de la edificación.

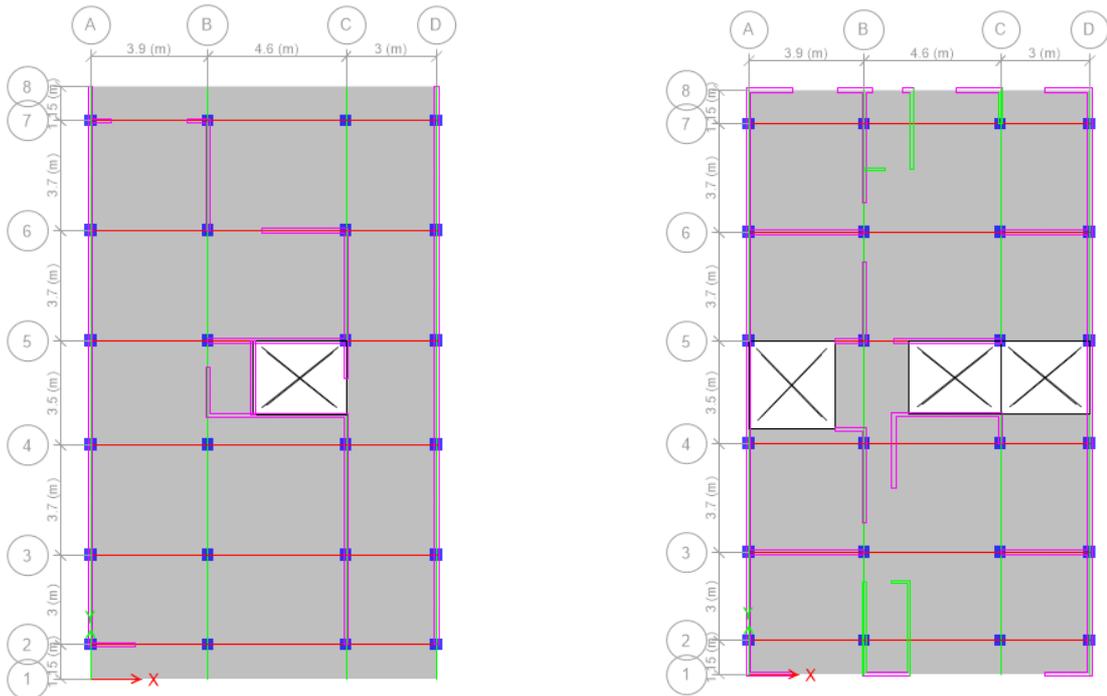


Figura 18 Distribución en plantas 1 y 2 a 5 respectivamente
Fuente: Elaboración Propia

Distribución en altura:

La planta baja tiene una altura de 3.10m y los cuatro pisos restantes una altura de 2.60m, con una altura total a nivel de terraza de 13.50m.

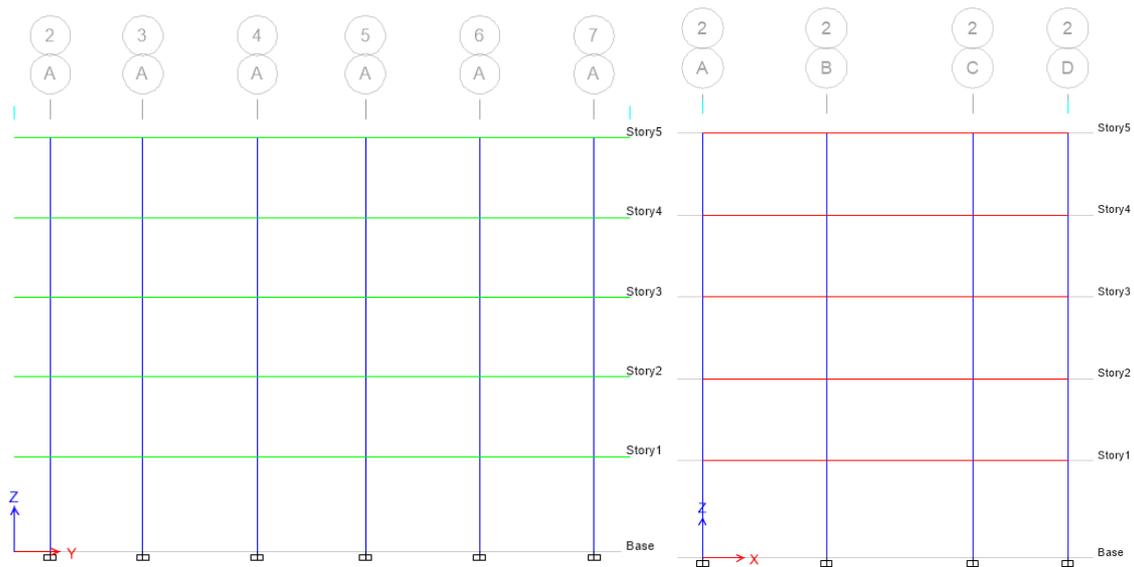


Figura 19 Distribución en altura Eje A y Eje 2
Fuente: Elaboración Propia

El sistema estructural aporticado está conformado por columnas de 40x40 cm (azul), vigas descolgadas de 30x40 cm en la dirección X-X (rojo) y vigas banda de 40x20 cm en el sentido Y-Y (verde), además una losa bidireccional alivianada de 20cm de espesor. La mampostería de relleno es de bloque de hormigón con 15cm de espesor y algunas principalmente en baños con 10cm.

3.2. Medición y Resultados Experimentales

3.2.1. Montaje y Programación

Para la medición de aceleración ambiental en este caso se ha utilizado los siguientes equipos y accesorios:

- 2 acelerómetros incorporados en tarjetas myRIO-1900
- 1 laptop con el programa en LabView para recolección de datos
- 1 modem para conexión WiFi entre sensores y laptop
- 1 batería de 12 Voltios
- 1 convertidor de voltaje
- 1 extensión
- 2 memorias USB para almacenamiento de datos

Para el funcionamiento de los equipos se utiliza energía eléctrica, tanto para los sensores como para el modem y eventualmente la laptop, energía que se puede obtener directamente de la edificación si hay tomacorrientes cercanos, caso contrario utilizando la batería, el convertidor y la extensión se puede obtener energía para aproximadamente 3 a 4 horas de muestreo.



Figura 20 Montaje del Sistema de Medición
Fuente: Elaboración Propia

Para lograr la conexión y obtener los datos de aceleración captados en los sensores y que éstos se almacenen en diferentes archivos de texto en las memorias USB, es necesario tener un programa que por facilidad y compatibilidad se lo ha realizado en LabView que es propio de National Instruments. Mediante este programa y a través de comunicación WiFi proporcionada por el modem entre los sensores y la laptop, se puede dar inicio al ensayo.

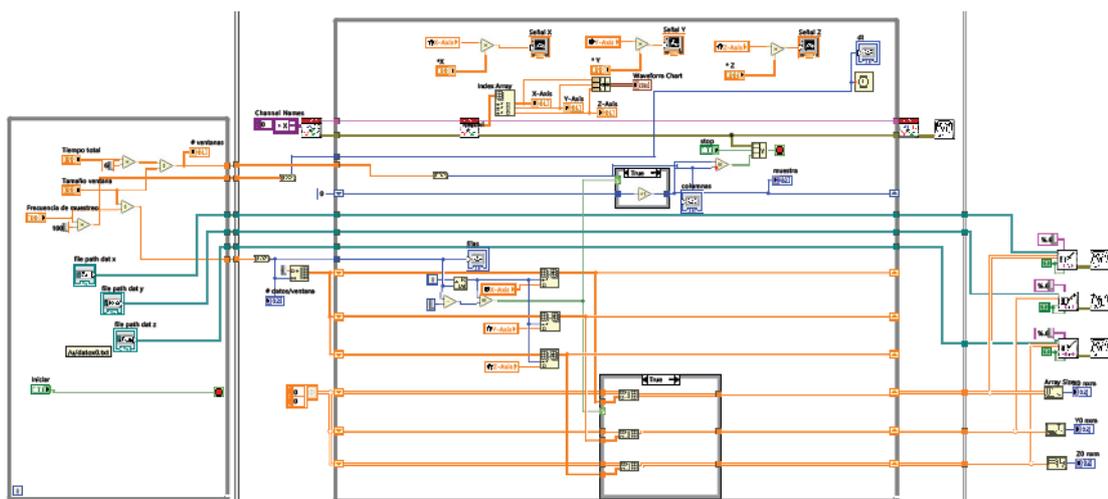


Figura 21 Programación para Adquisición y Almacenamiento de Datos
Fuente: Elaboración Propia

3.2.2. Ubicación del Acelerómetro

Como el objetivo del presente trabajo es determinar el periodo fundamental de vibración en dirección longitudinal, transversal y torsional, se utiliza dos sensores colocados en la última planta de la edificación donde se tiene los mayores desplazamientos, las mayores aceleraciones de piso y se tiene seguridad de que no existen puntos de inflexión en las formas modales.

Para periodos traslacionales en la dirección longitudinal y transversal se coloca el sensor lo más cercano a lo que podría ser el centro de masas o se podría tomar como referencia el centro geométrico; para el periodo torsional el sensor se coloca en la esquina más alejada respecto del primer sensor.

En las dos ubicaciones los sensores están colocados sobre una superficie limpia, plana, uniforme y se encuentran orientados con sus ejes de referencia X e Y paralelos a la dirección transversal y longitudinal respectivamente.

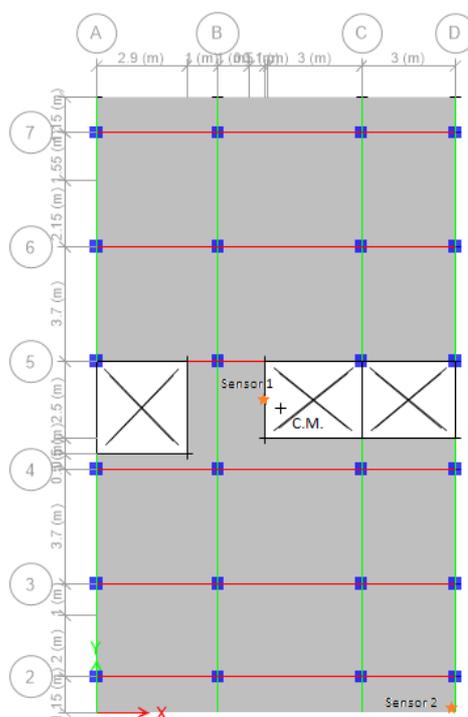


Figura 22 Esquema de ubicación de sensores en planta
Fuente: Elaboración Propia

3.2.3. Adquisición de datos, tiempo y frecuencia de muestreo

Una vez que se encuentra todo conectado, se debe ingresar los datos que requiere el programa en LabView como son: frecuencia de muestreo, tiempo total de muestreo, tamaño de la ventana y nombre de los archivos de salida para cada eje.

La frecuencia de muestreo puede ser ajustada por el usuario en la interfaz gráfica realizada en LabView. Para el presente estudio se ha considerado como suficiente una frecuencia de muestreo de 100Hz, la cual sería adecuada si se considera el teorema de Nyquist respecto a que se podrían estudiar frecuencias de hasta $F_s/2$, es decir hasta 50Hz, siendo la máxima esperada para una estructura de este tipo de alrededor de 20Hz.

El tiempo total de muestreo se recomienda que sea por lo menos 1000 a 2000 veces el periodo esperado con el fin de calcular una respuesta espectral más precisa (Cantieni, 2005). Por lo tanto utilizando la expresión aproximada de la NEC-15 para determinar el periodo fundamental de una edificación de hormigón armado de 13.5m de altura se tiene $T = 0.57$ seg, por lo que el tiempo mínimo total de muestreo sería de aproximadamente 600 seg, sin embargo se ha realizado por un tiempo total de 750 seg equivalente a 12.5 minutos.

Respecto al tamaño de la ventana, como se indicó antes, se ha establecido en 25 seg, por lo que en total se procesarán 30 señales o ventanas para obtener las frecuencias predominantes del espectro promedio.

Para identificar el archivo de texto que contendrá la historia de aceleración en el tiempo es recomendable colocar un nombre que contenga la dirección o eje que se está registrando, el número de ensayo y posiblemente la ubicación. Con esta información

preliminar, luego mediante el programa se da la orden de inicio para que se empiecen a medir y almacenar los datos de aceleración de cada sensor en cada una de las memorias USB.

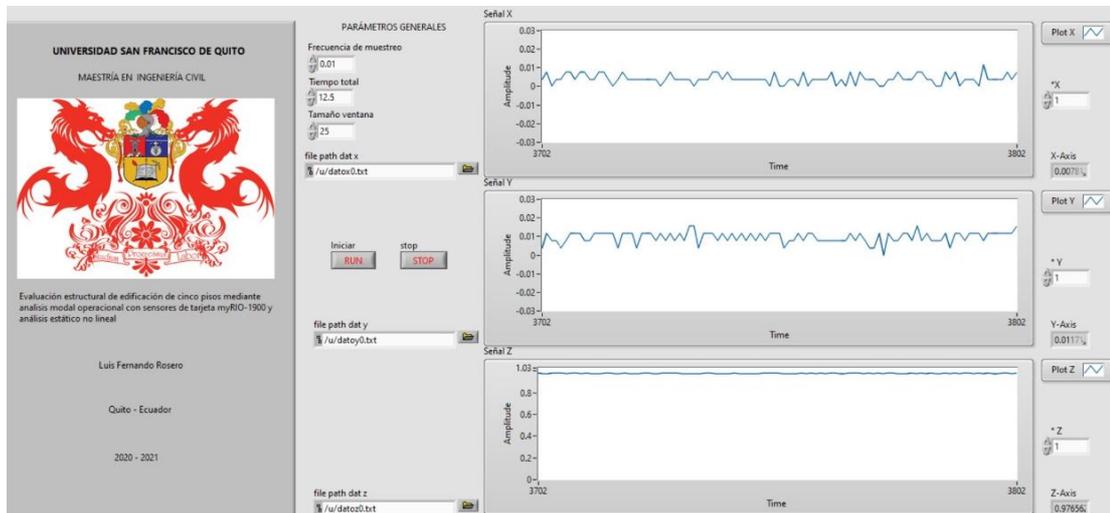


Figura 23 Ventanas de LabView para Adquisición de Datos
Fuente: Elaboración Propia

Al completar el tiempo de muestreo se detiene la ejecución y se puede retirar las memorias y pasar los archivos al computador para continuar con el procesamiento de las señales y obtención de resultados.

3.2.4. Análisis de Frecuencias/Periodos Fundamentales

Una vez obtenido el promedio de los espectros de respuesta de la estructura en el dominio de la frecuencia de todas las ventanas suavizadas para cada dirección principal de la estructura, se determina la frecuencia fundamental, cuyo inverso sería el periodo, tomando como referencia el valor de la abscisa donde el pico tenga mayor amplitud, lo que indicaría la presencia de una frecuencia predominante.

Este procedimiento es válido para identificar frecuencias traslacionales utilizando las señales del sensor en el centro de masas, mientras que para identificar frecuencias torsionales se debe comparar simultáneamente las señales en las dos direcciones principales obtenidas con el sensor en los extremos más alejados del edificio, ya que las frecuencias torsionales tienen el mismo valor en ambas direcciones debido a que este tipo de movimiento es tangencial, entonces se presentarán picos de diferente amplitud en una misma frecuencia.

Seleccionar un correcto suavizado es importante para identificar adecuadamente las frecuencias fundamentales, sobre todo cuando las frecuencias de traslación y rotación son muy cercanas, siendo incluso necesario en ocasiones realizar el tratamiento de la señal con un b mayor o sin suavizar.

Por lo general el primer pico suele representar la frecuencia fundamental del edificio; sin embargo, no siempre es así y esto puede darse por diferentes razones como cuando el suelo es blando y transmite las frecuencias de estructuras contiguas, cuando la edificación se encuentra adosada o a veces es la frecuencia de torsión

RESULTADOS

Con los sensores myRIO se obtienen los siguientes resultados luego del procesamiento de las señales:

Dirección X-X (Transversal), con el sensor en el centro de masas

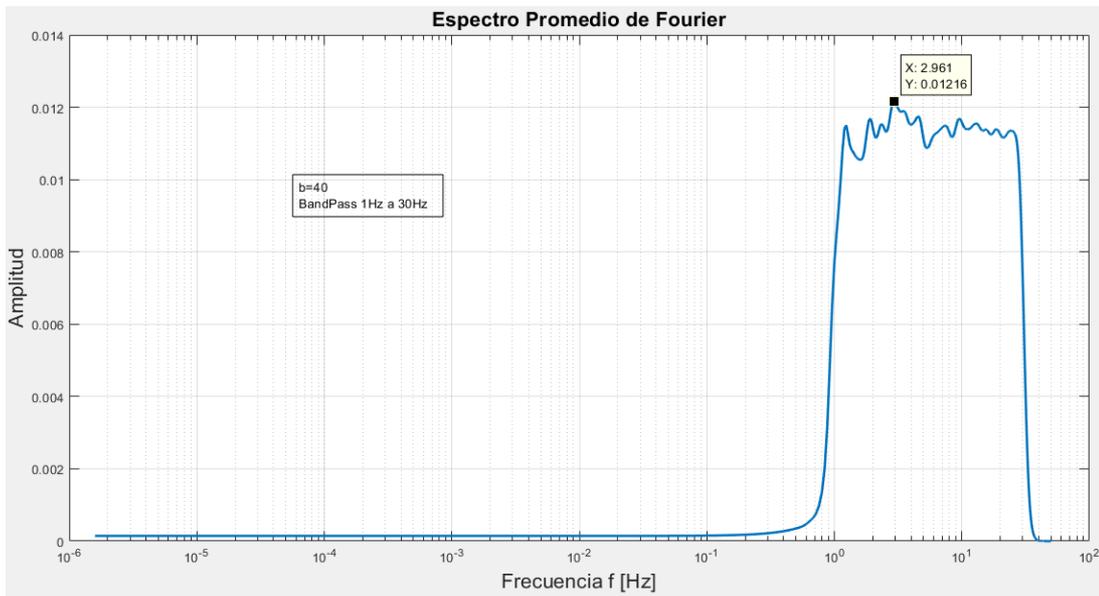


Figura 24 Promedio de los Espectros de Fourier, Dirección Transversal X-X
Fuente: Elaboración Propia

Dirección Y-Y (Longitudinal), con el sensor en el centro de masas

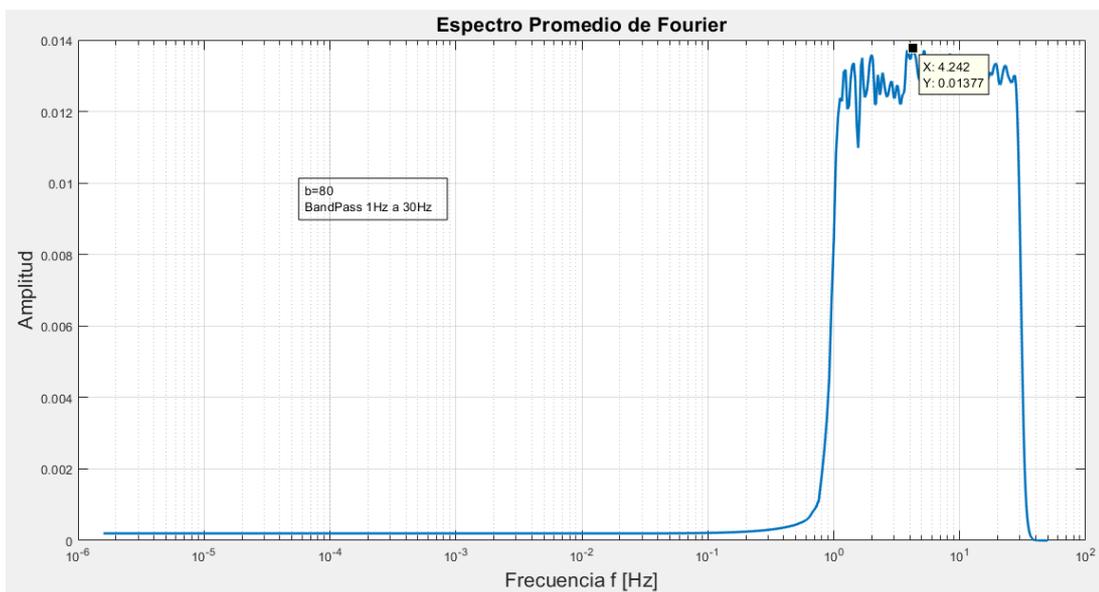


Figura 25 Promedio de los Espectros de Fourier, Dirección Transversal Y-Y
Fuente: Elaboración Propia

Rotacional (Torsional)

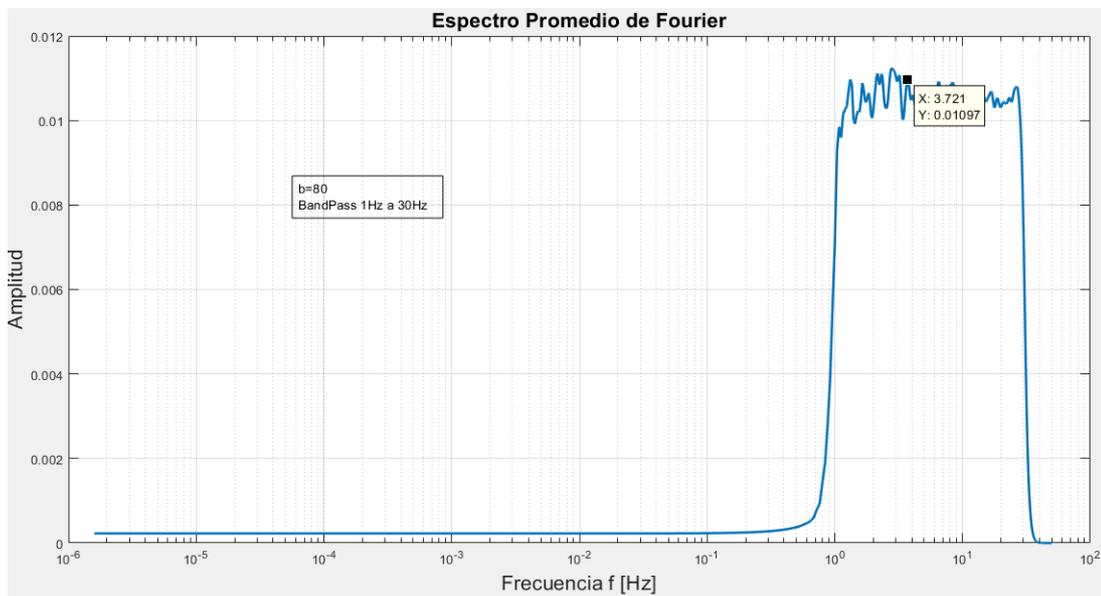


Figura 26 Promedio de los Espectros de Fourier, Dirección Transversal X-X (Torsión)
Fuente: Elaboración Propia

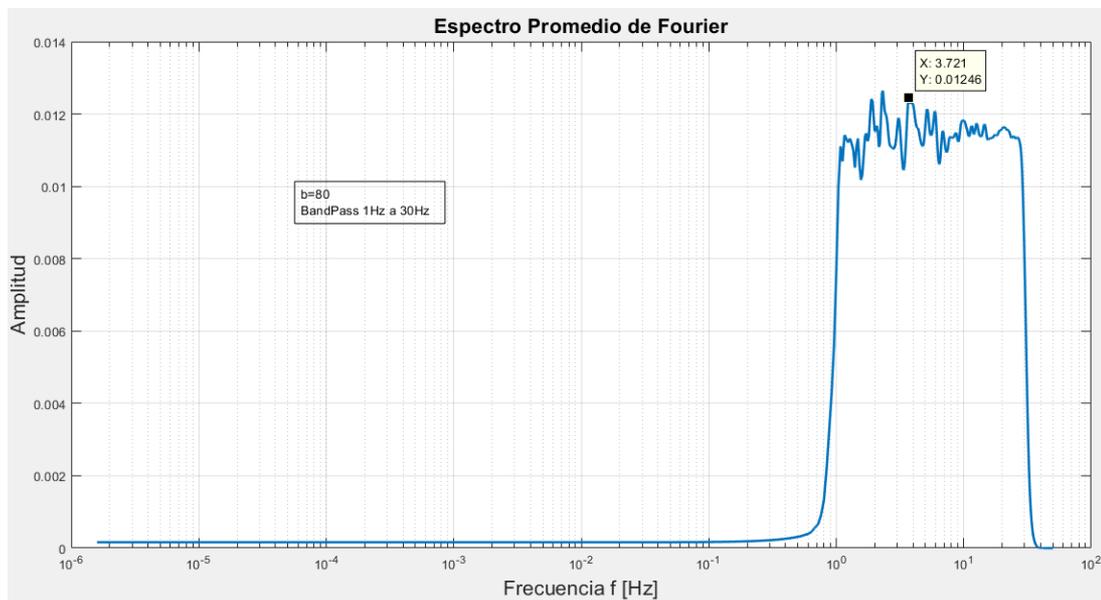


Figura 27 Promedio de los Espectros de Fourier, Dirección Transversal Y-Y (Torsión)
Fuente: Elaboración Propia

Las frecuencias en la dirección X e Y para el sensor ubicado en el extremo del edificio coinciden, por lo que se puede concluir que se trata de una frecuencia torsional

RESULTADOS		
Dirección	Frecuencias Fundamentales (Hz)	Periodos Fundamentales (s)
Traslacional X-X	2.961	0.338
Rotacional	3.721	0.269
Traslacional Y-Y	4.242	0.236

Tabla 1 Resultados de Frecuencias y Periodos fundamentales
Fuente: Elaboración Propia

3.3. Modelación (Lineal)

Para la modelación estructural en 3D se ha ocupado el software ETABS Ultimate 18.1.0 de Computers and Structures, Inc.

3.3.1. Materiales

Hormigón Armado: Se utilizará un hormigón con una resistencia a la compresión de 210 Kg/cm² que es lo especificado en los planos del proyecto, su módulo de elasticidad se asume como $E_c = 12500\sqrt{f'c}$, y con un peso específico de 2.5 T/m³ para tomar en cuenta el peso del acero de refuerzo, el resto de parámetros se encuentran por defecto en el programa.

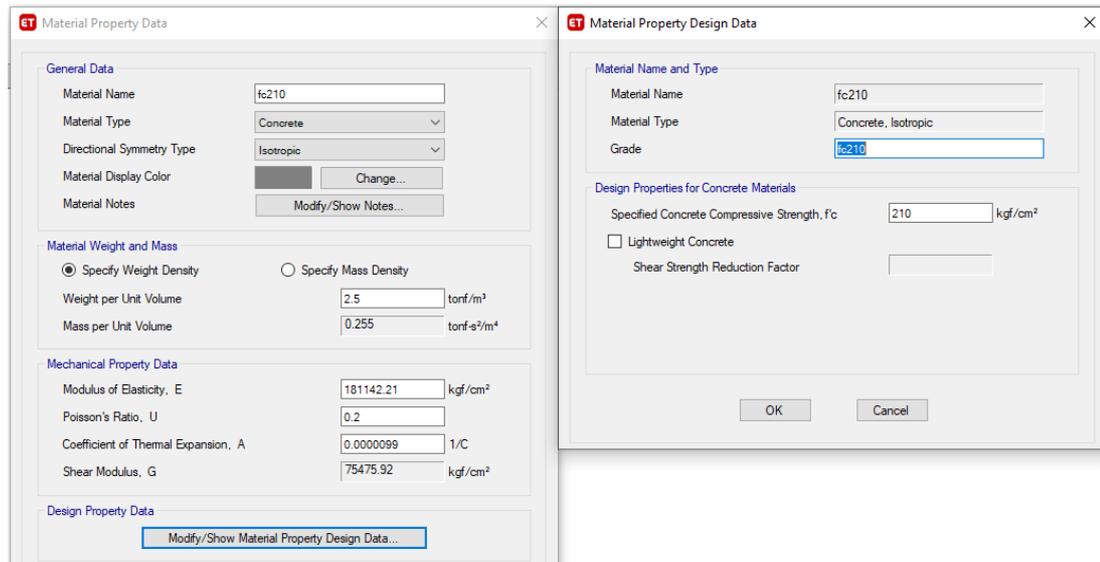


Figura 28 Propiedades Mecánicas del Hormigón
Fuente: Elaboración Propia

Acero de Refuerzo: Se utilizará un $f_y=4200$ Kg/cm² y un módulo de elasticidad $E_s=2100000$ Kg/cm², los demás parámetros son los que están por defecto.

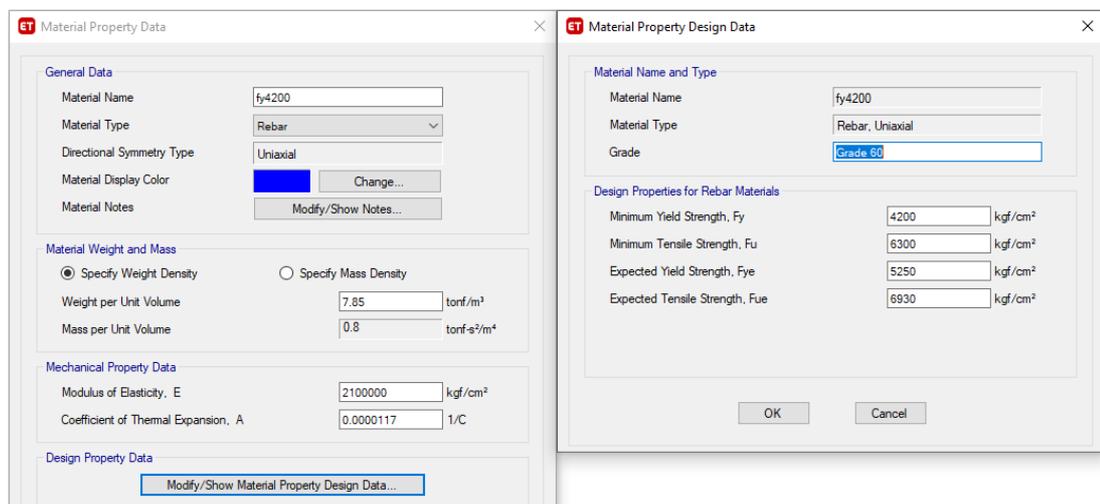


Figura 29 Propiedades Mecánicas del Acero de Refuerzo
Fuente: Elaboración Propia

Bloque de hormigón armado: Se crea el material tipo masonry en ETABS con una resistencia a la compresión $f'_m=20$ kg/cm², un módulo de elasticidad de $E_m =$

$900f'm = 18000 \text{ Kg/cm}^2$ y módulo de cortante $G_m = 0.4Em = 7200 \text{ Kg/cm}^2$, para lo cual en el programa se debe colocar un coeficiente de Poisson $\mu = 0.25$

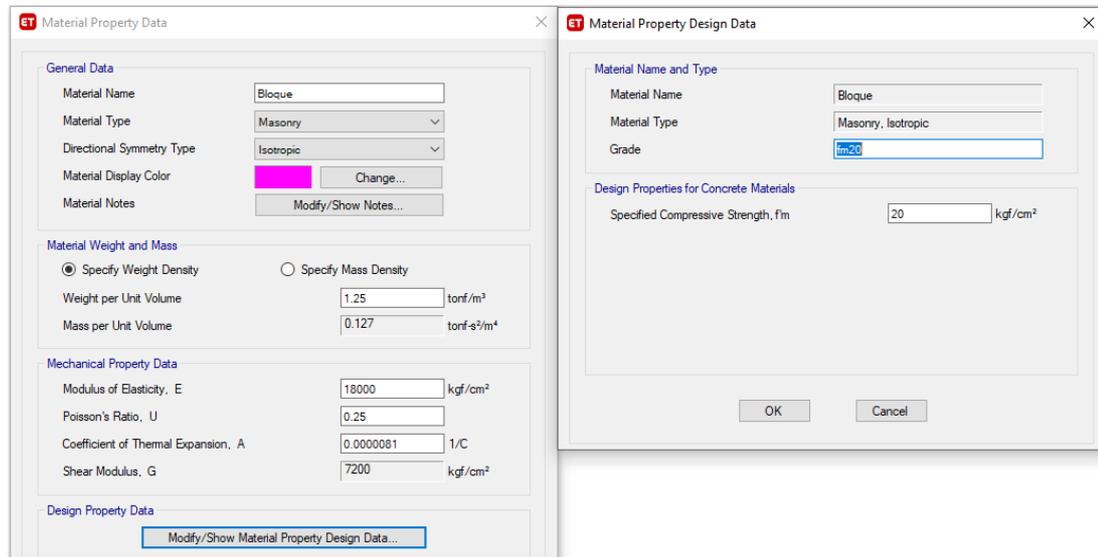


Figura 30 Propiedades Mecánicas de los Bloques de Mampostería
Fuente: Elaboración Propia

Los valores antes descritos se tomaron a partir del estudio realizado por (Pachano Álvarez, 2018) como parte de su Proyecto previo a la obtención del grado de Master en Estructuras, “Determinación de Parámetros Mecánicos para Modelos No Lineales de Mampostería de Relleno en Pórticos de Hormigón Armado Obtenidos de Manera Experimental”, y también las recomendaciones de la NEC-15 en el numeral 5.3 del capítulo NEC-SE-MP.

3.3.2. Secciones

Columnas: Todas las columnas en altura son elementos frame de 40x40cm

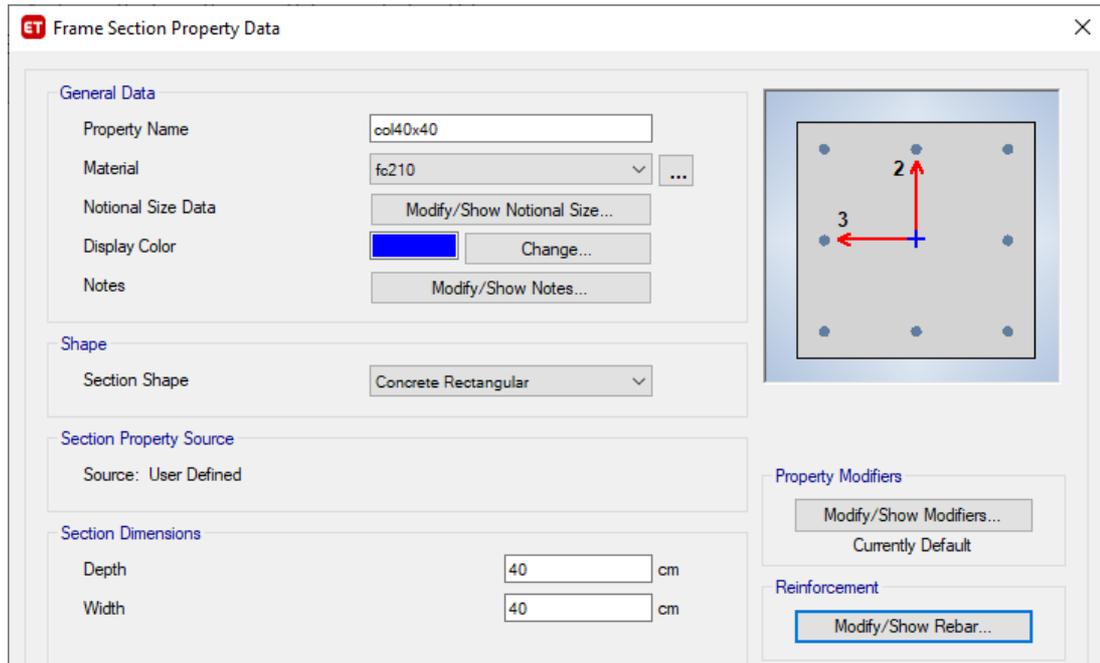
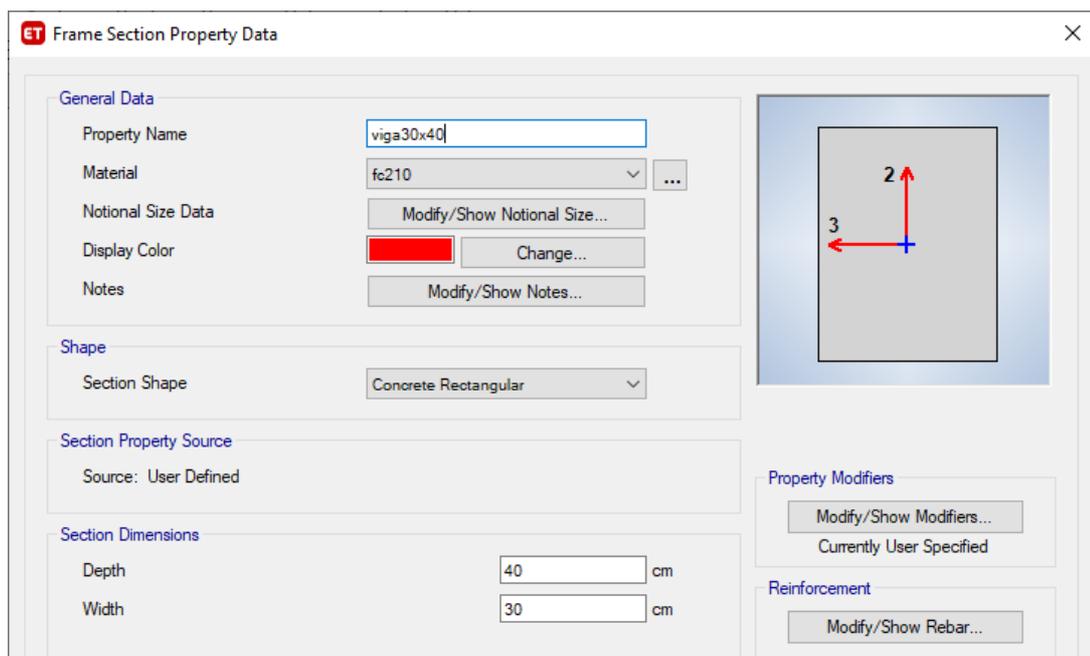


Figura 31 Definición de Sección Columna
Fuente: Elaboración Propia

Vigas: Las vigas son elementos frame de 30x40cm en sentido X-X en todos los pisos y vigas de 40x20cm en sentido Y-Y



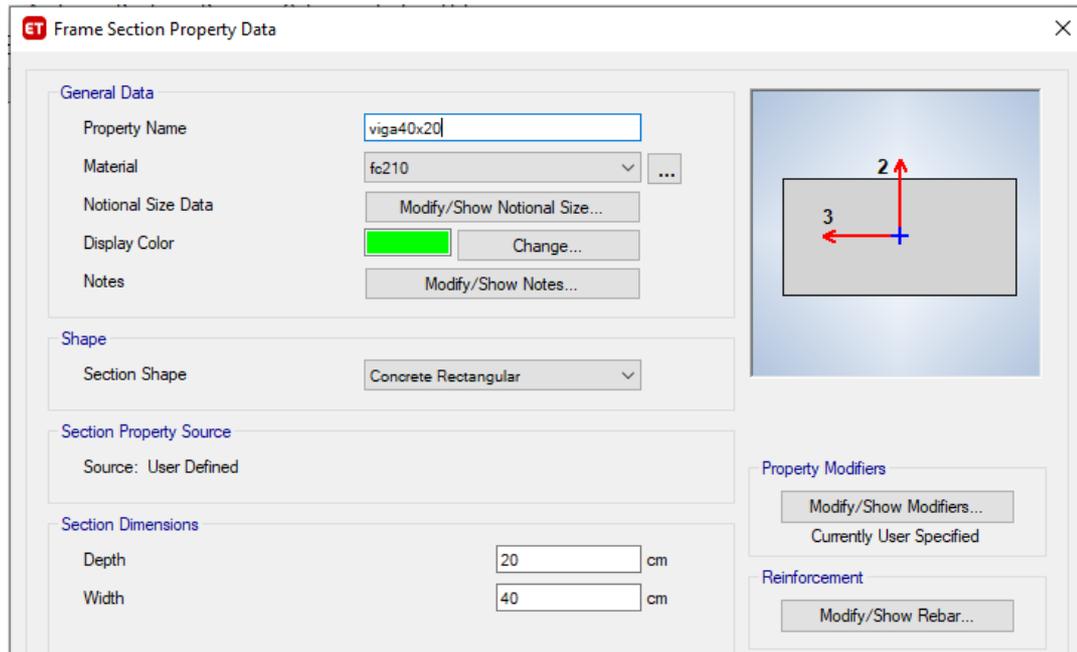


Figura 32 Definición de Secciones Viga
Fuente: Elaboración Propia

Losa: Se modela con elementos de área Shell-Thin tipo Waffle de 20cm de espesor total.

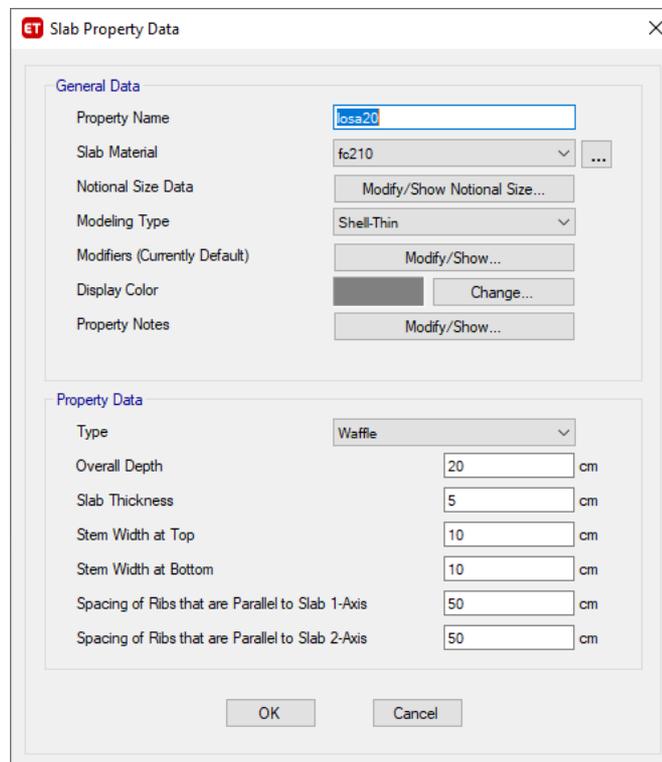


Figura 33 Definición de Sección Losa
Fuente: Elaboración Propia

Paredes: Como se detalla más adelante en 3.3.6 y 3.3.7, se modelan de dos maneras diferentes, primero como elementos Shell-Thin con espesores efectivos de 14.5cm y 9.9cm para representar paredes enlucidas con bloque de 15cm y 10cm respectivamente, y también como puntales diagonales equivalentes a compresión.

3.3.3. Cargas

Es muy importante estimar de la manera más cercana posible las cargas presentes en la estructura bajo condiciones de servicio, ya que estas influyen directamente en la masa para la estimación del período fundamental de vibración, y entre mejor sean estimadas, el modelo representará de forma más real a la edificación.

- Análisis de cargas
 - Pisos 1 a 4
 - Carga Muerta

Acabados de Piso	Masillado	2	cm
	Bondex	1	cm
	Porcelanato	1	cm
	Espesor T.	4	cm
	Peso	20	Kg/m ² /cm
	Total	80	Kg/m²
Enlucido inferior losa	Espesor	2	cm
	Peso	2200	Kg/m ³
	Total	44	Kg/m²
Alivianamientos losa	Bloques (40x20x15)	8	u
	Peso	10	Kg
	Total	80	Kg/m²
Total CM		204	Kg/m²

Tabla 2 Análisis de carga muerta sobre impuesta Pisos 1 a 4
Fuente: Elaboración Propia

- Carga Viva

$$L = 200 \text{ kg/m}^2$$

o Piso 5

- Carga Muerta

Acabados de Piso	Masillado	2	cm
	Bondex	0	cm
	Porcelanato	0	cm
	Espesor T.	2	cm
	Peso	20	Kg/m ² /cm
	Total	40	Kg/m²
Enlucido inferior losa	Espesor	2	cm
	Peso	2200	Kg/m ³
	Total	44	Kg/m²
Alivianamientos losa	Bloques (40x20x15)	8	u
	Peso	10	Kg
	Total	80	Kg/m²
Total CM		164	Kg/m²

Tabla 3 Análisis de carga muerta sobre impuesta Piso 5
Fuente: Elaboración Propia

- Carga Viva

$$L = 100 \text{ kg/m}^2$$

El peso propio de los elementos estructurales como vigas, columnas y losas los obtiene directamente el programa en función de las secciones y propiedades de los materiales ingresados anteriormente.

o Análisis para mampostería

$$\# \text{ bloques/m}^2 = \frac{1}{(0.4+0.02)(0.2+0.02)} = 10.82 \text{ bloques/m}^2$$

Ecuación 14

$$V_{mortero} = V_{pared} - V_{bloque} \quad \text{Ecuación 15}$$

$$V_{mo} = (1 \times 1 \times 0.15) - 10.82(0.4 \times 0.2 \times 0.15) = 0.0201 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$Peso_{mortero} = 0.0201 \times 2200 = 44.29 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Ecuación 16}$$

$$Peso_{bloque} = 10.82 \times 10 = 108.23 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Ecuación 17}$$

$$Enlucidos = 2 \times 0.015 \times 2200 = 66 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Ecuación 18}$$

$$Peso_{total} Pared = 218.52 \text{ Kg/m}^2 \quad \text{Ecuación 19}$$

$$Espesor \text{ total} = 0.15 + 2 \times 0.015 = 0.18 \text{ m} \quad \text{Ecuación 20}$$

$$Peso \text{ Pared} = \frac{218.52}{0.18} = 1214 \approx 1250 \text{ Kg/m}^3 \quad \text{Ecuación 21}$$

Este peso por unidad de volumen se ingresa al ETABS para el cálculo automático del peso total que aporta la mampostería a la carga muerta, esto es válido siempre y cuando se esté trabajando en el modelo con paredes tipo shell.

Partiendo del modelo con shells, se puede obtener del ETABS una tabla de Material List by Section, en donde al final se mostrará el peso por unidad de área de cada tipo de elemento, en este caso el de la mampostería, que para el presente estudio es de 250 Kg/m², valor que se suma a los de carga muerta sobre impuesta antes calculados para

finalmente ingresar los totales como carga muerta en el modelo de ETABS sin mampostería.

Para el modelo que considera mampostería como puntales diagonales equivalentes en compresión se debe tomar en cuenta la consideración del párrafo anterior, pero adicionalmente dejar en cero el peso por unidad de volumen del material con la finalidad de que las diferentes secciones de puntal no aporten masa a la edificación, la cual obviamente ya se encuentra considerada como parte de la carga muerta.

3.3.4. Masa Sísmica

Para la masa reactiva que participa en el análisis modal se considera según lo que establece el (ASCE 41-13, 2013): 100% de carga muerta más 25% de la carga viva.

3.3.5. Modelo 1: Solo Estructura Aporticada

Para esta primera modelación solo se considera los elementos estructurales como columnas, vigas y losas con sus respectivas propiedades geométricas y de materiales, lo que permite realizar una primera aproximación del comportamiento global de la estructura, siendo el punto de partida para modelos matemáticos más completos.

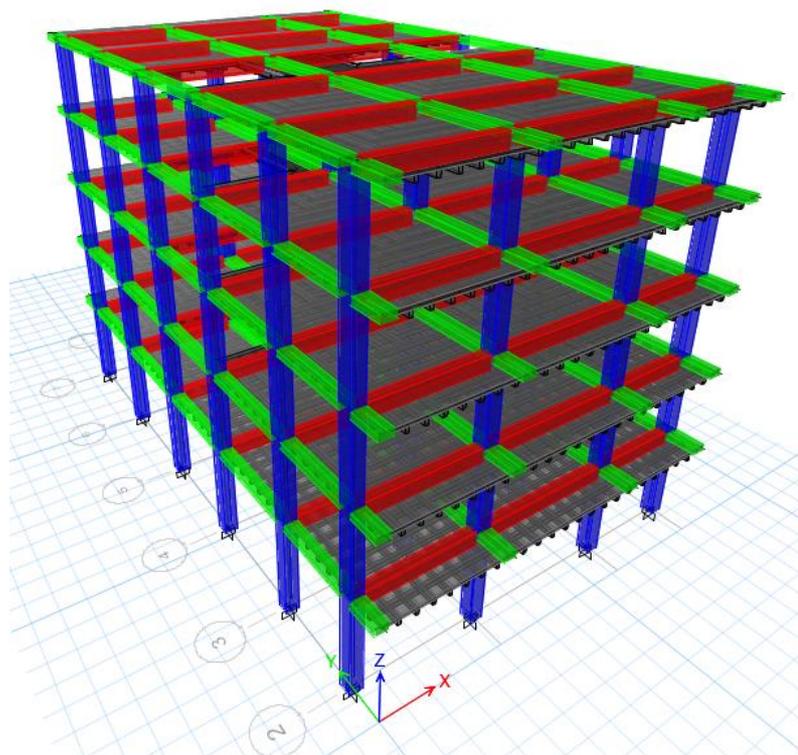


Figura 34 Modelo para Estructura Aportada
Fuente: Elaboración Propia

Es importante indicar que para este modelo sin paredes así como para los siguientes donde si se considera la influencia de la mampostería, no se toma en cuenta inercias agrietadas debido a que la medición de vibración ambiental obtiene resultados de la estructura dentro del rango elástico, suponiendo que no existen fisuras, ni agrietamiento, ya que está sometida a esfuerzos y desplazamientos mínimos.

Dirección/Fuente	Periodos Fundamentales (s)		
	myRIO	ETABS Modelo 1	Diferencia (Veces)
Traslacional X-X	0.338	0.724	2.14
Rotacional	0.269	0.752	2.80
Traslacional Y-Y	0.236	1.054	4.47

Tabla 4 Comparación de Periodos Fundamentales Experimental vs Modelo 1
Fuente: Elaboración Propia

Los periodos fundamentales del primer modelo sin mampostería son entre 2 y 4.5 veces mayores a los respectivos periodos experimentales según el modo de vibración correspondiente, por lo que se puede decir que el comportamiento del modelo matemático es mucho más flexible en comparación al comportamiento real de la edificación debido a la diferencia de rigidez entre ellos.

Algo muy importante es que los modelos que no consideran la presencia de la mampostería pueden estar ignorando patologías como efectos de torsión, columna corta, piso blando, entre otros, e incluso reportar de manera equivocada las formas modales.

3.3.6. Modelo 2: Estructura + Paredes (Shell)

En este segundo modelo lineal ya se toma en cuenta la influencia que tiene la mampostería en el comportamiento global de la estructura. Se modelan las paredes utilizando elementos de área tipo Shell, para lo cual es importante incorporar en ETABS algunas propiedades mecánicas como son la resistencia a la compresión f'_m y el módulo de elasticidad E_m como se indicó en 3.3.1 Materiales, además del espesor efectivo de la sección transversal.

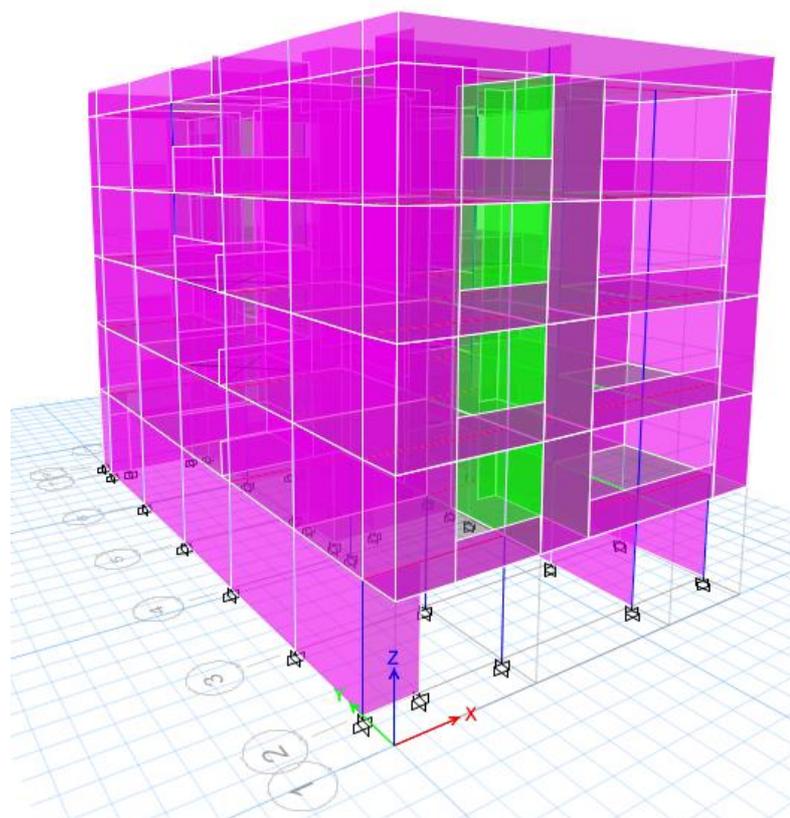


Figura 35 Modelo para Estructura + Paredes como shells
Fuente: Elaboración Propia

Como se mencionó anteriormente las paredes de este edificio son de bloques huecos de hormigón adheridos con mortero y generalmente enlucidos, lo cual rigidiza más el sistema. Los espesores de los mampuestos utilizados son de 15cm en su gran mayoría principalmente para paredes exteriores y divisiones mientras que en los baños se tiene un espesor de 10cm.

Debido a los bloques son huecos internamente y se encuentran recubiertos con un enlucido de mortero, se hace necesario determinar un espesor de macizo equivalente para la modelación. Para esto se define un espesor tal que tenga la misma Inercia que la sección original (Paredes Bernal, 2015).

En el siguiente cuadro se sintetizan los espesores equivalentes obtenidos para diferentes secciones de mampostería.

Espesores equivalentes para la mampostería		
Tipo	Espesor real (cm)	Espesor equivalente (cm)
Bloque 10	9	8.9
Bloque 15	14	13.4
Bloque 20	19	18.1
Bloque 10 con enlucido	10	9.9
Bloque 15 con enlucido	15	14.5
Bloque 20 con enlucido	20	19.2

Tabla 5 Espesores equivalentes para la mampostería con y sin enlucido
Fuente: (Paredes Bernal, 2015)

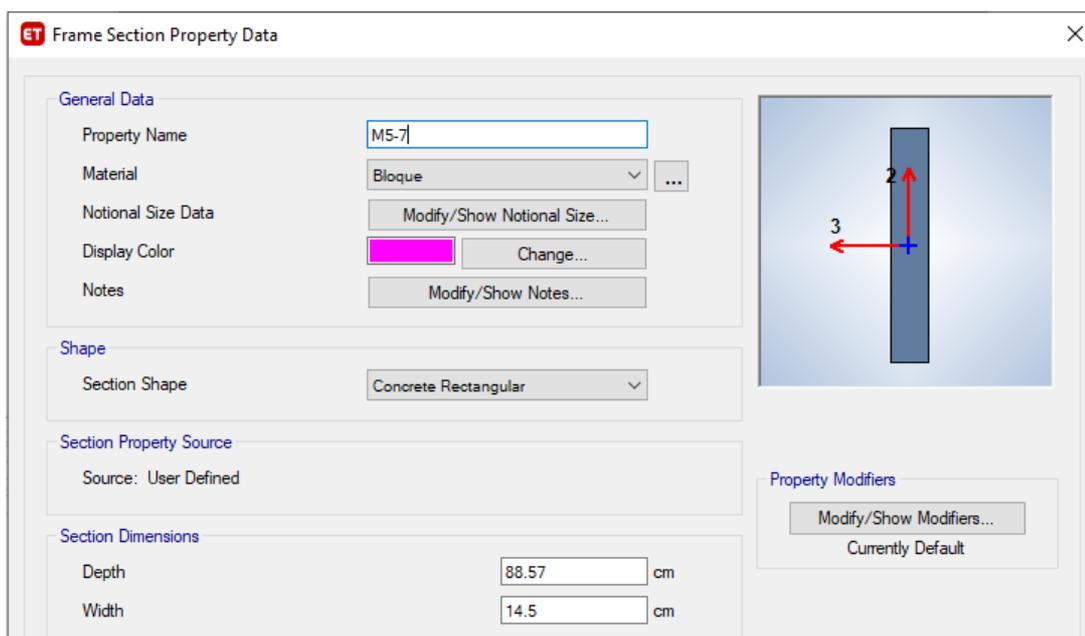


Figura 36 Definición de Secciones Pared
Fuente: Elaboración Propia

Bajo estas consideraciones, los resultados de la modelación y comparación con los datos experimentales se muestran a continuación:

Dirección/Fuente	Periodos Fundamentales (s)		
	myRIO	ETABS Modelo 2	Diferencia (%)
Traslacional X-X	0.338	0.344	1.78%
Rotacional	0.269	0.247	8.91%
Traslacional Y-Y	0.236	0.239	1.27%

Tabla 6 Comparación de Periodos Fundamentales Experimental vs Modelo 2
Fuente: Elaboración Propia

Existe una diferencia de entre 1.5% y 9% entre los periodos fundamentales del modelo estructural considerando la influencia de la mampostería como shells, y los periodos fundamentales experimentales conforme a los diferentes modos de vibración, es decir no existe una variación significativa entre los resultados, con lo que se puede concluir que los parámetros asumidos para la modelación de la mampostería son adecuados.

3.3.7. Modelo 3: Estructura + Paredes (Puntal Diagonal Equivalente a Compresión)

Por simplificación, ahorro en tiempos en análisis computacional y facilidad de estimar comportamiento no lineal como se verá más adelante, la mampostería en la estructura puede representarse con un puntal diagonal que trabaja solo a compresión axial y con articulaciones en sus extremos, debiendo tener las dimensiones equivalentes de ancho y espesor y las propiedades mecánicas de la mampostería.

Existen muchas propuestas y metodologías para determinar el ancho equivalente del puntal, sin embargo tomando como referencia el análisis comparativo entre los diferentes métodos y un modelo de elementos finitos realizado por (Paredes Bernal, 2015), se adopta la expresión de Holmes con 1 puntal por ser la que presenta

resultados más semejantes para el caso de analizar el comportamiento dinámico global de la estructura.

Puntales Principales

Para definir la sección transversal de los puntales diagonales se toma en cuenta el espesor equivalente conforme la tabla 5 y para el ancho equivalente se aplica la expresión de Holmes con 1 puntal, en donde el ancho efectivo a , es igual a un tercio de la longitud de la diagonal D (Holmes, 1961).

$$a = \frac{D}{3}$$

Ecuación 22

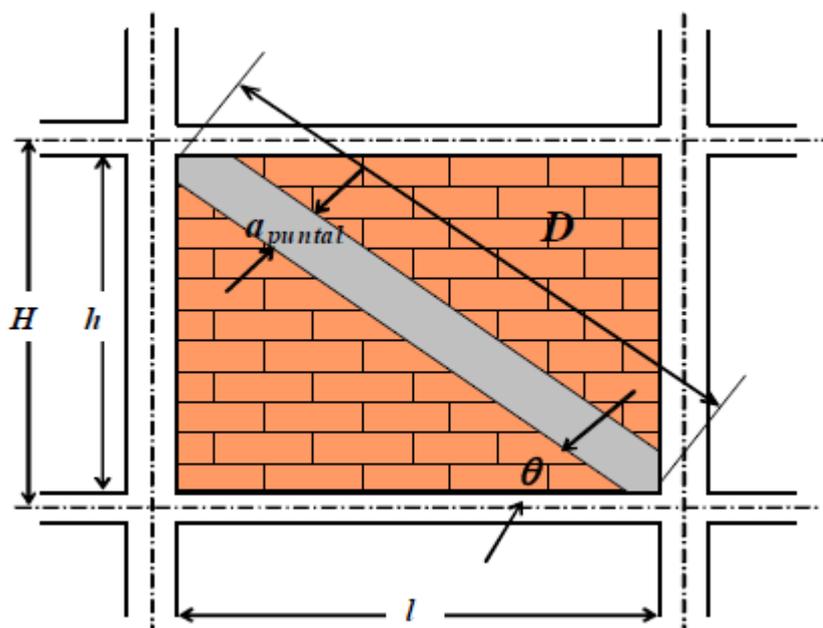


Figura 37 Puntal Diagonal Equivalente
Fuente: (Carrillo León, 2009)

Es importante aclarar que para definir la longitud de la diagonal d_m , se desprecia la diferencia existente entre la longitud entre las esquinas del pórtico centro a centro de los elementos y la distancia entre las esquinas del panel de mampostería; en

consecuencia el valor de la longitud dm se toma como la longitud total entre las esquinas de los elementos viga-columna en el modelo.

Puntales Auxiliares

Además de las paredes que se encuentran embebidas en los pórticos de la estructura y que son las que mayor rigidez aportan, no basta solo su modelación para definir adecuadamente las propiedades dinámicas de la estructura, por el contrario es necesaria la modelación incluso de los paneles de mampostería que se encuentran fuera de los pórticos.

Para tal efecto se hace uso de puntales verticales auxiliares con sección tipo columna, cuyas dimensiones corresponden al espesor equivalente pero de material mampostería; de esta manera los puntales diagonales fuera de los pórticos se pueden integrar y conectarse a la estructura aportando también algo de rigidez.

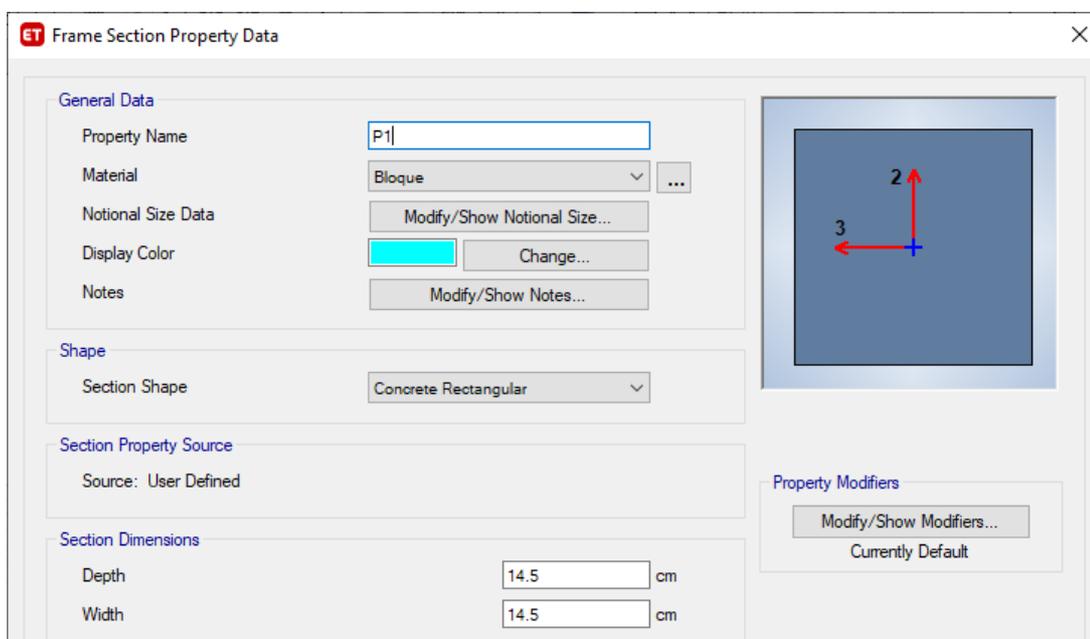


Figura 38 Definición de Sección Puntales Auxiliares
Fuente: Elaboración Propia

Debido a las diferentes longitudes, inclinaciones y ubicación de las diagonales que representan la mampostería, fue necesario definir 53 diferentes secciones tipo puntal diagonal más 2 puntales auxiliares verticales.

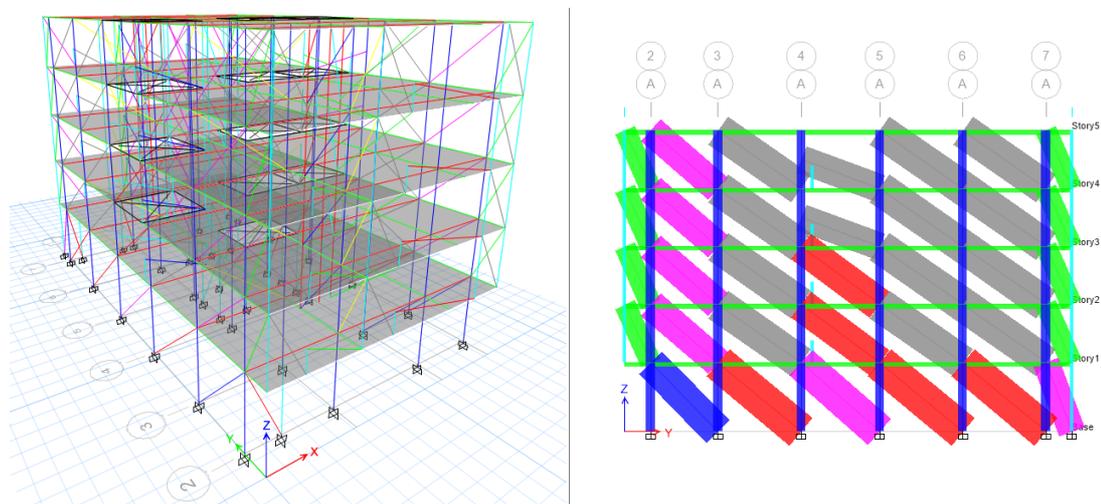


Figura 39 Modelo para Estructura + Paredes como Puntales Equivalentes
Fuente: Elaboración Propia

Bajo estas consideraciones, los resultados de la modelación y comparación con los datos experimentales se muestran a continuación:

Dirección/Fuente	Periodos Fundamentales (s)		
	myRIO	ETABS Modelo 3	Diferencia (%)
Traslacional X-X	0.338	0.342	1.18%
Rotacional	0.269	0.268	0.37%
Traslacional Y-Y	0.236	0.256	8.47%

Tabla 7 Comparación de Periodos Fundamentales Experimental vs Modelo 3
Fuente: Elaboración Propia

Existe una diferencia de entre 0.5% y 8.5% entre los periodos fundamentales del modelo estructural considerando la influencia de la mampostería como puntales diagonales equivalentes a compresión, y los periodos fundamentales experimentales conforme a los diferentes modos de vibración, es decir no existe una variación significativa entre los resultados, con lo que se puede concluir que los parámetros asumidos para la modelación de la mampostería son adecuados.

4. EVALUACIÓN SÍSMICA ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO MEDIANTE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

La metodología por desempeño es difundida y aplicada por diversas entidades en todo el mundo: SEAOC (Asociación de Ingenieros Estructurales de California), ATC-40 (Consejo de Tecnología Aplicada-California), FEMA (Agencia Federal para el Manejo de Emergencias), ASCE (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles), entre otras, y a través del Análisis No Lineal se cuantifican los daños de la edificación y el impacto que estos daños tienen en las actividades de la misma, de manera que éstos no superen estados límites deseables.

Existen dos términos clave los cuales rigen el concepto general del desempeño estructural: niveles y objetivos de desempeño.

4.1. Niveles y Objetivos de Desempeño

El desempeño sísmico es la cuantificación real del comportamiento que tendrá una edificación ante la acción de un sismo específico. Se desarrolla, entre otros objetivos, para evaluar si las hipótesis establecidas durante el diseño de una estructura son realmente válidas. Con ello se podría observar si las normativas para el diseño sismorresistente cumplen con su objetivo y mantienen su filosofía.

La aceptación de un desempeño depende del sismo analizado y de la importancia que tiene la edificación estudiada (Bondarenko Hernández, 2018).

En la figura expuesta, se puede observar una gráfica que representa el tipo de desempeño de una estructura en el eje horizontal (con incremento de daño hacia la derecha) y en el eje vertical, la severidad del sismo (en términos de frecuencia). Cada recuadro representa un objetivo de desempeño: un estado de desempeño para una intensidad de sismo dada.

Las líneas diagonales representan los criterios de diseño que el cliente, dueño o responsable del proyecto podrá imponer sobre la estructura.

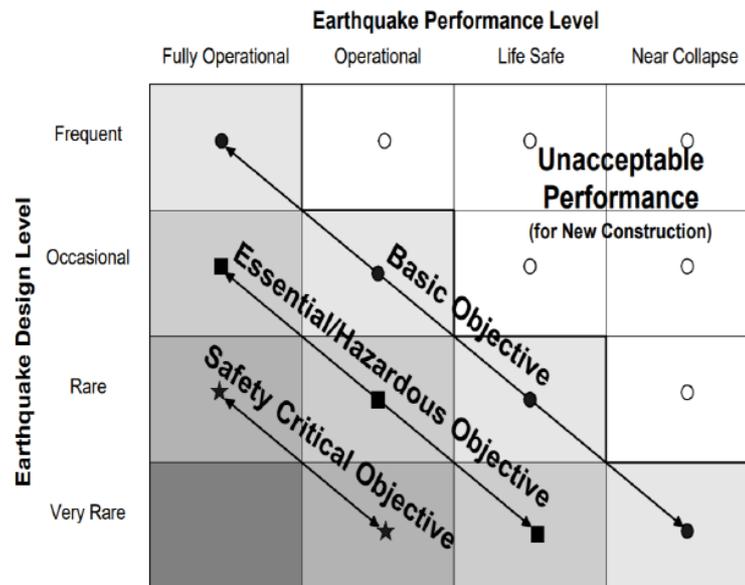


Figura 40 Niveles de Desempeño Sísmica
Fuente: SEAOC Vision 2000

Un objetivo de desempeño está referido al tipo de comportamiento esperado de la estructura, tomando en consideración también el comportamiento de elementos no estructurales. Especifica el comportamiento sísmico deseado de la estructura, y se define al combinar el máximo estado de daño admisible (nivel de desempeño) con una amenaza sísmica identificada (movimiento sísmico)

En el caso de cada edificación, debe seleccionarse el desempeño aceptable para diferentes niveles de amenaza sísmica, teniendo en cuenta factores como: ocupación, importancia y consideraciones económicas, incluyendo el costo de reparación y el costo de la interrupción de las actividades que se realizan en su interior.

En general, los objetivos de desempeño que esperan bajos niveles de daño para eventos sísmicos relativamente poco frecuentes, resultarán en un mayor trabajo y costo de

adecuación, comparados con los objetivos seleccionados con metas más modestas del control de daños.

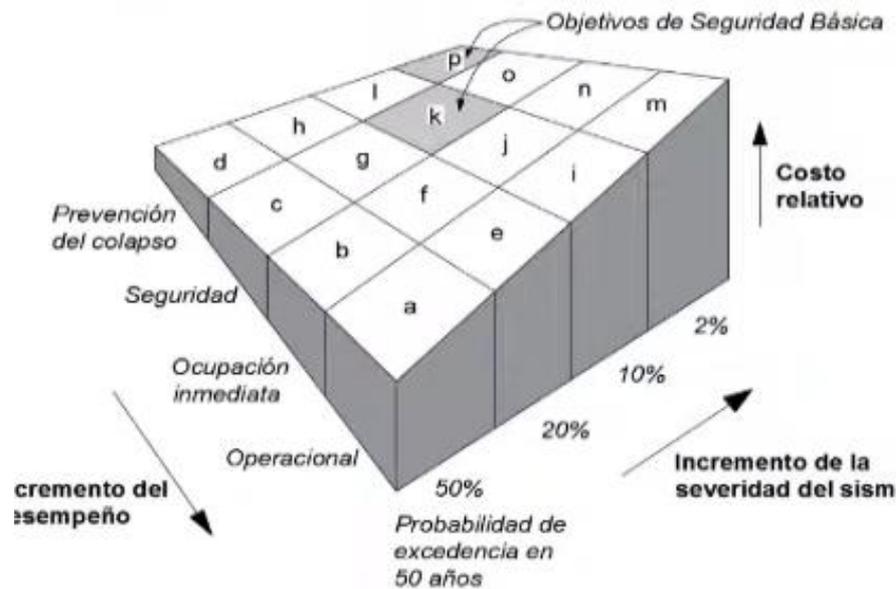


Figura 41 Costos Relativos de Varios Objetivos de Desempeño
Fuente: Adaptación de (FEMA 274, 1997)

Un nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños, y la funcionalidad de la edificación posterior al sismo. Está compuesto por la combinación de un nivel seleccionado de desempeño estructural y un nivel seleccionado de desempeño no estructural:

$$\text{Nivel Desempeño Edificación} = \text{Nivel Desempeño Estructural} + \text{Nivel Desempeño No Estructural}$$

El nivel de Desempeño Estructural describe el estado límite de daño del sistema estructural principal, mientras que el nivel de Desempeño No Estructural, describe el estado límite de daño de componentes no estructurales. Estos niveles están referidos a

puntos discretos en una escala continua, describiendo el comportamiento esperado de la estructura, o alternativamente, cuánto daño y pérdidas económicas pueden ocurrir.

A continuación, se presenta el control de daños y una breve descripción de los niveles de desempeño establecidos por la NEC-15

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño Global	Severo	Moderado	Ligero	Muy Ligero
General	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos razos así como en elementos estructurales. Los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos razos así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento
Componentes No Estructurales	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general., pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. La energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

Figura 42: Control de daño y niveles de desempeño para edificios
Fuente: Tabla 1 de NEC-SE-RE

4.2. Sismos de Verificación, Demanda

Los procedimientos de evaluación estructural mediante análisis no lineal simplificado, tal como el método del espectro de capacidad que era el estándar en normativas anteriores como el ATC-40 o FEMA 440 y el actual método de los coeficientes que es el estándar en normativas como ASCE 41-13 y ASCE 41-17, para la determinación del punto de

desempeño de una estructura o del desplazamiento objetivo, requiere la determinación de 3 elementos primarios: capacidad, demanda y desempeño.

Capacidad: La capacidad es una representación de la habilidad de una estructura para resistir la demanda sísmica. La capacidad global de una estructura depende de la resistencia y capacidad de deformación de sus componentes. Con el fin de determinar la capacidad de una estructura más allá de su límite elástico, se requiere de un análisis no lineal, el cual puede ser desarrollado de forma estática o dinámica.

Demanda (desplazamiento): La demanda es una representación del movimiento sísmico. En los métodos de análisis lineales tradicionales se utilizan las fuerzas laterales para representar una condición de diseño, sin embargo, para los métodos no lineales es más fácil y más directo utilizar un conjunto de desplazamientos laterales como condición de diseño. Para una estructura y una sollicitación sísmica dadas, la demanda de desplazamiento es una estimación de la respuesta máxima esperada del edificio durante el movimiento del suelo.

Desempeño: El desempeño de una estructura depende de la manera en que su capacidad maneje la demanda sísmica. En otras palabras la estructura debe ser capaz de resistir la demanda del terremoto, tal que el comportamiento de la estructura sea compatible con los objetivos de desempeño. Una vez que se ha determinado la curva de capacidad y se ha definido el desplazamiento de demanda, se puede evaluar el desempeño de la estructura. A través del desempeño se podrá verificar que los componentes estructurales y no estructurales no estén dañados más allá de los límites aceptables de los objetivos de desempeño (Duarte Bonilla, Martínez Chavarría, & Santamaria Díaz, 2017).

4.2.1. Niveles de Desempeño y Niveles de Amenaza Sísmica

Para la evaluación estructural, al estar basada en conceptos de desempeño, es importante definir tanto los sismos de entrada (para los periodos de retorno considerados), así como los niveles de desempeño buscados.

Conforme lo que exige la NEC-15 en el capítulo NEC-SE-RE, Riesgo Sísmico, se comprobará las estructuras existentes para los 4 siguientes niveles de desempeño:

- 5-E: Nivel de Prevención al Colapso
- 3-C: Nivel de Seguridad de Vida
- 1-B: Nivel de Ocupación Inmediata
- 1-A: Nivel Operacional

Estos niveles de desempeño van respectivamente de conformidad a los siguientes 4 niveles de amenaza sísmica que corresponden a probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años, tal como lo expuesto en la siguiente tabla:

Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno T_r (años)	Tasa de excedencia ($1/T_r$)
2%	2500	0.00040
10%	475	0.00211
20%	225	0.00444
50%	72	0.01389

Figura 43 Niveles de amenaza sísmica
Fuente: Tabla 2 de NEC-SE-RE

4.2.2. Objetivos de Rehabilitación

Un objetivo de rehabilitación se define con la selección de uno o más pares de niveles sísmicos y los correspondientes niveles de desempeño. Es decir, los niveles de daño

estructural y no estructural que debe alcanzar la edificación cuando es impactada por sismos de distinta probabilidad de excedencia o periodo de retorno.

Los objetivos de rehabilitación se exponen en la tabla 3 del capítulo de la NEC

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

1.- Cada celda en esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación discreto

2.- Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes 3 objetivos de rehabilitación:

Objetivo Básico de Seguridad	k y p
Objetivos Avanzados	k y m, n, or o p e i ó j k y p y a, b, e, ó f m, n, u o sólo
Objetivos Limitados	k sólo p sólo c, d, g, h, o l sólo

Figura 44 Objetivos de Rehabilitación
Fuente: Tabla 3 de NEC-SE-RE

Según lo indicado en la tabla anterior, para una edificación normal, los objetivos básicos de seguridad son k y p, es decir un nivel de desempeño de Seguridad de Vida para un sismo de 10% de probabilidad de excedencia en 50 años, equivalente al sismo

de diseño con un periodo de retorno de 475 años, y un nivel de desempeño de Prevención de Colapso para un sismo de 2% de probabilidad de excedencia en 50 años, equivalente al sismo máximo probable con un periodo de retorno de 2500 años.

4.2.3. Espectros elásticos de respuesta para diferentes niveles de amenaza sísmica

La amenaza sísmica debida al movimiento del terreno debe contemplar la ubicación del edificio con respecto a las fallas que existan, y las características geológicas regionales y de sitio. El alcance, para el cual estas amenazas pueden afectar el desempeño de la estructura, depende de la magnitud del sismo, la distancia a la fuente, la dirección de propagación de la ruptura de falla, y las características geológicas de la región y locales. El efecto de cada uno de estos componentes de la amenaza, debe ser considerado e investigado (Hernández, 2018).

Al no tener definido en nuestra norma los espectros para otros niveles de amenaza más que el sismo de diseño, se puede construir los espectros elásticos para cualquier probabilidad anual de excedencia utilizando las curvas de peligro sísmico que se encuentran en la NEC para las capitales de provincia.

Para determinar el espectro elástico de los sismos para los diferentes periodos de retorno, siempre que el valor del PGA obtenido a partir de las curvas de amenaza para el sitio de emplazamiento esté en el rango entre 0.15g y 0.5g, se podrá estimar mediante el procedimiento establecido por la NEC-15, tomando los factores de amplificación del suelo F_a , F_d , y F_s mediante interpolación lineal a partir de las tablas correspondientes considerando el valor de Z igual al PGA. El valor de η es la razón entre la aceleración espectral S_a ($T=0.1$ s) y el PGA para el periodo de retorno seleccionado.

Seguindo la metodología antes descrita, a continuación se obtienen los espectros elásticos para los diferentes sismos de verificación requeridos a partir de las curvas de peligro definidas para la ciudad de Ibarra.

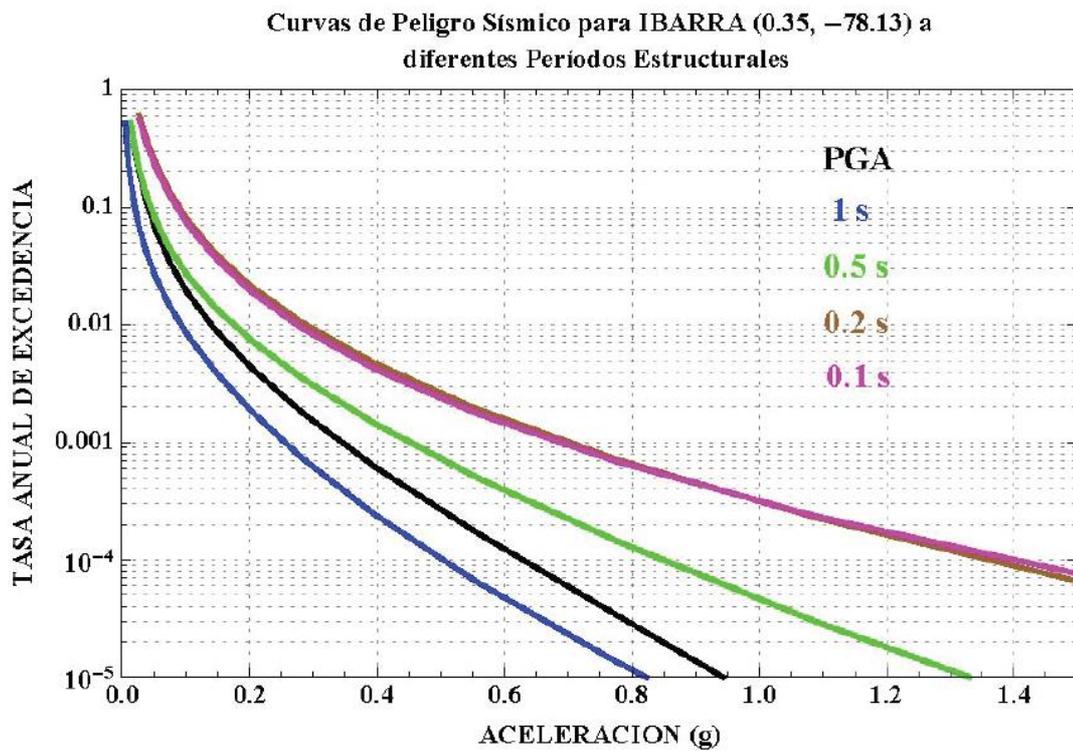


Figura 45 Curva de Peligro Sísmico para Ibarra
Fuente: NEC-SE-DS

Tasa Anual de Excedencia	Periodo de Retorno Tr (años)	Periodos Estructurales (s)					η
		0	0.1	0.2	0.5	1	
0.0004	2500	0.425	0.87	0.88	0.56	0.325	2.05
0.00211	475	0.27	0.527	0.545	0.35	0.195	1.95
0.00444	225	0.205	0.393	0.415	0.26	0.14	1.92
0.01389	72	0.125	0.245	0.26	0.15	0.08	1.96

Ordenadas Espectrales de Aceleración (%g)

Tabla 8 Valores de aceleración para diferentes periodos de retorno y periodos estructurales
Fuente: Elaboración Propia

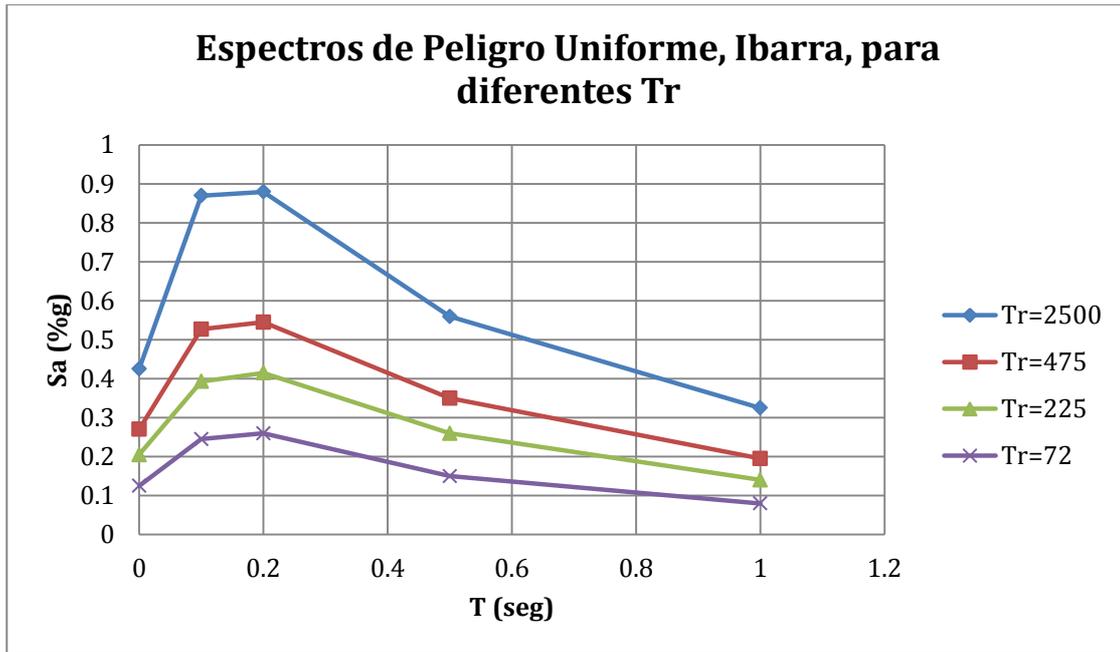


Figura 46 Espectros de Peligro Uniforme de Ibarra para diferentes periodos de retorno
Fuente: Elaboración Propia

Respecto a la obtención de los factores de amplificación del suelo es importante indicar dos cosas, primero que al disponer en las tablas valores para seis diferentes niveles de aceleración en roca, se procedió a construir curvas y agregar líneas de tendencia polinómica de orden 2 que son las que mejor se ajustan con valores de R^2 entre 0.98 y 0.99, con el objetivo de tener las ecuaciones de regresión que permitan obtener los factores de amplificación del suelo para cualquier valor de PGA según el sismo considerado, esto en lugar de interpolación lineal, aunque los resultados son bastante cercanos, y segundo que aunque en la metodología de la NEC indica que se puede obtener por interpolación lineal siempre que el PGA se encuentre entre 0.15 y 0.5 que son los límites de las tablas, al tener para la ciudad de Ibarra un PGA de 0.125g para el sismo con periodo de retorno de 72 años y tomando en consideración que el objetivo de este trabajo no es ahondar en la obtención de estos factores, se decidió realizarlo por extrapolación utilizando la misma ecuación de regresión.

Factores de Sitio				
Tr	PGA	Fa	Fd	Fs
2500	0.425	1.17	1.18	1.29
475	0.27	1.36	1.4	1.1
225	0.205	1.48	1.52	1.04
72	0.125	1.66	1.68	1

Tabla 9 Factores de Sitio para Espectros Elásticos con diferente periodo de retorno
Fuente: Elaboración Propia

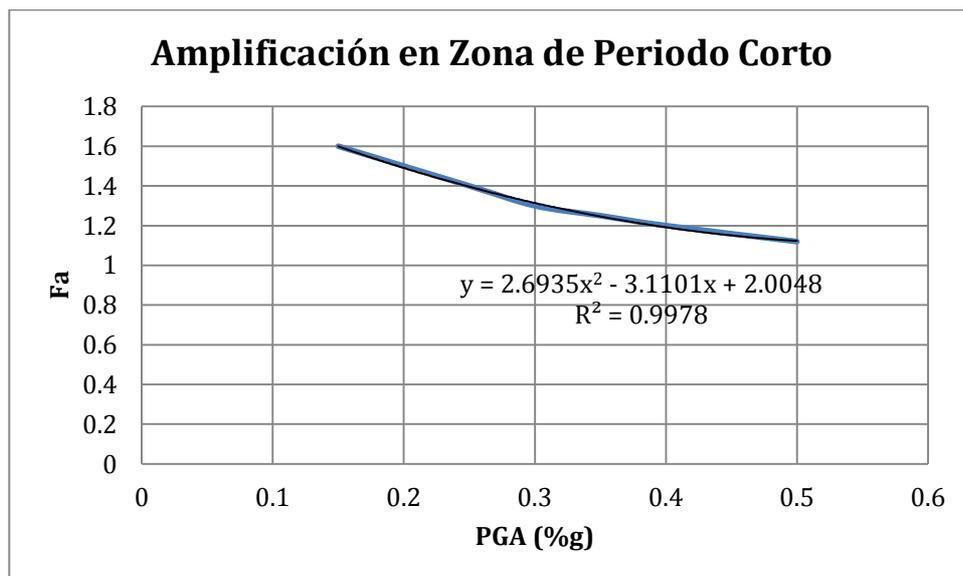


Figura 47 Factores de Amplificación de Suelo en Zona de Periodo Corto
Fuente: Elaboración Propia

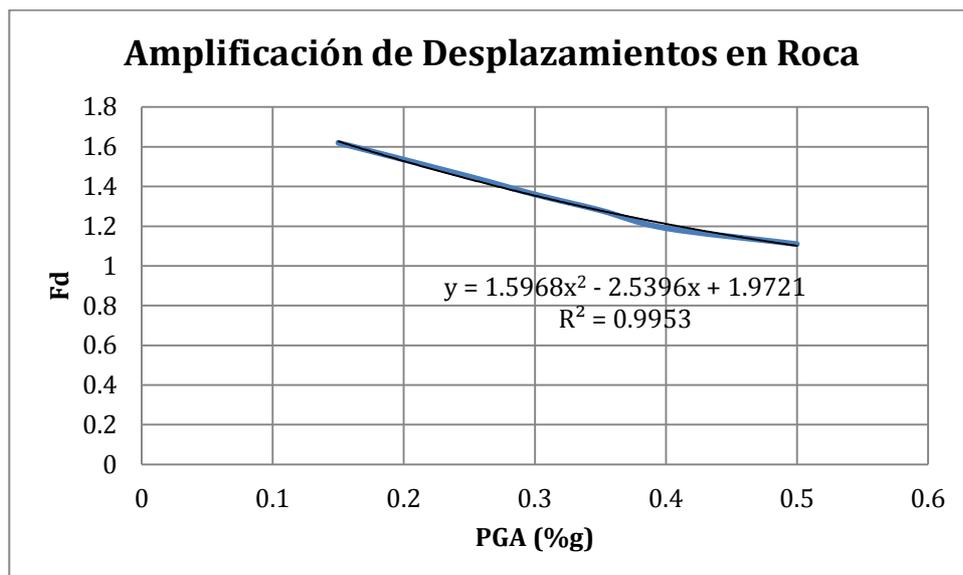


Figura 48 Factores de Amplificación del Espectro Elástico de Desplazamientos en Roca
Fuente: Elaboración Propia

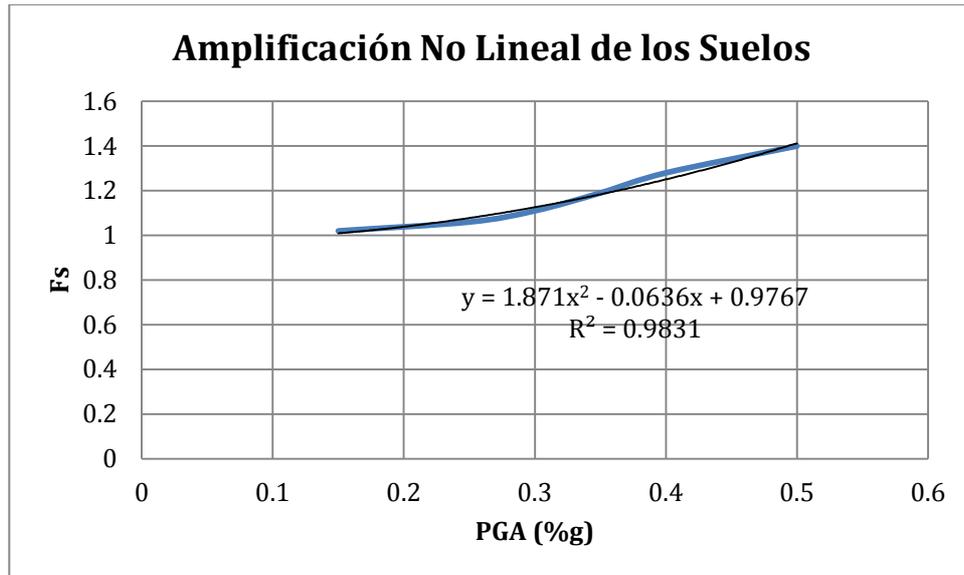


Figura 49 Factores por Comportamiento No Lineal de los Suelos
Fuente: Elaboración Propia

Para la construcción de los espectros de respuesta elásticos de aceleraciones S_a , expresados como fracción de la aceleración de la gravedad, para cualquier nivel de sismo conforme los respectivos parámetros determinados como se indicó antes, se proporciona en el numeral 3.3.1 del capítulo de Peligro Sísmico de la NEC-15, la forma y ecuaciones correspondientes según se muestra:

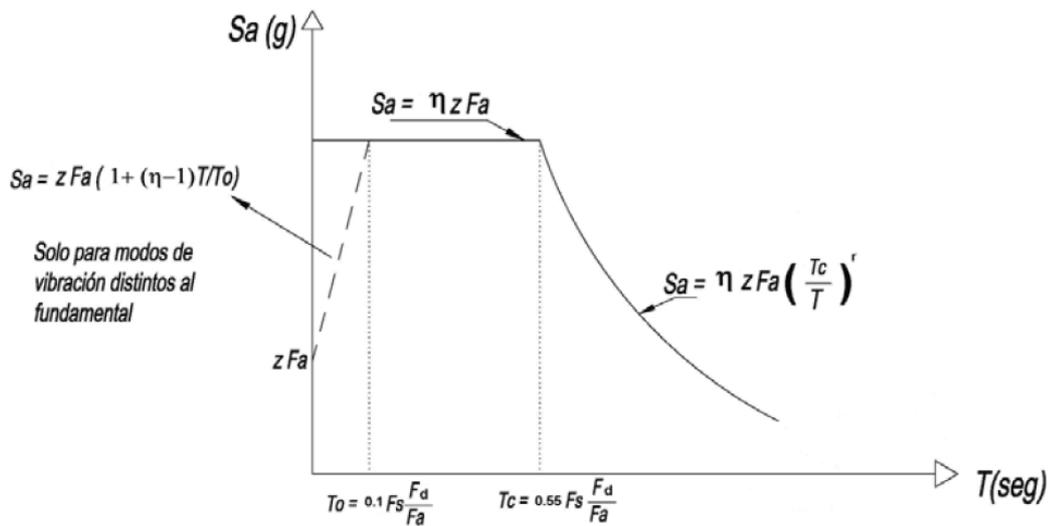


Figura 50 Ecuaciones y Forma del Espectro Elástico de Aceleraciones
Fuente: NEC-SE-DS

A continuación se muestra los espectros de respuesta elásticos de aceleraciones expresados como fracción de la gravedad para la ciudad de Ibarra, construidos para los 4 niveles de amenaza sísmica que corresponden a probabilidades de excedencia de 50%, 20%, 10% y 2% en 50 años, según requiere la normativa para la verificación de los diferentes niveles de desempeño:

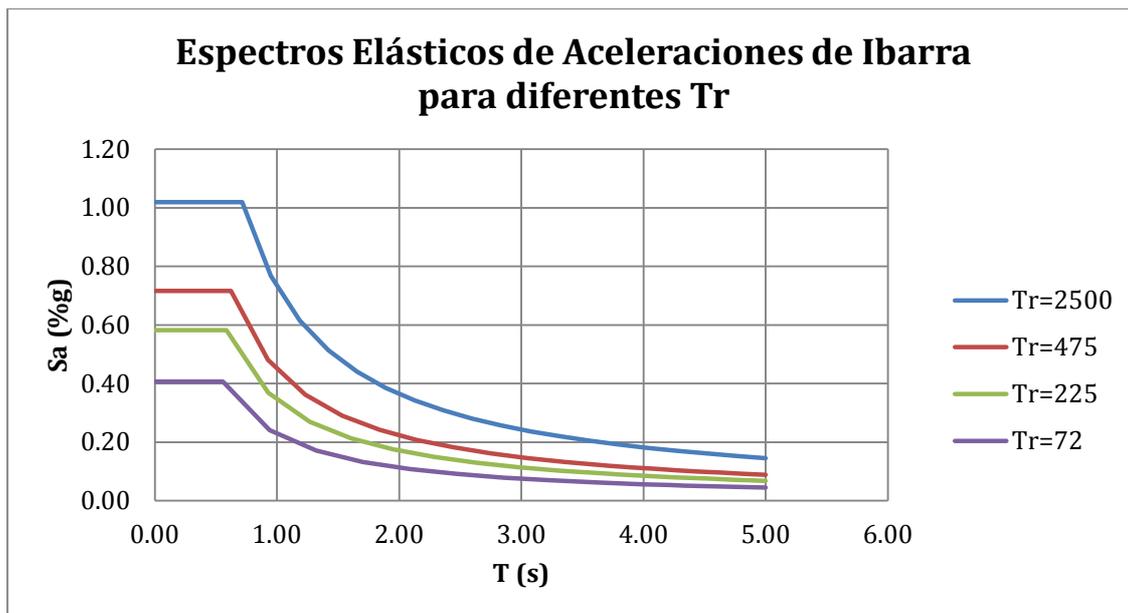


Figura 51 Espectros Elásticos de Aceleraciones para diferentes niveles de amenaza sísmica
Fuente: Elaboración Propia

4.3. Modelación No Lineal

La aplicación del Análisis Estático No Lineal, permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento sísmico. La demanda está relacionada con la amenaza sísmica y del sitio de ubicación de la estructura, así como de las características globales, mientras que la capacidad de la estructura depende de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de sus miembros. Por lo que cuando se procede a realizar un Análisis Estático No Lineal es necesario recabar información

específica sobre la estructura (Duarte Bonilla, Martínez Chavarría, & Santamaria Díaz, 2017):

- Características de los materiales.
- Geometría de las secciones de los elementos estructurales y la disposición del acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal y el detallado de cada uno de ellos.
- Las acciones gravitacionales (cargas permanentes y variables) que actúan sobre ella.
- La resistencia de las vigas, columnas y cualquier elemento que aporte al sistema resistente a sismo.
- Las propiedades de esfuerzo-deformación de las rótulas plásticas en función de su cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal, así como su detallado y las solicitaciones que actúan.
- Patrón de cargas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura. El valor de estas cargas por pisos debe tener la misma forma de cargas proveniente de la aplicación del primer modo de vibración.

El Análisis Estático No Lineal consiste en que al actuar primero las cargas gravitacionales, en la estructura se producen las primeras deformaciones, luego pasan a actuar las cargas laterales que se incrementan de forma secuencial, hasta que se forma la primera rótula plástica y se presenta una redistribución de rigidez de la estructura, y así se realiza un proceso iterativo hasta que la estructura falla totalmente.

Procedimiento General (Hernández, 2018)

1. Se define un primer caso no lineal asociado a la carga gravitacional incluyendo la acción permanente y variable
2. Se define un segundo caso no lineal asociado al patrón de carga lateral, de tal manera de que algunos elementos o grupo de ellos estén bajo esfuerzos alrededor del 10% de su resistencia. Este segundo caso inicia al final del caso gravitacional.
3. Se define un punto de control ubicado por lo general en el techo de la edificación, donde se va a monitorear el desplazamiento en función al incremento de la fuerza cortante.
4. Se aplican las rótulas plásticas en los elementos estructurales. Para esto se puede seguir los lineamientos de FEMA o ASCE 41.
5. Se obtiene el patrón de rótulas plásticas y la curva de capacidad (desplazamiento en el techo vs corte en la base)

4.3.1. Propiedades esperadas de los Materiales

Conforme los numerales 7.5.1.3 y 7.5.1.4 del (ASCE 41-13, 2013), para acciones controladas por deformación se debe trabajar con propiedades esperadas de los materiales, las cuales en el mejor de los casos se deben obtener mediante test o ensayos estandarizados, o en caso de ocupar las especificadas en planos o documentos constructivos, se deben obtener por multiplicación de las propiedades nominales por factores según el tipo de material como se muestra:

Table 10-1. Factors to Translate Lower-Bound Material Properties to Expected Strength Material Properties

Material Property	Factor
Concrete compressive strength	1.50
Reinforcing steel tensile and yield strength	1.25
Connector steel yield strength	1.50

Figura 52 Tabla 10-1. Factores para trasladar las propiedades del material de límite inferior a las propiedades del material de resistencia esperada
Fuente (ASCE 41-13, 2013)

Table 11-1. Factors to Translate Lower-Bound Masonry Strengths to Expected Strengths

Strength	Factor
Compressive strength (f_{mc})	1.3
Flexural tensile strength	1.3
Shear strength	1.3

Figura 53 Factores para trasladar las resistencias de mampostería de límite inferior en resistencias esperadas
Fuente: (ASCE 41-13, 2013)

Al no disponer de resultados experimentales y debido a la incertidumbre respecto a la calidad (mediana-baja) de los materiales y precarias prácticas de fabricación e instalación de mampuestos y hormigón que generalmente tenemos, no se estima conveniente trabajar con propiedades esperadas, ya que esto puede generar mayores desplazamientos y ductilidades en la estructura que muy probablemente no disponen en realidad los elementos estructurales, por lo que se opta por trabajar con las propiedades nominales de los materiales tales como hormigón y mampostería.

Para el caso del acero de refuerzo se utilizará los valores inicialmente ingresados a ETABS, donde el factor es de 1.25, conforme lo indica el ASCE, aunque ensayos realizados en las universidades del país reportan valores incluso cercanos a 1.4

Para representar la no linealidad o el comportamiento más allá del punto de fluencia de los materiales como lo son el concreto y el acero, es necesario establecer un modelo matemático construido por la acción progresiva de la fuerza cortante de carga y descarga generando una deflexión. Estos modelos han venido cada vez más acercándose a la respuesta cíclica real de los elementos estructurales.

Existe una serie de modelos constitutivos que definen la no linealidad del material y que representan el comportamiento histerético de los elementos, unos más complicados que otros, entre los cuales podemos mencionar: modelo bilineal, Modelo de la rigidez degradante de Clough y variantes, Modelo de Takeda, etc.

Para los parámetros no lineales del concreto, se tomó el modelo de histéresis de Takeda; el cual es un modelo histérico más refinado y sofisticado el cual fue desarrollado por Takeda a partir de resultados experimentales de ensayos realizados en elementos de concreto reforzado con un simulador sísmico en la Universidad de Illinois, este modelo incluye tanto los cambios de rigidez en el agrietamiento por flexión y fluencia, así como, las características de endurecimiento por flexión.

Para definir la curva de esfuerzo deformación del concreto se utilizó el modelo de concreto confinado de Mander; el cual está definido por una curva continua que considera que el efecto de confinamiento no solo incrementa la capacidad de deformación del concreto, sino también la resistencia a compresión de éste.

Para el acero de refuerzo se definió el modelo histerético Kinematic; el cual es un modelo que se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que es muy común en los metales y es el modelo que se encuentra por defecto en el software de análisis estructural ETABS.

Para la curva esfuerzo deformación se utilizó el modelo de Park, el cual toma en cuenta el efecto de endurecimiento del material (Duarte Bonilla, Martínez Chavarría, & Santamaria Díaz, 2017).

4.3.2. Secciones de los Elementos Estructurales

Para análisis no lineal se debe tomar en cuenta las siguientes modificaciones en las secciones estructurales que fueron definidas previamente para análisis lineal:

4.3.2.1. Agrietamiento

En la Tabla 10-5 Valores de Rigidez Efectiva, del (ASCE 41-13, 2013), se muestran los factores de agrietamiento para diferentes elementos estructurales

Table 10-5. Effective Stiffness Values

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed ^a	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed ^a	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf'_c$ or with tension	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_cA_g (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		E_cA_g
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Walls-cracked ^b	$0.5E_cA_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compression) E_cA_g (tension)

^aFor T-beams, I_g can be taken as twice the value of I_g of the web alone. Otherwise, I_g should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

^bSee Section 10.7.2.2.

Figura 54 Tabla 10-5 Valores de Rigidez Efectiva
Fuente: (ASCE 41-13, 2013)

Como se puede ver, el factor de agrietamiento para columnas depende del nivel de carga axial, por lo que para asignar adecuadamente estos factores primero se debe obtener la carga axial de columnas para la combinación D+0.25L que corresponde a las acciones de diseño gravitacional para análisis no lineal, y de acuerdo a los

límites establecidos en función de su sección transversal A_g y resistencia a la compresión f'_c , definir el agrietamiento que corresponda siendo válido la interpolación para valores intermedios.

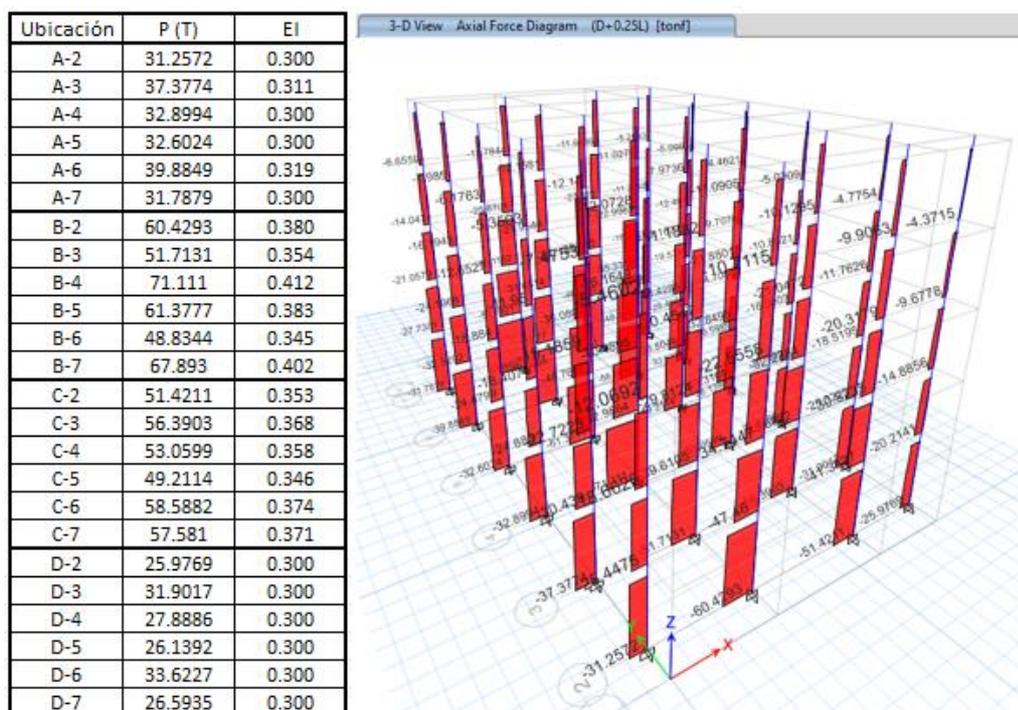


Figura 55 Factores de Agrietamiento para Columnas según Nivel de Carga Axial
Fuente: Elaboración Propia

Solo para algunas de las columnas del primer piso es necesario interpolar para definir el factor de agrietamiento. Para todas las demás y del resto de pisos se mantiene en 0.3

En el caso de vigas que estarán sometidas a momento positivo y negativo debido a la reversibilidad de los sismos, y dado que en la mayoría de software comerciales no permite el ingreso de dos factores de agrietamiento para cada una de esas condiciones, una práctica comúnmente aceptada es promediar los valores establecidos de la tabla, es decir, para vigas rectangulares la rigidez efectiva es $0.3E_c I_g$, y para vigas T se puede tomar el doble de ésta rigidez $0.6E_c I_g$,

conforme se indica en la parte inferior de la tabla. Realizando un promedio entre las dos para considerar su condición en momento positivo y negativo, se obtiene un valor de rigidez de $0.45E_c I_g$, el cual se asigna a todas las vigas del modelo.

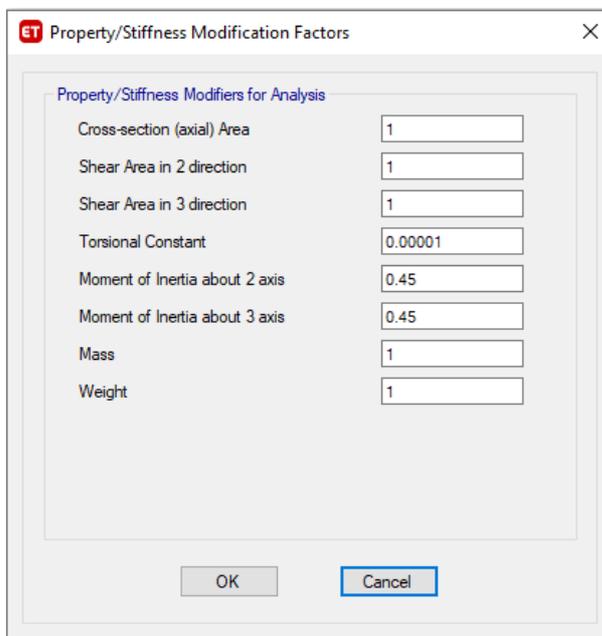


Figura 56 Definición de Agrietamiento para Vigas en ETABS
Fuente: Elaboración Propia

4.3.2.2. Acero de refuerzo

Dado que los miembros estructurales ante la combinación de cargas gravitacionales y laterales se deforman en doble curvatura, los momentos por sismo se maximizan en sus extremos, y si la resistencia a corte del miembro es adecuada, las articulaciones plásticas tienden a formarse en sus extremos, por lo que es de gran importancia conocer las rotaciones plásticas de cada uno de los miembros que componen el sistema estructural. Estas rotaciones plásticas dependen de la rigidez del elemento EI , y del máximo momento probable, el que a su vez depende de la cantidad real de acero colocado en el elemento estructural; en tal virtud es imprescindible conocer el armado longitudinal y transversal, no solo su área sino también colocación y detallado.

Como se mostró en el numeral 3.3.2, las columnas son cuadradas de 40 x 40 cm y están armadas con 8 ϕ 16mm y estribos de 8mm cada 10cm en las zonas de confinamiento cercanas a los nudos, ya que no se dispone de los planos de columnas se supone que se mantiene este mismo armado en altura, y es lo que se pudo ver físicamente en la losa de la última planta donde fueron cortadas y se encuentra descubierta una parte de estos elementos.

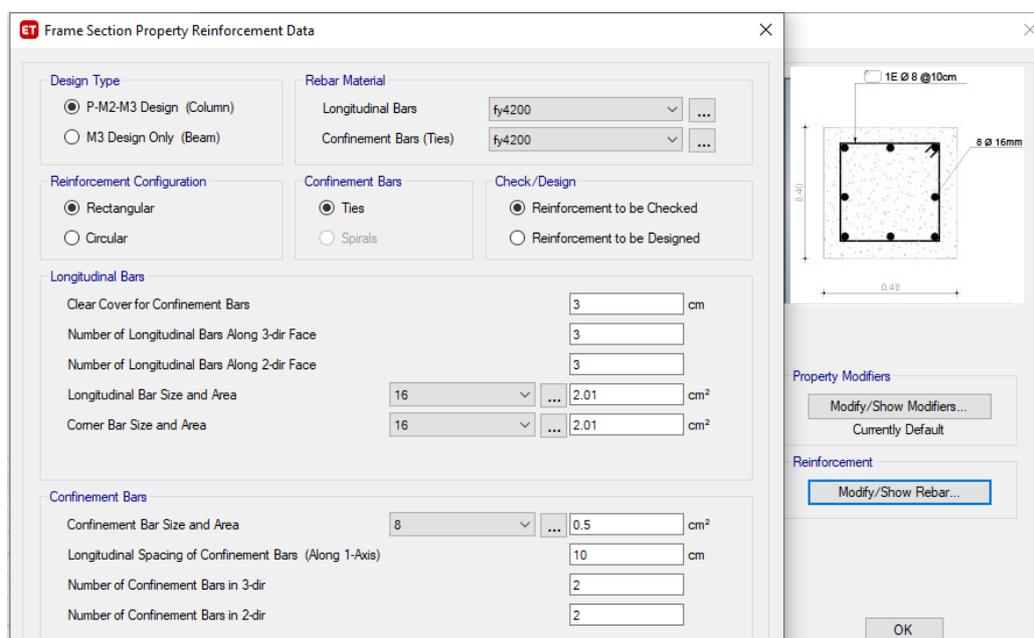


Figura 57 Ingreso de Acero de Refuerzo para columna en ETABS
Fuente: Elaboración Propia

En el caso de las vigas se tienen dos tipos, 30x40cm en sentido X-X cuyo armado varía en altura y vigas de 40x20cm en sentido Y-Y que es la misma en todos los pisos. En la siguiente figura se muestra el armado y sus respectivas variaciones a lo largo de la altura de la edificación para el p \acute{o} rtico 3.

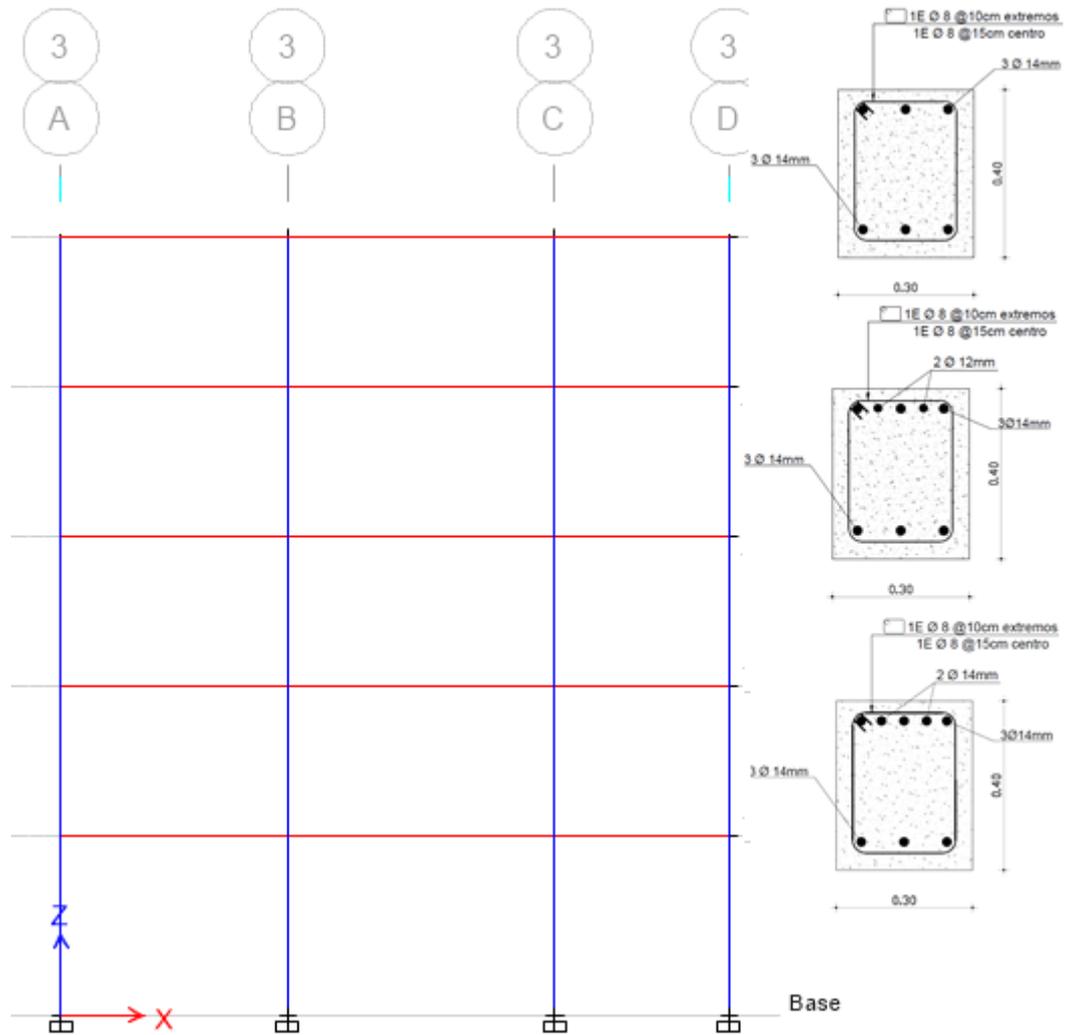


Figura 58 Sección Transversal de Vigas y variación en altura Pórtico 3
Fuente: Elaboración Propia

A partir de los armados reales se determina el área de acero principalmente en los extremos de las vigas y que son los valores que se ingresan en ETABS para el cálculo de rotaciones. Como ejemplo se muestra el área de acero longitudinal real en los extremos de las vigas para los pórticos 3 y C.

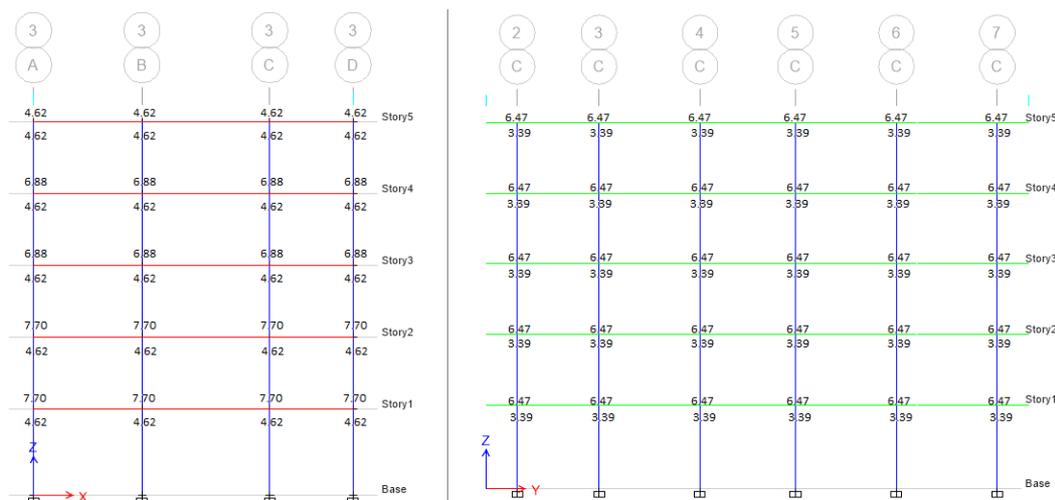


Figura 59 Área de acero de refuerzo longitudinal en extremos de vigas pórtico 3 y C
Fuente: Elaboración Propia

4.3.2.3. Nudos Rígidos

Según indica (ASCE 41-13, 2013), cuando la rigidez del nudo no es modelada explícitamente, se permite que sea modelada implícitamente reduciendo la longitud de la zona rígida en los elementos que llegan al nudo y se espera desarrollen comportamiento no lineal.

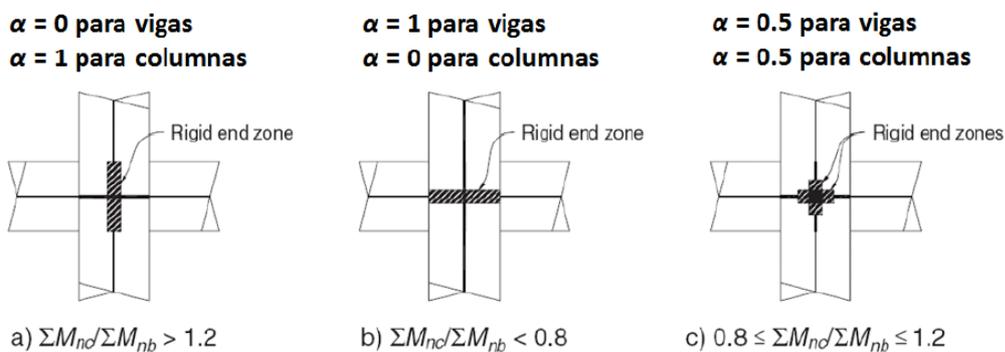


Figura 60 Modelación de Zonas Rígidas en Nudos Viga-Columna
Fuente: (ASCE 41-13, 2013), Modificación Propia

De estas tres condiciones, se escogió la c), la cual representa a una condición intermedia de la conexión viga columna y debe modelarse con un factor de rigidez

de 0.5, es decir la mitad de la zona rígida se considera efectiva para representar la intersección real entre elementos viga columna.

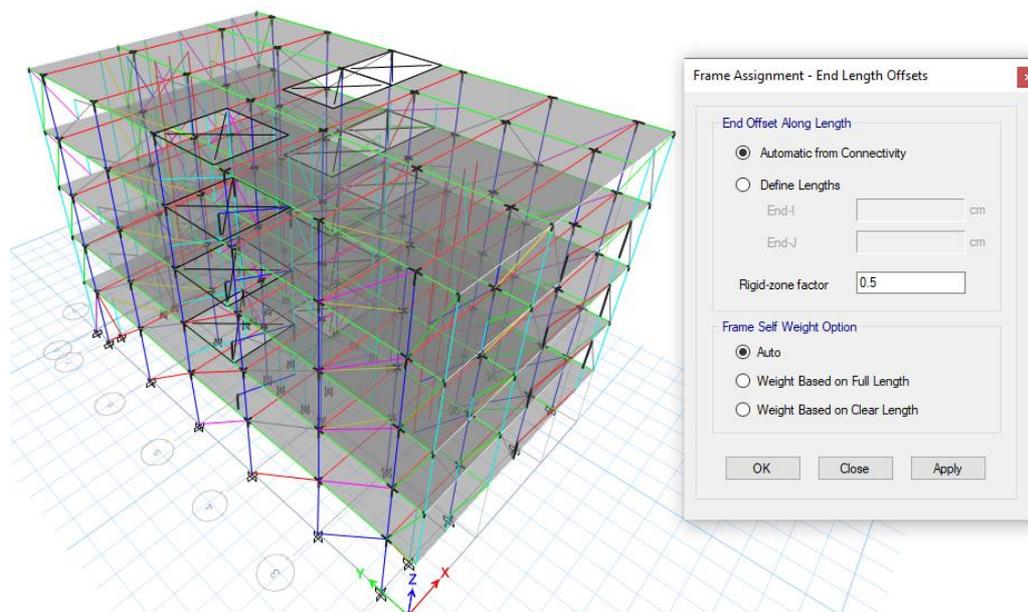


Figura 61 Ingreso de Factor de Rigidez para nudos Viga-Columna en ETABS
Fuente: Elaboración Propia

4.3.3. Carga gravitacional no lineal

Como se indicó anteriormente, se debe definir un primer caso de carga gravitacional no lineal que incluya carga muerta y carga viva, para esto siguiendo las recomendaciones de ASCE 41 para procedimiento no lineales, las acciones causadas por cargas gravitacionales deben ser consideradas mediante la siguiente combinación:

$$Q_G = Q_D + Q_L \quad \text{Ecuación 23}$$

Dónde:

Q_D = Acciones causadas por cargas muertas

Q_L = Acciones causadas por cargas vivas, igual al 25% de la carga viva no reducida

ET Load Case Data

General

Load Case Name: CGNL [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

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	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Live	0.25

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load [Modify/Show...]

Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 62 Definición de Carga Gravitacional No Lineal en ETABS
Fuente: Elaboración Propia

4.3.4. Definición de casos de carga lateral

4.3.4.1. Patrón de Cargas Laterales

Según se explicó en el procedimiento de Análisis Estático No Lineal, es necesario definir un patrón de carga lateral para cada dirección a los que se ha denominado PUSH X y PUSH Y respectivamente. Estos casos de carga no lineales iniciarán luego de finalizado el caso de carga gravitacional no lineal.

El patrón seleccionado será triangular inverso a partir fuerzas inerciales producto de la aceleración en cada piso lo cual se asemeja al modo fundamental de vibración.

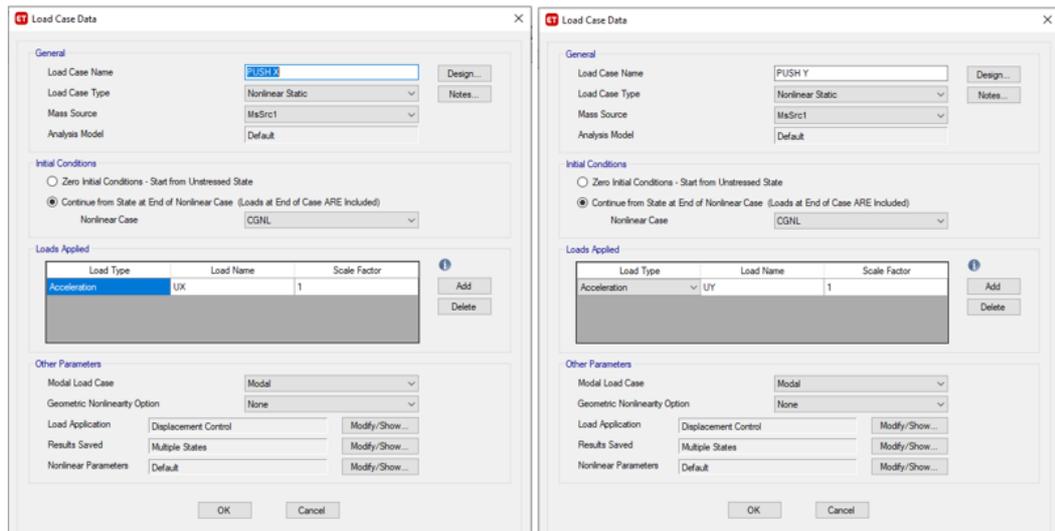


Figura 63 Definición de Cargas Laterales para Pushover en X e Y
Fuente: Elaboración Propia

4.3.4.2. Punto de control de desplazamiento

El nodo de control se ubicará en el centro de masas del diafragma del techo, o en su defecto se controlará un nodo cercano al centro de masas que pertenezca a dicho diafragma. Para el caso de la edificación en estudio se tomó como nodo de control el 45 del piso 5, como se indica en la figura 64.

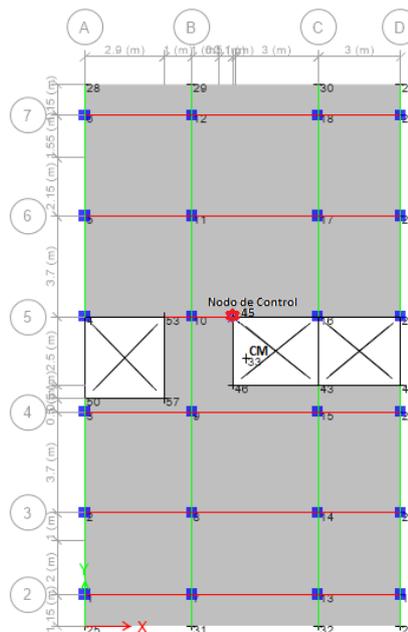


Figura 64 Punto de Control de Desplazamiento
Fuente: Elaboración Propia

El máximo desplazamiento que se permitirá a la estructura para el análisis PushOver será de 300mm, el cual se estima a partir de la deriva máxima asociada al mayor nivel de desempeño, 0.025 para Prevención de Colapso.

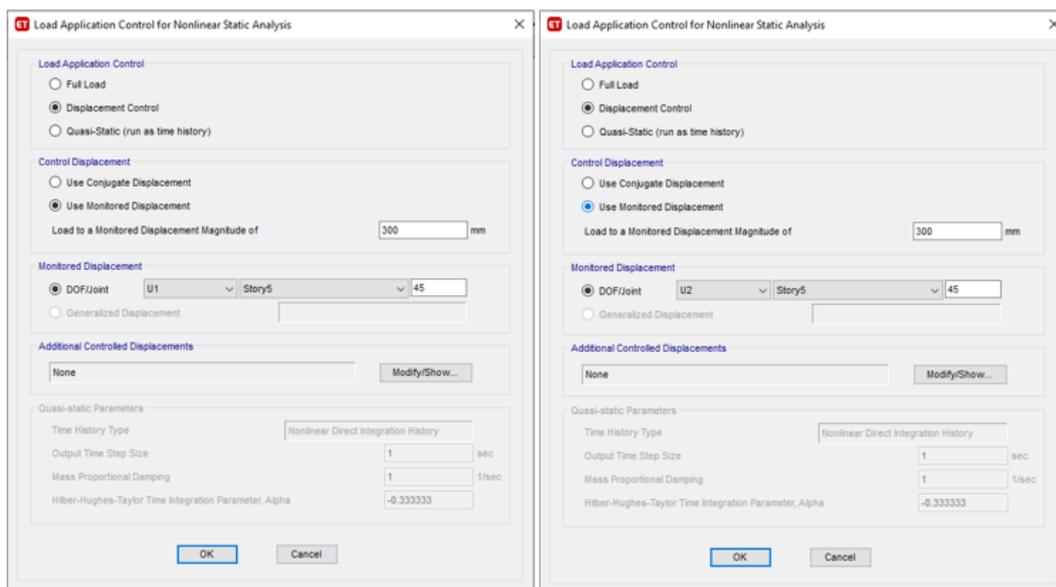


Figura 65 Definición de Punto de Control de Desplazamientos para Pushover en X e Y
Fuente: Elaboración Propia

4.3.5. Rótulas plásticas

A cada elemento estructural se le asignan rótulas plásticas en función a su tipo de falla, que indican cuál es su capacidad cedente y última en términos de curvaturas, rotaciones o desplazamientos. Con el incremento de las cargas laterales se observa cómo van apareciendo las rótulas en cada uno de los elementos dejando en evidencia el mecanismo de falla que se produce (dúctil o frágil), el cual puede conducir finalmente al colapso.

La estructura se puede seguir deformando en el rango inelástico mientras los mecanismos frágiles no comprometan la estabilidad, o bien, los elementos tengan suficiente ductilidad (Hernández, 2018).

El objetivo del presente trabajo no es describir paso a paso el cálculo de las rótulas plásticas para los diferentes elementos estructurales. Al respecto existe bibliografía detallada que se puede encontrar con facilidad, por lo que para el caso de vigas y columnas se utilizará las herramientas que trae ETABS para crear automáticamente las rótulas plásticas según el ASCE 41-13, mientras que para las paredes si se describirá de manera más detallada ya que esta opción no se encuentra por default en los programas comerciales.

4.3.5.1. Vigas

En el caso de las vigas se modelaron rótulas esperando una fluencia del acero longitudinal en los extremos antes que se presente una falla por corte, se elige M3 como grado de libertad.

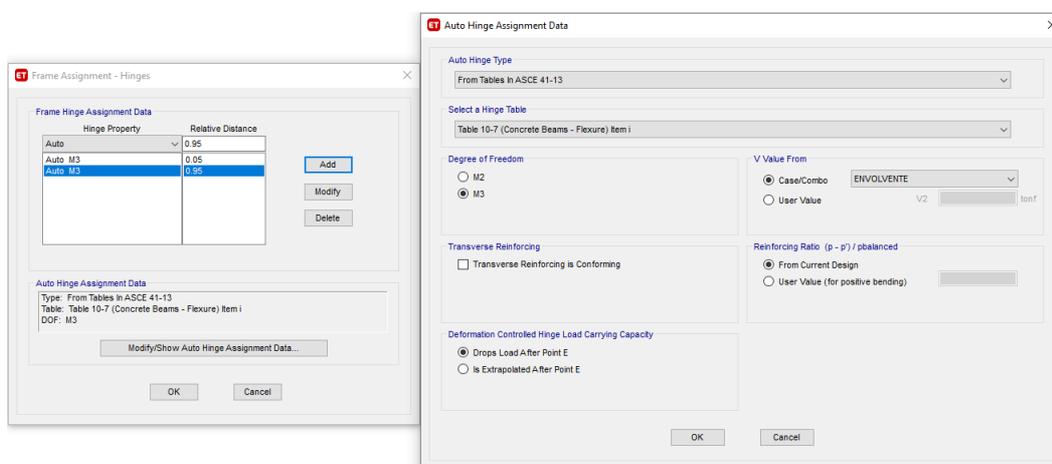


Figura 66 Creación Automáticas de Rótulas Plásticas en Vigas
Fuente: Elaboración Propia

4.3.5.2. Columnas

En el caso de las columnas se elige una rótula del tipo P-M2-M3, esta rótula tiene un acoplamiento para la formación de rótulas debidas a flexión y carga axial, comportamiento propio de una columna.

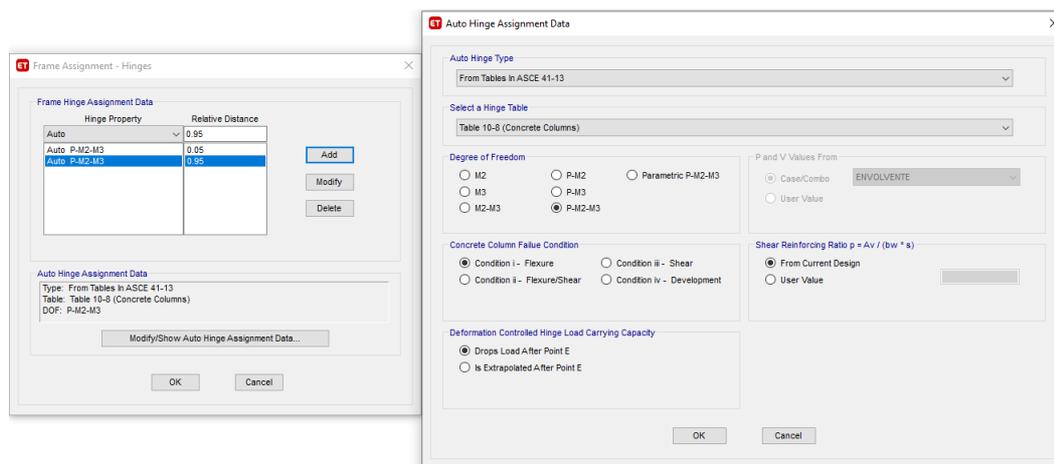


Figura 67 Creación Automática de Rótulas Plásticas en Columnas
Fuente: Elaboración Propia

En los dos casos, el valor de V corresponde a la fuerza cortante de diseño para análisis no lineal, es decir carga gravitacional más carga sísmica, adicionalmente en columnas el valor de P corresponde a la carga axial de diseño proveniente de la misma condición de cargas para análisis no lineal.

4.3.5.3. Paredes

Los paneles de mampostería de relleno deberían ser evaluados tanto en el plano como fuera del plano. El comportamiento en el plano y fuera del plano de los pórticos con mampostería de relleno depende de algunos factores externos a la mecánica estructural básica y a las propiedades geométricas del relleno y el pórtico. Estos factores adicionales alteran la rigidez y la resistencia a niveles de deformación muy pequeños por lo que se puede decir que los paneles de mampostería de relleno presentan comportamiento no lineal muy rápidamente. El alcance de este trabajo se limita solo a los efectos en el plano del muro y toma en consideración las recomendaciones de (FEMA 356, 2000) por ser más claras y restrictivas que las que se encuentran en (ASCE 41-13, 2013).

El incremento y la transferencia de fuerzas laterales a través de los pórticos con mampostería de relleno, causan una distribución no uniforme de esfuerzos en los elementos, que varía hasta que ocurre la falla del panel de mampostería cuando se alcanza su resistencia a cortante o a compresión.

Aunque la expresión para calcular el ancho del puntal equivalente dado por Holmes, que es la que se está usando en este trabajo, fue derivada para representar la rigidez elástica de un panel de mampostería, se puede extender hasta determinar la capacidad última de estructuras aporticadas con mampostería de relleno, asignando al puntal parámetros de resistencia y deformación consistentes con las propiedades que representa (Carrillo León, 2009).

El puntal equivalente requiere solo que se asignen rótulas plásticas en la mitad de su longitud ya que solo se necesita rótulas que representen la carga axial.

4.3.5.3.1. Rigidez

La rigidez del puntal está definida por el módulo de elasticidad del material de la mampostería y el área de la sección transversal, parámetros que ya fueron definidos e ingresados en el modelo lineal.

4.3.5.3.2. Resistencia

La resistencia del puntal se determina calculando la carga necesaria para alcanzar la resistencia a compresión, cortante o a la adherencia entre el mampuesto y el mortero de unión. La componente de la menor de estas fuerzas en la dirección del puntal equivalente es usada para asignar la resistencia del puntal y gobierna la resistencia de la rótula plástica en el elemento.

$$R_{puntal} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{compresión} \\ R_{corte} / \cos \theta_{puntal} \end{array} \right\} \quad \text{Ecuación 24}$$

Donde θ es el ángulo que forma el puntal con la horizontal

La resistencia a la compresión del puntal corresponde a la carga de compresión que puede resistir antes que se presente una falla por este mecanismo y se evalúa usando la ecuación 25.

$$R_{compresión} = A_{eq} \cdot f' m \quad \text{Ecuación 25}$$

Donde $f'm$ es la resistencia a la compresión de la mampostería y A_{eq} es el área de la sección transversal equivalente del puntal.

Por otro lado, la resistencia a fuerzas cortantes es proporcionada por la combinación de resistencia al cortante de la mampostería por tensión diagonal y la fricción entre los mampuestos y el mortero o resistencia por adherencia. La carga horizontal lateral requerida para alcanzar la resistencia al cortante del panel de relleno se calcula con la ecuación 26.

$$R_{corte} = A_n \cdot f' v \quad \text{Ecuación 26}$$

Donde A_n es el área neta de la sección transversal de la junta de pega del panel de relleno a lo largo de su longitud ($l \times t_{pega}$), t_{pega} representa el espesor transversal del mortero de pega y $f'v$ es el menor valor entre las resistencias al cortante y a la adherencia (mortero-pieza) de la mampostería.

Los valores $f'v$ para cortante y adherencia se toman del estudio realizado por (Pachano Álvarez, 2018).

$$\tau_m = 0.2389 \text{ MPa} = 2.43 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Corte Directo})$$

$$\tau_o = 0.2036 \text{ MPa} = 2.07 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Adherencia})$$

En base a los valores indicados se puede concluir que la resistencia del puntal estará gobernada por adherencia ya que es el menor de los esfuerzos cortantes y más aún respecto al de compresión.

4.3.5.3.3. Desplazamiento

Para la definición de la rótula plástica del puntal diagonal, se parte de la curva generalizada Fuerza-Deformación. Esta curva normalizada establece el comportamiento de un elemento ante una carga aplicada, iniciando en su rango elástico, pasando por su rango inelástico hasta llegar a la falla.

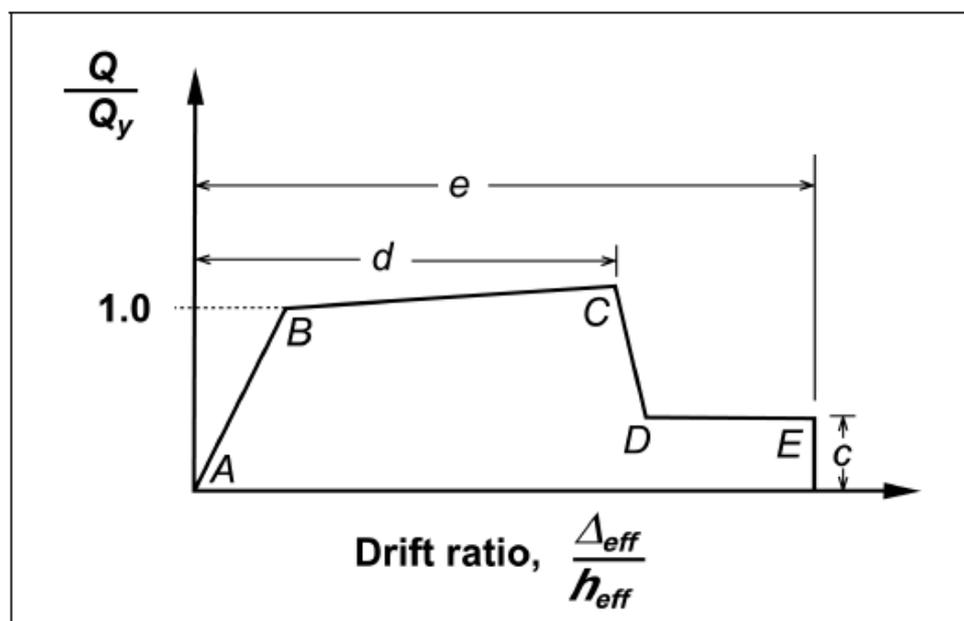


Figura 68 Relación Generalizada Carga-Deformación para elementos mampostería
Fuente: (FEMA 356, 2000)

ETABS usa una curva que no considera la pendiente del rango elástico, asumiendo un desplazamiento de cero a una carga de cedencia, mientras que en la curva fuerza-deformación de FEMA 356, los parámetros de desplazamiento

y criterios de aceptación se miden incluyendo el desplazamiento elástico, por lo que para relacionar las curvas se debe restar la deformación elástica a cada parámetro de FEMA 356 antes de ingresar los datos a ETABS.

Ya que se asume que el puntal equivalente se deforma lateralmente con derivas no lineales tal como se muestra en la figura 69, el desplazamiento de fluencia se determina con la ecuación 27.

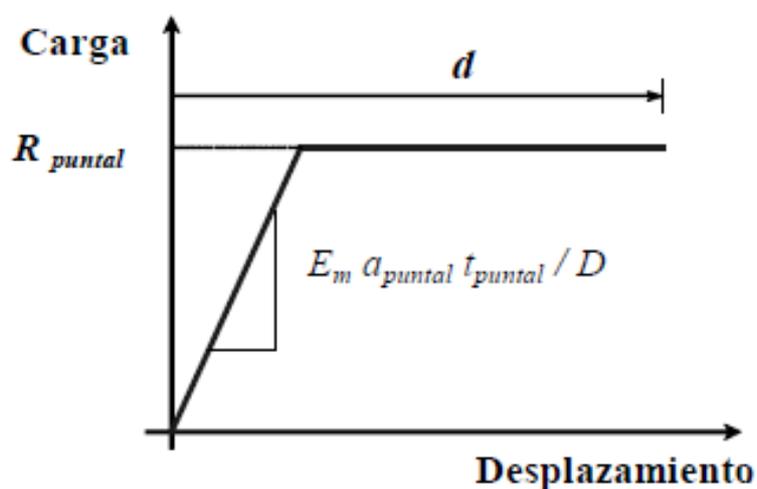
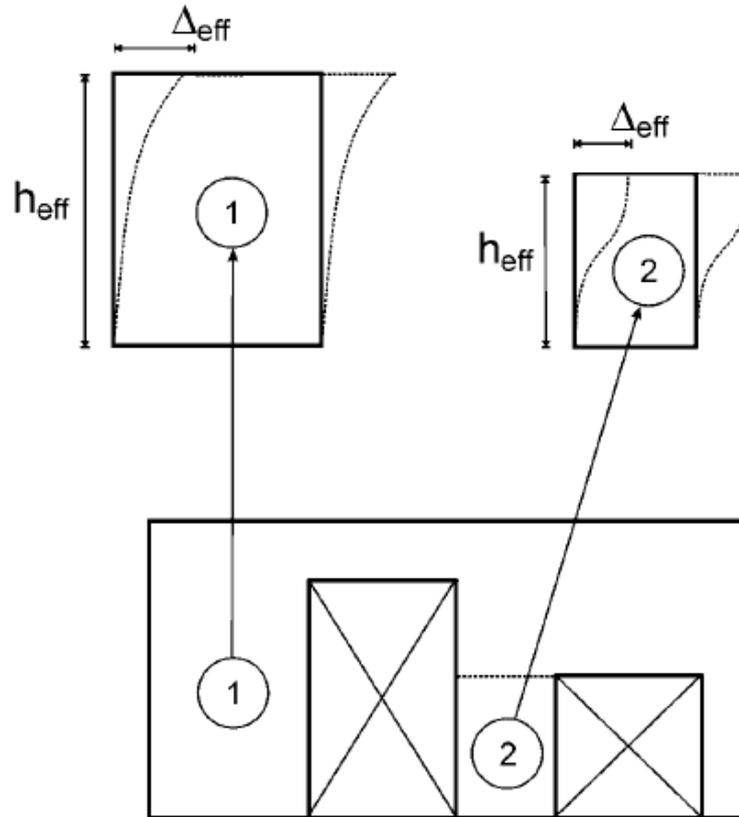


Figura 69 Comportamiento carga-deformación del puntal
Fuente: (Carrillo León, 2009)

$$\Delta_y = \frac{R_{puntal}}{\frac{E_m \cdot a_{puntal} \cdot t_{puntal}}{D}} \quad \text{Ecuación 27}$$

El parámetro d , que representa la capacidad de deformación máxima, es expresado en términos de la deriva lateral de piso conforme la figura 70 y está definido en la Tabla 7-9 del (FEMA 356, 2000)



h_{eff} = The effective height of the component under consideration

Δ_{eff} = The differential displacement between the top and bottom of the component

Table 7-9 Nonlinear Static Procedure—Simplified Force-Deflection Relations for Masonry Infill Panels

$\beta = \frac{V_{Ire}}{V_{Ine}}$	$\frac{L_{Inf}}{h_{Inf}}$	c	d %	e %	Acceptance Criteria	
					LS %	CP %
$\beta < 0.7$	0.5	n.a.	0.5	n.a.	0.4	n.a.
	1.0	n.a.	0.4	n.a.	0.3	n.a.
	2.0	n.a.	0.3	n.a.	0.2	n.a.
$0.7 \leq \beta < 1.3$	0.5	n.a.	1.0	n.a.	0.8	n.a.
	1.0	n.a.	0.8	n.a.	0.6	n.a.
	2.0	n.a.	0.6	n.a.	0.4	n.a.
$\beta \geq 1.3$	0.5	n.a.	1.5	n.a.	1.1	n.a.
	1.0	n.a.	1.2	n.a.	0.9	n.a.
	2.0	n.a.	0.9	n.a.	0.7	n.a.

Note: Interpolation shall be used between table values.

Figura 70 Parámetros de Modelación No Lineal para Mampostería de Relleno
Fuente: (FEMA 356, 2000)

De esta tabla se deben conocer dos relaciones que sirven para definir los parámetros de desplazamiento y criterios de aceptación necesarios para modelar una rótula plástica en la mampostería de relleno, los cuales pueden ser encontrados por interpolación para valores intermedios de la tabla, las relaciones a definir son:

$$\beta = \frac{V_{fre}}{V_{ine}} \quad \text{Ecuación 28}$$

Donde:

V_{fre} = Resistencia a cortante esperada de la estructura tomada como la capacidad a cortante de la columna

V_{ine} = Resistencia a cortante de la mampostería

$$\frac{L_{inf}}{h_{inf}}$$

Donde:

L_{inf} = Longitud del panel de mampostería

h_{inf} = Altura del panel de mampostería

Para encontrar el valor de β se utilizan las resistencias nominales a cortante del pórtico tomada como la resistencia a cortante de la columna y la resistencia a cortante del panel de mampostería como se muestra a continuación:

Resistencia a cortante de la columna (Unidades Kg-cm)

$$V_{n_{columna}} = V_c + V_s \quad \text{Ecuación 29}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d \quad \text{Ecuación 30}$$

$$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s} \quad \text{Ecuación 31}$$

Resistencia a cortante del panel de mampostería (Unidades Kg-cm)

$$V_{n_{panel}} = l \cdot t_{punta} \cdot f'v \quad \text{Ecuación 32}$$

Ya que se habían definido 53 diferentes puntales equivalentes, se deben modelar 53 diferentes rótulas plásticas, a continuación se muestra un ejemplo del ingreso de datos en ETABS para una rótula plástica de mampostería.

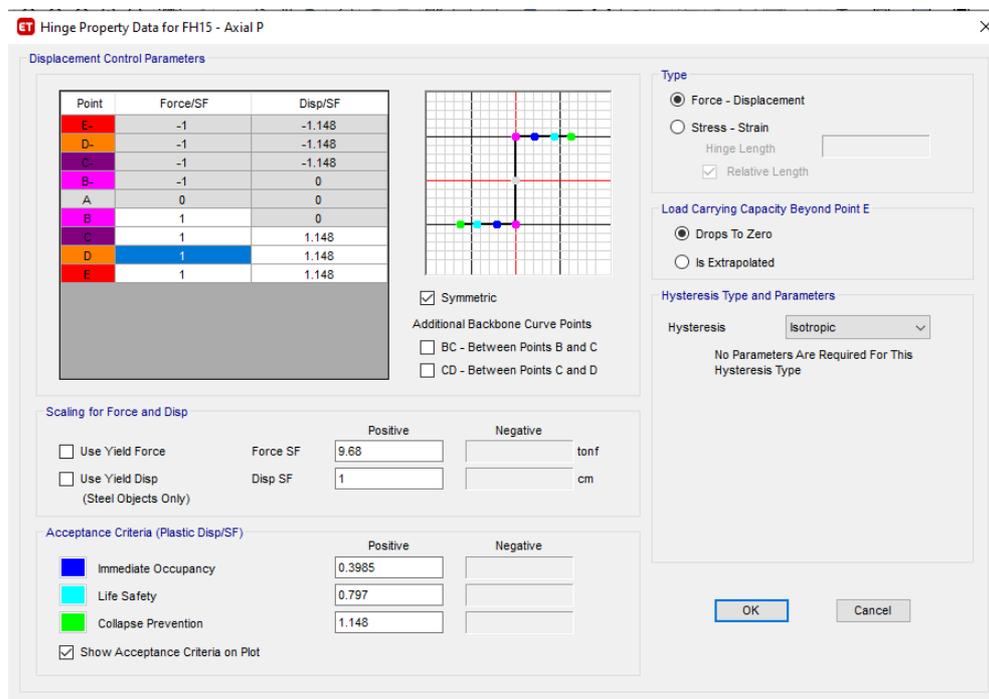


Figura 71 Ejemplo de Rótula Plástica de Mampostería en ETABS
Fuente: Elaboración Propia

4.4. Optimización de modelación estructural y determinación de la demanda sísmica

Una vez que se han obtenido los espectros elásticos de respuesta para diferentes niveles de amenaza sísmica, y definidos los parámetros de modelación no lineal de la estructura, es oportuno, antes de pasar a la evaluación estructural, revisar algunos de los resultados obtenidos hasta el momento, y realizar algunos comentarios que además permitirán efectuar mejoras en la modelación y determinación de la demanda, para éste y otros proyectos de evaluación estructural.

La primera observación tiene que ver con los sismos de verificación, o en otras palabras, con los espectros elásticos de respuesta para diferentes niveles de amenaza sísmica, los mismos que fueron obtenidos a partir de las curvas de peligro de la NEC-15 para la ciudad de Ibarra. Comparando los valores de PGA de los sismos con $T_r=475$ años, 0.27g, y $T_r=2500$ años, 0.425g, que serían el equivalente a los sismos de diseño y al máximo probable respectivamente, versus el PGA del sismo de diseño normativo establecido por defecto en la NEC-15, que es de 0.4g para la zona sísmica en la que se encuentra Ibarra, se observa una subestimación del 33% entre los dos sismos de $T_r=475$ años, y un incremento de apenas el 6.25% para el sismo máximo probable respecto del sismo de diseño normativo. Este es un aspecto que debe ser aclarado en las futuras actualizaciones de la NEC.

Pero estas diferencias se acentúan más aún si se compara las ordenadas espectrales en la meseta de los espectros de respuesta, el cual ya considera los factores de sitio; la aceleración espectral del sismo normativo sería de 1.1904g, mientras que para el sismo a partir de las curvas de peligro con $T_r=475$ años es apenas de 0.716g, que equivale a un

40% menos de aceleración; por otra parte el sismo a partir de las curvas de peligro con $T_r=2500$ años tiene una aceleración espectral máxima de 1.0194g, que sigue siendo un 14% inferior a la aceleración espectral máxima del sismo de diseño normativo.

Es oportuno recordar además, en base a los informes y noticias disponibles en la página web del Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, que el terremoto ocurrido en Ibarra el 16 de agosto de 1868, tuvo una magnitud estimada de entre 7.0 y 7.3 en base a la distribución de intensidades, dejando entre 15 mil a 20 mil víctimas mortales, y ha sido catalogado como uno de los terremotos más grandes generado por fallas tectónicas de la corteza continental en el país, y por lo tanto una de sus peores calamidades. (Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, 2017) (Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, 2018)

Por estas razones, al construir los espectros a partir de las curvas de peligro sísmico determinadas para la ciudad de Ibarra, probablemente se estaría subestimando la demanda, y por lo tanto un modelo con esos espectros no reflejaría adecuadamente el comportamiento real que debería tener la estructura frente a los diferentes niveles de amenaza sísmica, donde obviamente los que más preocupan son los dos más grandes que corresponden al sismo de diseño y al máximo probable.

Una alternativa que se adoptó en este trabajo, para solventar lo mencionado anteriormente, es obtener el espectro elástico de respuesta normativo conforme las expresiones de la NEC-15, mismo que corresponde al sismo de diseño con $T_r=475$ años, para a partir de éste, obtener el espectro elástico de respuesta para el sismo con $T_r=2500$

años, multiplicando cada ordenada espectral por 1.5, tal como lo establece el código americano ASCE 7-16.

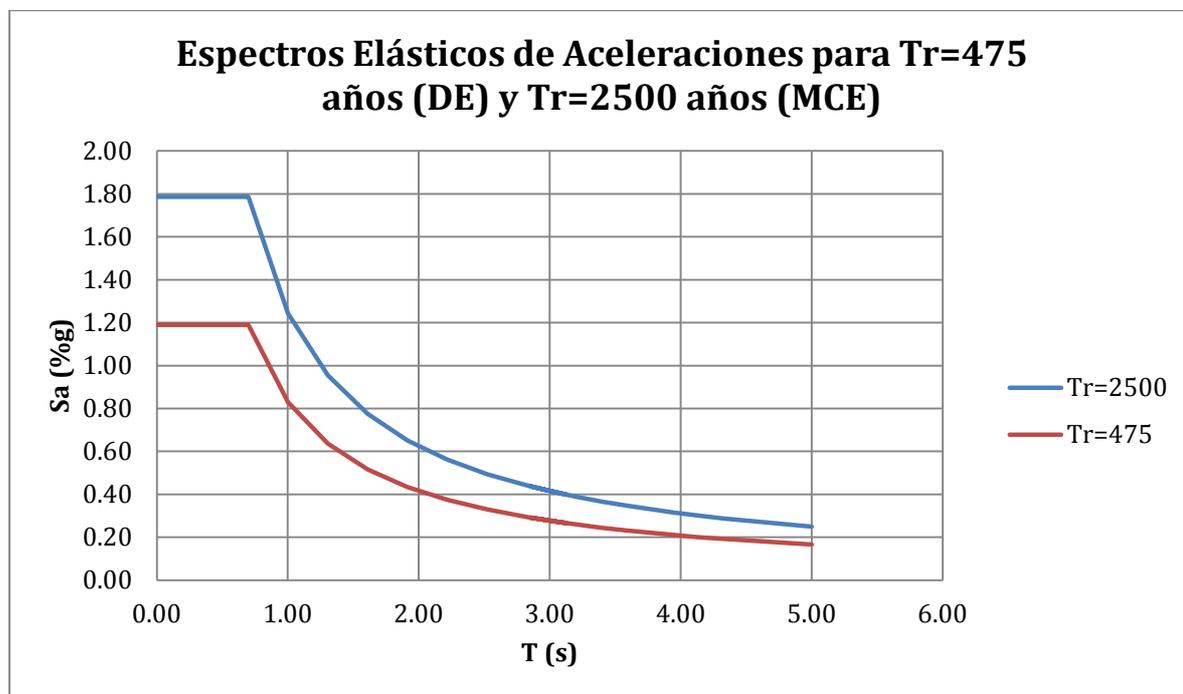


Figura 72 Espectros Elásticos de Aceleraciones (DE)/NEC-15 y (MCE)/ASCE 7-16

Otra observación importante que se debe tomar en cuenta, es que las normas y guías americanas para modelamiento no lineal, al igual que las de otras partes del mundo, están basadas en su mayoría en resultados experimentales, así como en observaciones de campo y análisis de estructuras reales, resultados que distan mucho de nuestra realidad, principalmente debido a la calidad de materiales, técnicas constructivas, mano de obra calificada y otras, lo cual implica una vez más, que el uso de esos parámetros no reflejen el comportamiento real de nuestras estructuras.

Analizando la máxima deformación obtenida para los muros de mampostería a partir del FEMA 356, y calculando la deriva en función de la altura de cada uno de ellos, se obtiene mayormente derivas entre 0.7% y 0.85%, que son valores relativamente altos comparados

con los vistos en nuestro país mediante ensayos, los cuales van entre 0.35% y 0.5% (Pachano Álvarez, 2018), debido principalmente a la calidad de los mampuestos, ya que los utilizados por países como Estados Unidos son de calidad industrial, mientras que los utilizados generalmente en países como el nuestro están más del lado artesanal; por tal razón, y siguiendo además la recomendación de la norma colombiana NSR-10, se limitará los desplazamientos de los muros de mampostería a una deriva máxima de 0.5%, con lo que la falla se presentará antes y mostrará un comportamiento más cercano a la realidad.

Finalmente, y luego de analizar varios modelos matemáticos aquí utilizados, se observa que se pueden modelar los puntales equivalentes como elementos frame con una rótula plástica a compresión, definida en función de los parámetros de carga y deformación previamente establecidos; sin embargo, al utilizarlos de esta manera, el modelo de ETABS no representa el comportamiento completo de la estructura, por cuanto al fallar algunos puntales, el análisis pushover se detiene, sin llegar a mostrar lo que ocurre luego de que se pierde el aporte de las paredes, y son sólo los marcos de hormigón armado los que continúan resistiendo hasta su falla. En otras palabras, esta modelación sería adecuada para representar el punto de falla de las paredes, mas no de los elementos estructurales como vigas y columnas; por tanto, a continuación se propone otro tipo de modelación con elementos link, que permite evidenciar el comportamiento completo de la estructura hasta la falla.

ET Link Property Data ×

General

Link Property Name: P-Delta Parameters:

Link Type: MultiLinear Plastic (dropdown) Acceptance Criteria:

Link Property Notes: U1 specified

Total Mass and Weight

Mass: tonf-s²/m Rotational Inertia 1: tonf-m-s²

Weight: tonf Rotational Inertia 2: tonf-m-s²

Rotational Inertia 3: tonf-m-s²

Factors for Line and Area Springs

Link/Support Property is Defined for This Length When Used in a Line Spring Property: m

Link/Support Property is Defined for This Area When Used in an Area Spring Property: m²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U1..."/>	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R1..."/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U2..."/>	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R2..."/>
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U3..."/>	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R3..."/>

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases: (dropdown)

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping: (dropdown)

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor:

Figura 73 Modelación de puntal de mampostería con elementos link
Fuente: Elaboración Propia

De la lista de tipos de link predefinidos por ETABS, se utiliza el MultiLinear Plastic, debido a que este modelo es muy versátil, ya tiene la facilidad de que requiere una serie de puntos definidos por el usuario, entre los cuales se realiza una aproximación mediante segmentos lineales, uno a continuación de otro, tantos como se necesite para que se asemejen a la curva de comportamiento esperada; a este modelo se le asigna las propiedades no lineales solo en la dirección U1, que corresponde al eje de compresión axial.

Los parámetros requeridos son la rigidez lineal, la cual se obtiene de la relación entre la fuerza y el desplazamiento en lo que sería el punto de fluencia, y los valores de fuerza-deformación de la curva envolvente, para lo cual basta con definir estos parámetros tanto para el punto de fluencia así como para la deformación última de la mampostería.

Es importante aclarar, que a diferencia de lo señalado para la creación de rótulas plásticas en el numeral 4.3.5.3.3, al utilizar elementos link, no es necesario restar la deformación elástica a cada parámetro calculado de deformación, por cuanto en la curva envolvente de comportamiento del link se representa tanto la zona elástica como la zona inelástica, mientras que utilizando rótulas plásticas no se consideraba la pendiente elástica y es necesario ingresar datos solo del rango inelástico.

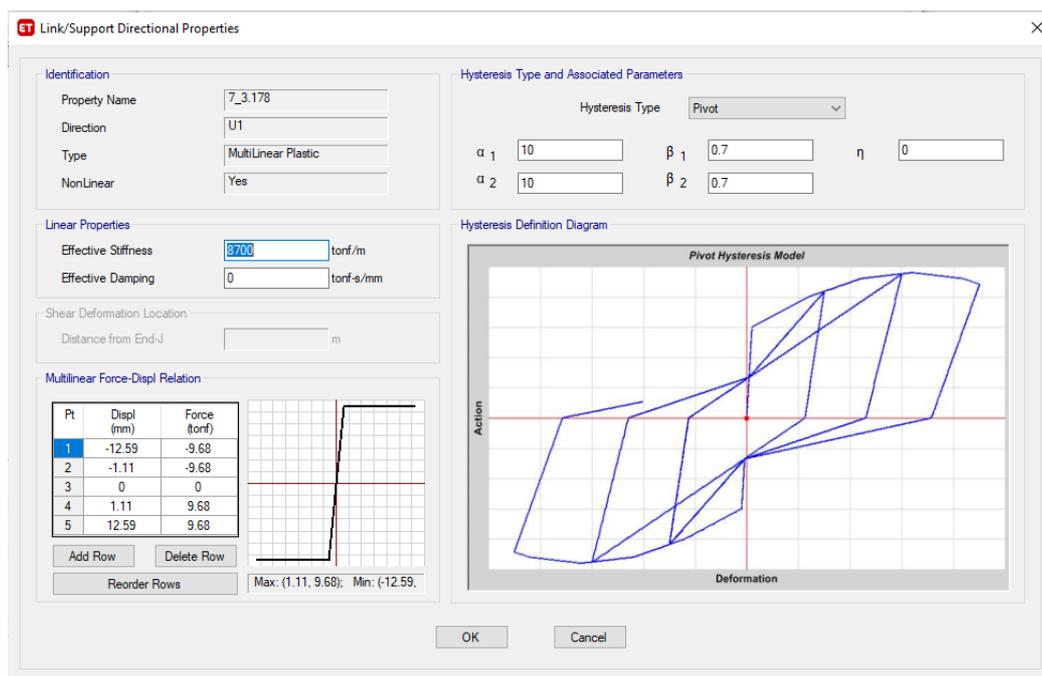


Figura 74 Parámetros de modelación para puntal de mampostería con elementos link
Fuente: Elaboración Propia

De la lista de modelos histeréticos predefinidos en ETABS, lo más lógico sería usar el tipo Pivot, en razón de que es el que mejor representa de manera gráfica el

comportamiento no lineal de una mampostería, principalmente en lo que se refiere a disipación de energía, ya que presenta un estrechamiento del laso histerético cercano al origen, efecto que se conoce como “pinching”, y es propio de sistemas con poca capacidad de disipar energía y cuyo modo de falla es fundamentalmente a cortante, como son los muros de mampostería de relleno de baja altura, aunque para este caso el comportamiento estaría definido por la curva envolvente en base a los parámetros de fuerza y deformación ingresados manualmente (Leal Graciano, Pérez-Gavilán E., Castorena González, Reyes Salazar, & Barraza Guerrero, 2019), (Martínez, y otros, 2016).

La tabla 7-9 del FEMA 356, que se muestra en la figura 70, tiene definido los criterios de aceptación para modelado no lineal de mampostería de relleno en términos de la deriva, tanto para lo que sería deformación máxima, que está asociada a prevención de colapso, así como para seguridad de vida, pero no lo hace de manera expresa para ocupación inmediata, por cuanto se podría considerar que no es un punto relevante, ya que lo realmente interesante es conocer el punto de falla donde deja de aportar rigidez a la estructura global; sin embargo, de la bibliografía revisada, (Castro Falcón, 2019) y (Bustillos Castro & Carangui Moreira, 2018), es una práctica comúnmente utilizada y aceptada, asignar una deformación igual a la mitad de la impuesta para el nivel de desempeño de seguridad de vida; además se debe tener presente lo indicado antes respecto a que no se requiere restar la deformación elástica al momento de definir los límites de deformación asociados a los diferentes niveles de desempeño.

Link Acceptance Criteria Definition

Link/Support Property Name: 7_3.178

Acceptance Criteria Type: Force Displacement

Direction Controls:

- F1
- F2
- F3
- M1
- M2
- M3
- Symmetric

Acceptance Criteria:

	F1 mm	F2 mm	F3 mm	M1 rad	M2 rad	M3 rad
Positive:						
IO	4.54					
LS	9.08					
CP	12.59					
Negative:						
IO						
LS						
CP						

OK Cancel

Figura 75 Definición de Criterios de Aceptación para mampostería con elementos link
Fuente: Elaboración Propia

Una de las ventajas fundamentales de modelar las paredes con elementos link, que permite justamente que el análisis pushover continúe una vez que el puntal falla, es que éste deja de aportar rigidez a la estructura global al alcanzar la resistencia y deformación máxima, impuesta mediante la curva envolvente fuerza-desplazamiento conforme el tipo de link y modelo histerético seleccionado; es decir, al llegar a su máxima capacidad de resistencia y deformación axial, que como se explicó antes se limitó a una deriva máxima de 0.005, se desengancha de la estructura, dejando que los marcos de hormigón armado continúen resistiendo y deformándose hasta su falla. Para evidenciar las bondades de utilizar links en la modelación de puntales equivalentes de mampostería, a continuación se muestra las curvas de capacidad de la estructura con mampostería tipo frames y links.

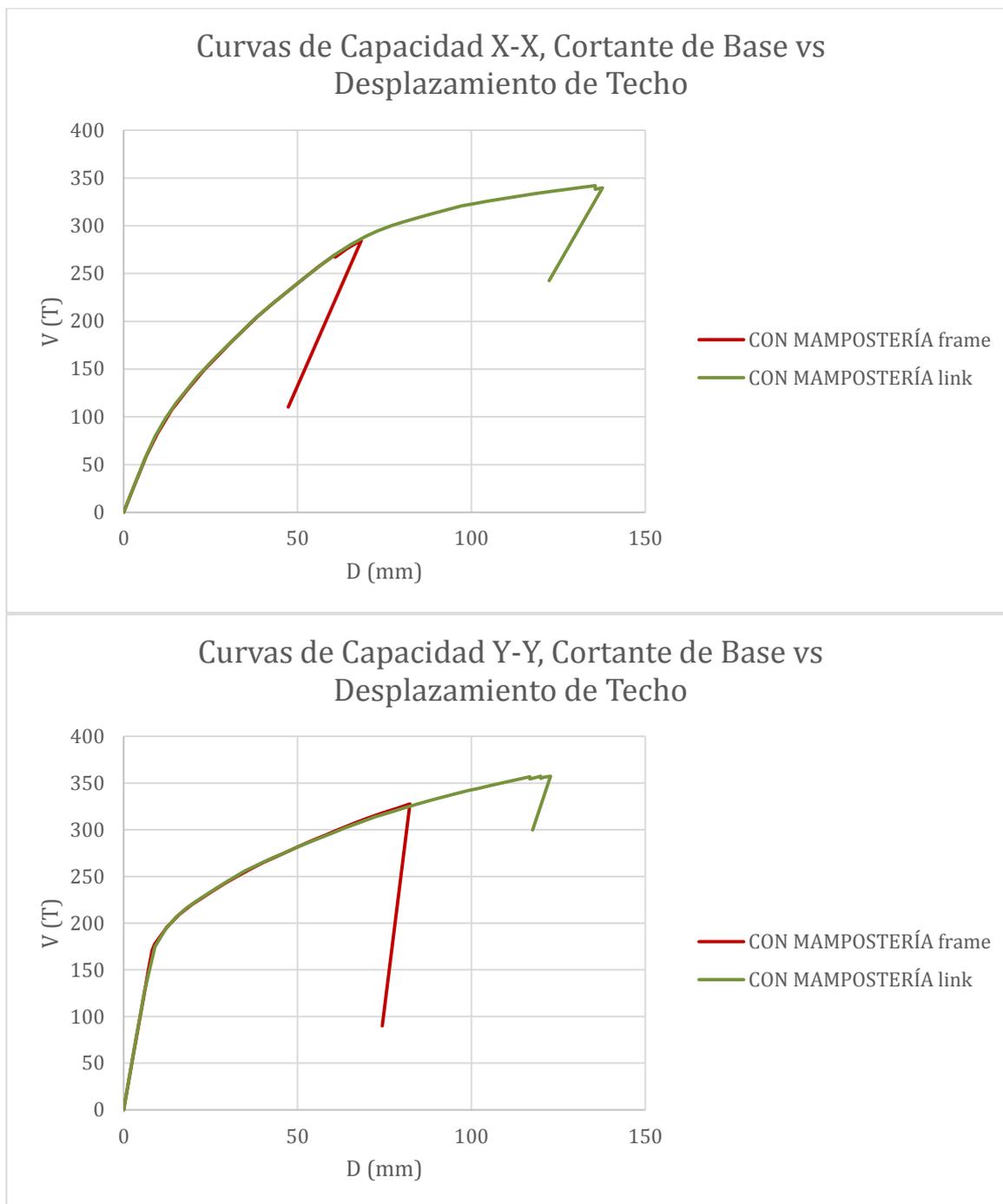


Figura 76 Comparación de curvas de capacidad de estructura con mampostería frame y link
Fuente: Elaboración Propia

Al revisar las curvas que incluyen a la mampostería como elementos frame y elementos link, se puede verificar que siguen casi exactamente el mismo trazado, lo que en primer lugar da la certeza de que los dos tipos de modelos son equivalentes; sin embargo, la diferencia radica a

partir del punto de falla de la mampostería, ya que el modelo con puntales tipo link permite que continúe el análisis pushover; por lo tanto, la curva de capacidad refleja el comportamiento de la estructura hasta la falla de vigas y/o columnas.

De lo anterior se desprende, que otro aspecto importante que se puede derivar del análisis de las curvas de capacidad de la estructura con mampostería tipo frame y tipo link, es poder estimar la deriva a la cual se pierde significativamente el aporte de las paredes debido al nivel de daño que estas pudieran presentar.

Como se puede ver para este caso de estudio, la deriva a la cual se presenta daño grave o colapso, se encuentra entre el 0.5% y 0.6%, lo cual está acorde a la bibliografía disponible y normativas técnicas que tienen cuantificado este parámetro y lo sitúan en aproximadamente 0.7% como es el caso de la norma peruana E.030 y de 0.5% la norma colombiana NSR-10.

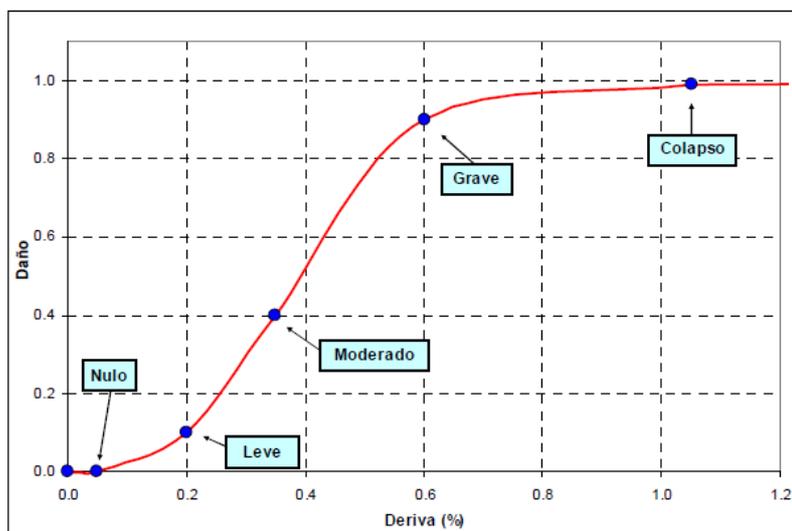


Figura 77 Curva de aproximación de daño para muros de mampostería
Fuente: (Carrillo & González, 2006)

Conforme se había mencionado, estas modificaciones se realizaron luego de analizar varios modelos matemáticos, en donde se pudo observar que frente a las amenazas sísmicas a partir de las curvas de peligro y con paredes cuyas derivas eran demasiado altas para nuestro medio, el comportamiento de la estructura no era el real, o por decirlo de alguna manera, demasiado bueno para ser verdad, ya que para el sismo de diseño y el máximo probable, apenas se presentaban rótulas plásticas a nivel de ocupación inmediata, y probablemente se hubiera requerido de un reforzamiento solo a nivel de paredes, lo que siendo conservadores resulta difícil de creer conociendo nuestra amenaza sísmica y tipo de construcciones, por lo que una vez tomado en cuenta en los modelos matemáticos todas las observaciones y modificaciones recomendadas, se procede con la evaluación estructural.

4.5. Evaluación Estructural

El cálculo de la demanda está enfocado a determinar el punto de desempeño según la metodología del ATC y FEMA, o lo que es lo mismo, la demanda de desplazamiento o desplazamiento objetivo según la metodología del ASCE 41. El método del espectro de capacidad reduce el espectro elástico debido al amortiguamiento histerético proporcionado por la estructura y lo intercepta con la curva de capacidad en el sistema coordinado espectral para encontrar el punto de desempeño, mientras que el método de los coeficientes de desplazamiento modifica el desplazamiento elástico con coeficientes para calcular el desplazamiento objetivo (Carrillo & González, 2006).

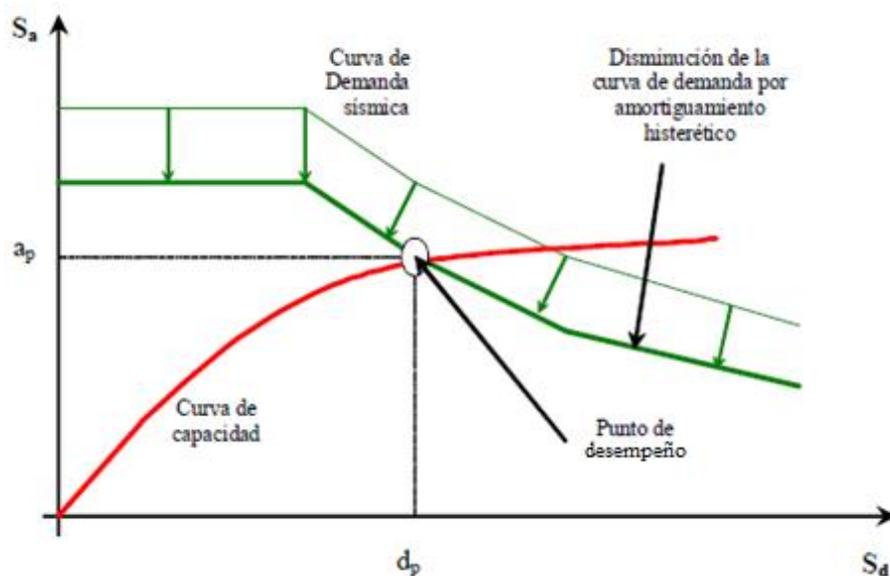


Figura 78 Método del Espectro de Capacidad
Fuente: (Carrillo & González, 2006)

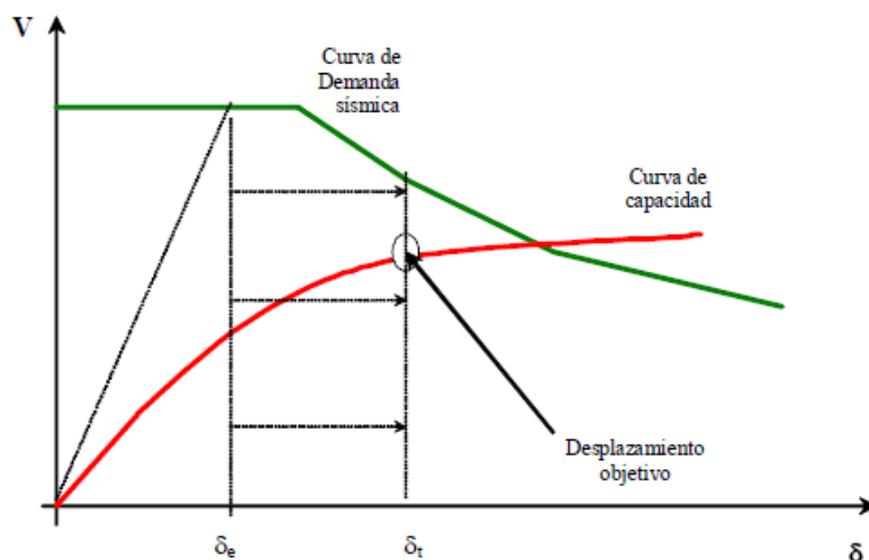


Figura 79 Método de los Coeficientes de Desplazamiento
Fuente: (Carrillo & González, 2006)

Con cualquiera de los dos métodos, el objetivo será calcular el desplazamiento máximo que experimentará la estructura bajo el nivel de amenaza sísmica elegido; la respuesta global de la estructura y los componentes de deformación individual son comparadas con los límites establecidos para cumplir los objetivos de comportamiento para el edificio.

4.5.1. Evaluación de Desempeño Global y Local

Para la evaluación de desempeño global, se verificará las curvas demanda capacidad según ASCE 41 y FEMA 440, además se revisará la deriva máxima de piso conforme la tabla referencial de derivas máximas relacionadas a los diferentes niveles de desempeño, establecida por el Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), y que se muestra a continuación:

Deriva Máxima	Nivel de Desempeño
<0.2%	Totalmente Operacional
0.2% a 0.5%	Ocupación Inmediata
0.5% a 1.5%	Seguridad de Vida
1.5% a 2.5%	Prevención de Colapso
>2.5%	Colapso

Tabla 10 Relación entre niveles de desempeño y derivas máximas de piso
Fuente: VISION 2000

Para la evaluación de desempeño local, se verificará el patrón de rótulas plásticas que se forman en los elementos estructurales al alcanzar el punto de desempeño o desplazamiento objetivo, relacionado a cada nivel de amenaza sísmica. Respecto a la evaluación de las paredes, a partir del modelo de puntales con frame y rótulas plásticas, se verificará su estado en el punto de desempeño, y de no ser alcanzado, dicha verificación se realizará en el último paso del pushover que representa el punto de falla de la mampostería, mientras que la verificación de su comportamiento se

puede evidenciar en la curva rápida de histéresis que proporciona ETABS para los elementos link.

Sismo de 475 años de periodo de retorno

Dirección X-X

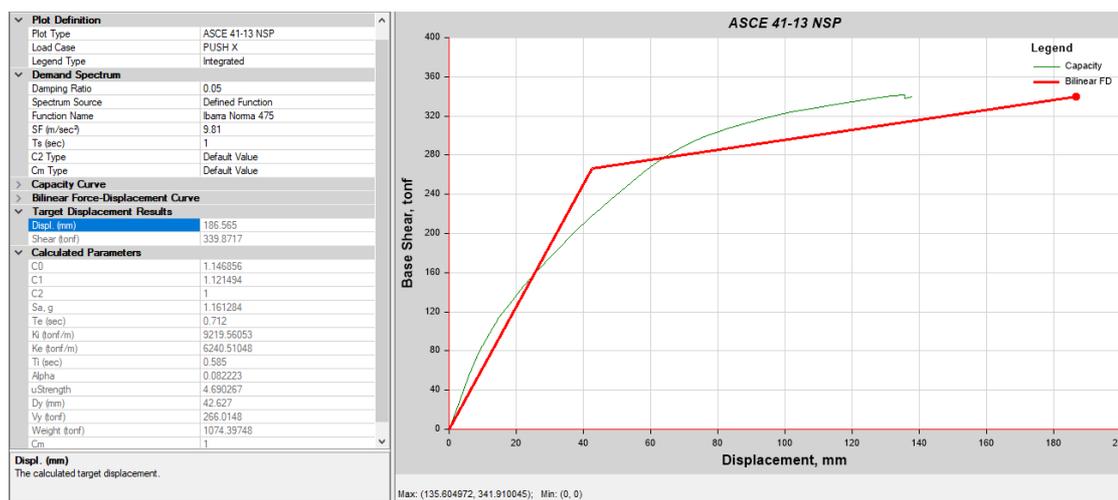


Figura 80 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push X con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

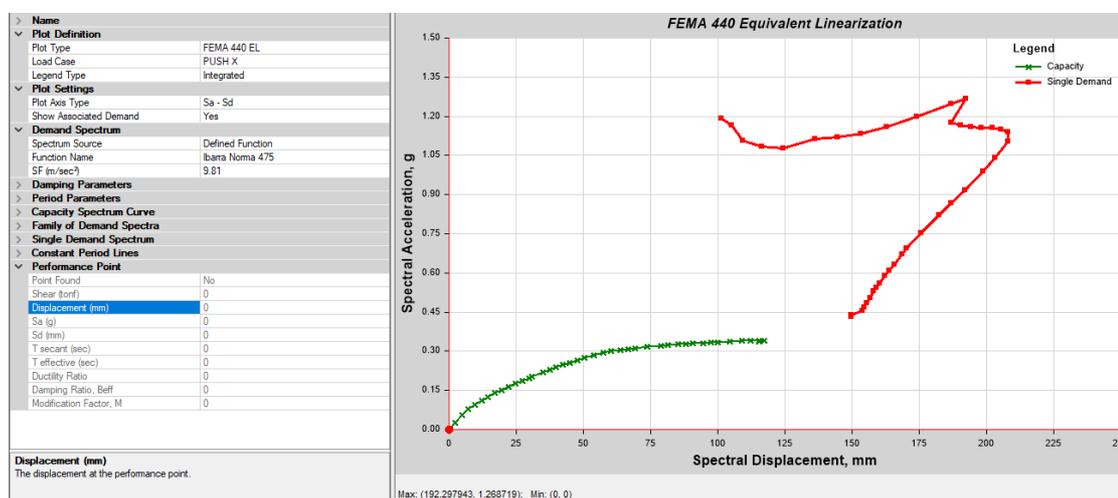


Figura 81 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push X con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

Como se observa, para la amenaza sísmica actuante, la demanda es mucho mayor a la capacidad de la estructura, según el método ASCE 41-13, el desplazamiento objetivo es de 186.57 mm, el cual obviamente no es alcanzado por la estructura que falla a un

desplazamiento de 135.6mm, mientras que para el método FEMA 440 no se ha podido calcular el punto de desempeño, ya que no se intersecan las curvas de demanda y capacidad.

Dado que no se alcanza el punto de desempeño para este nivel de amenaza sísmica, no se puede mostrar la deriva de piso correspondiente, pero a continuación se indica la deriva máxima de piso a la cual falla la estructura que es de 2.07%, y de acuerdo a la tabla de VISION 2000 correspondería a un nivel de desempeño de prevención de colapso, no obstante, teniendo claro que aún no se alcanza el desplazamiento objetivo, se puede anticipar que el nivel de desempeño global de la estructura sería de colapso.

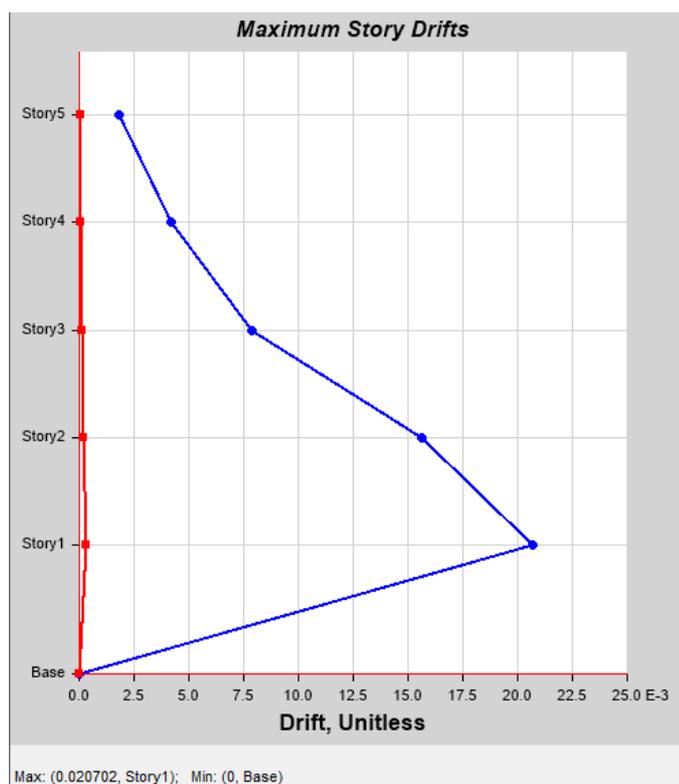


Figura 82 Deriva máxima de piso para Push X con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

De igual manera, como no se alcanza el punto de desempeño o desplazamiento objetivo, no se puede mostrar el patrón de formación de rótulas plásticas correspondiente, por lo que a continuación se indica las rótulas plásticas formadas en vigas y columnas en el último punto de la curva pushover, que evidencia la presencia de rótulas en un nivel de desempeño de seguridad de vida en algunas vigas de la primera losa, y también una rótula en prevención de colapso en la base de una columna del primer piso.

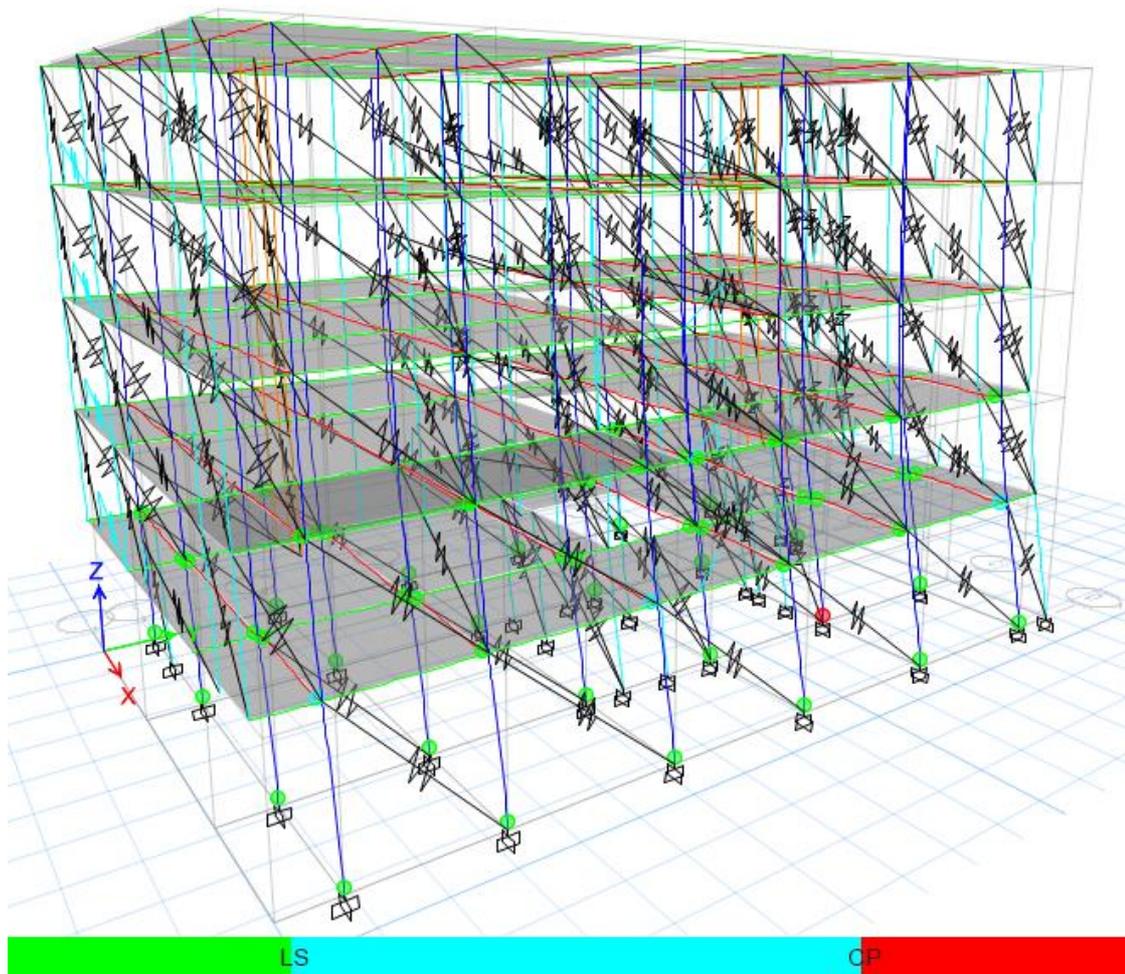


Figura 83 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push X con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

Respecto a la mampostería, se presenta el patrón de rótulas plásticas obtenido en el modelo con puntales tipo frame donde se observa el inicio del daño en las paredes del segundo piso; además se muestra la curva de comportamiento de un elemento link correspondiente a un puntal de mampostería que ha alcanzado su máxima resistencia y deformación en el punto de falla de las paredes, ya que no se llega al punto de desempeño.

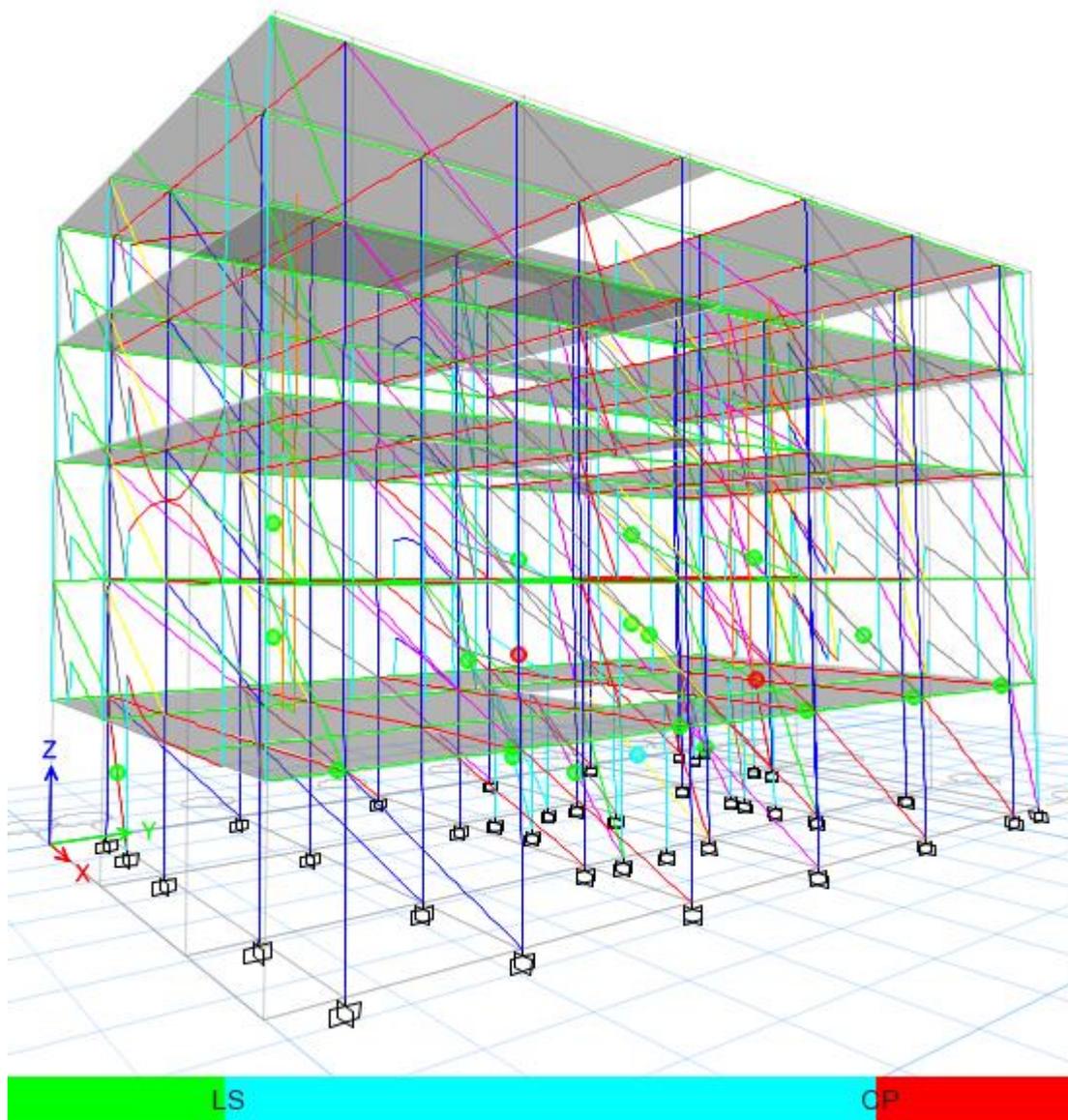


Figura 84 Rótulas Plásticas en Paredes para Push X con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

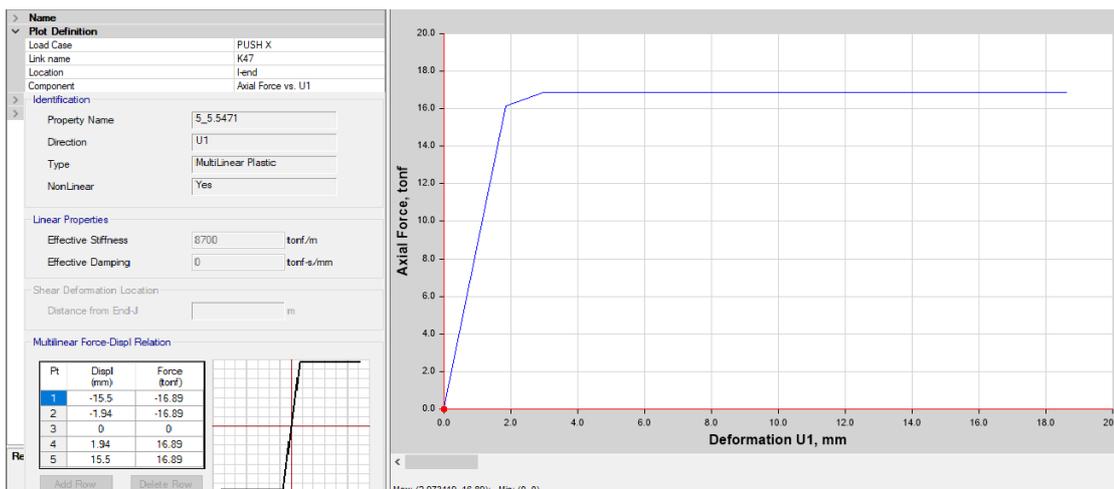


Figura 85 Curva de comportamiento del link para Push X
Fuente: Elaboración Propia

Los resultados obtenidos en la curva fuerza axial-desplazamiento, se verifican con los valores ingresados al modelar la curva de comportamiento de dicho link, donde se observa que para este nivel de deformación el puntal llega a su máxima capacidad de resistencia y desplazamiento.

Debido a la gran diferencia entre demanda y capacidad para este nivel de amenaza sísmica, se podría decir que la estructura tiene un nivel de desempeño de Colapso.

Dirección Y-Y

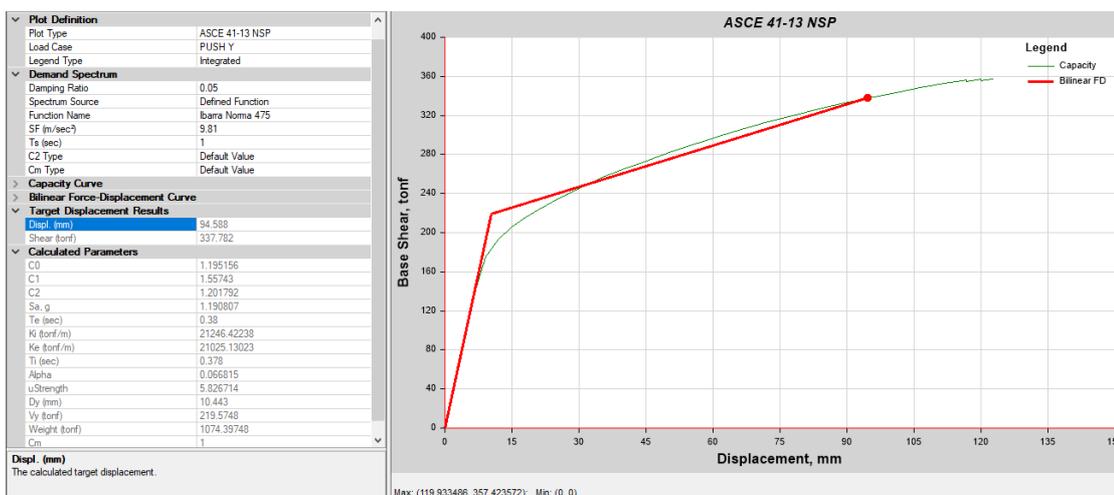


Figura 86 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push Y con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

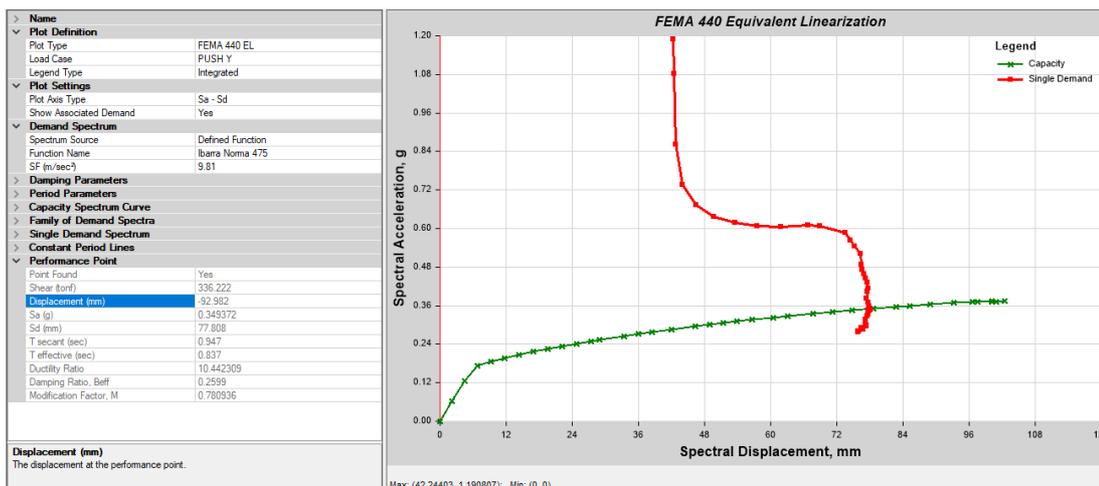


Figura 87 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push Y con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

La estructura tiene todavía una reserva de capacidad para la amenaza sísmica actuante, el desplazamiento objetivo es de 94.59 mm en el método de los coeficientes del ASCE 41-13 y muy cercano a este se encuentra el punto de desempeño según el FEMA 440 cuyo desplazamiento es de 92.98 mm

La deriva de piso correspondiente al punto de desempeño de este nivel de amenaza sísmica es de 1.29%, y de acuerdo a la tabla de VISION 2000, correspondería a un nivel de desempeño global de la estructura de Seguridad de Vida.

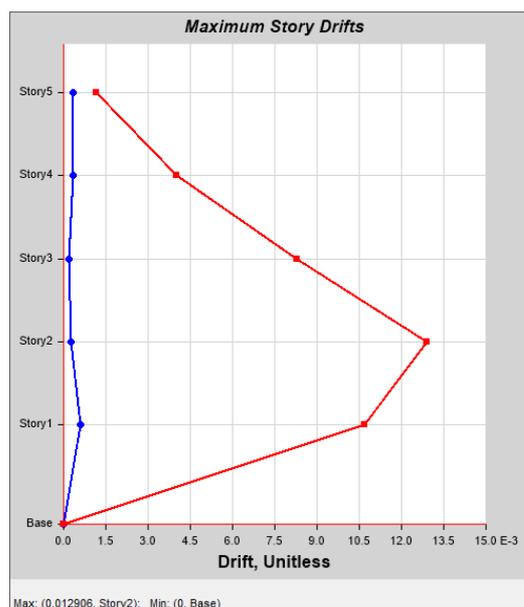


Figura 88 Deriva de piso para Push Y con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

Llevando paso a paso a la estructura hasta un valor ligeramente mayor al desplazamiento objetivo, se puede ver la formación de varias rótulas plásticas de ocupación inmediata en las vigas del primero y segundo piso, pero aparece también una rótula en seguridad de vida en una viga del primer piso, y ninguna en columnas, comportamiento que era de esperarse por la presencia de vigas banda en esta dirección, por lo que se puede concluir que la estructura se encuentra en un nivel de desempeño de Seguridad de Vida.

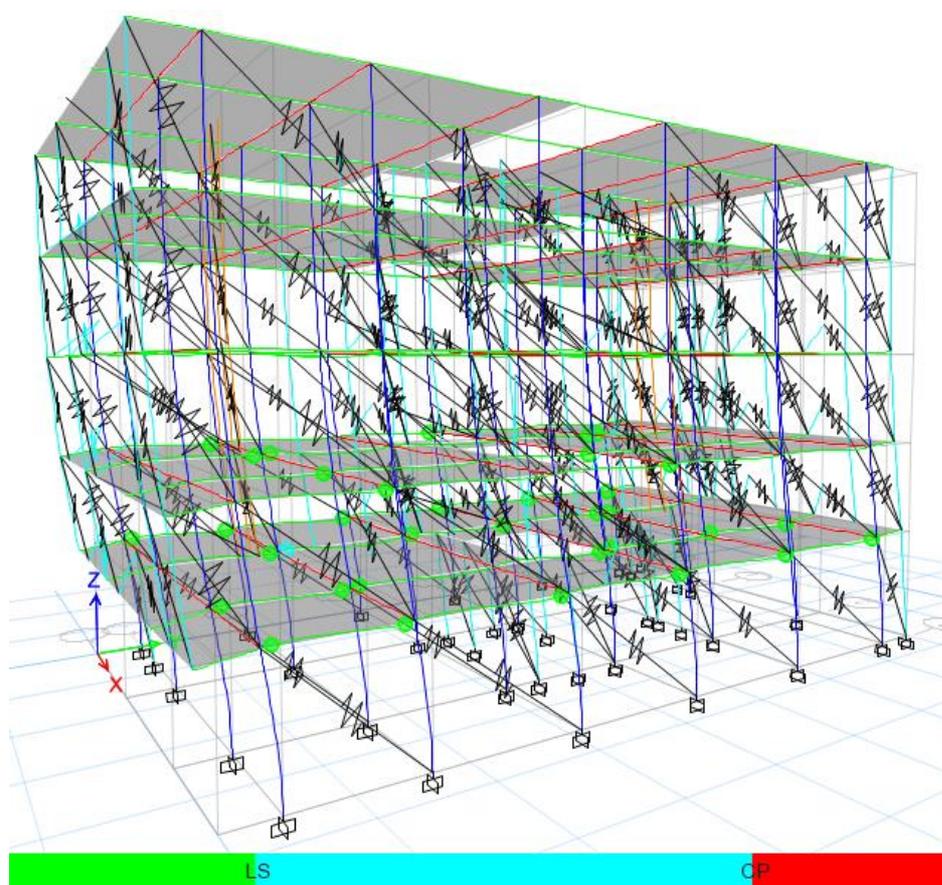


Figura 89 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push Y con Sismo $T_r=475$ años
Fuente: Elaboración Propia

Respecto a la mampostería, se presenta el patrón de rótulas plásticas obtenido en el modelo con puntales tipo frame donde se observa daño en las paredes del segundo piso; además se muestra la curva de comportamiento de un elemento link

correspondiente a un puntal de mampostería que ha alcanzado su máxima resistencia y deformación en el punto de desempeño.

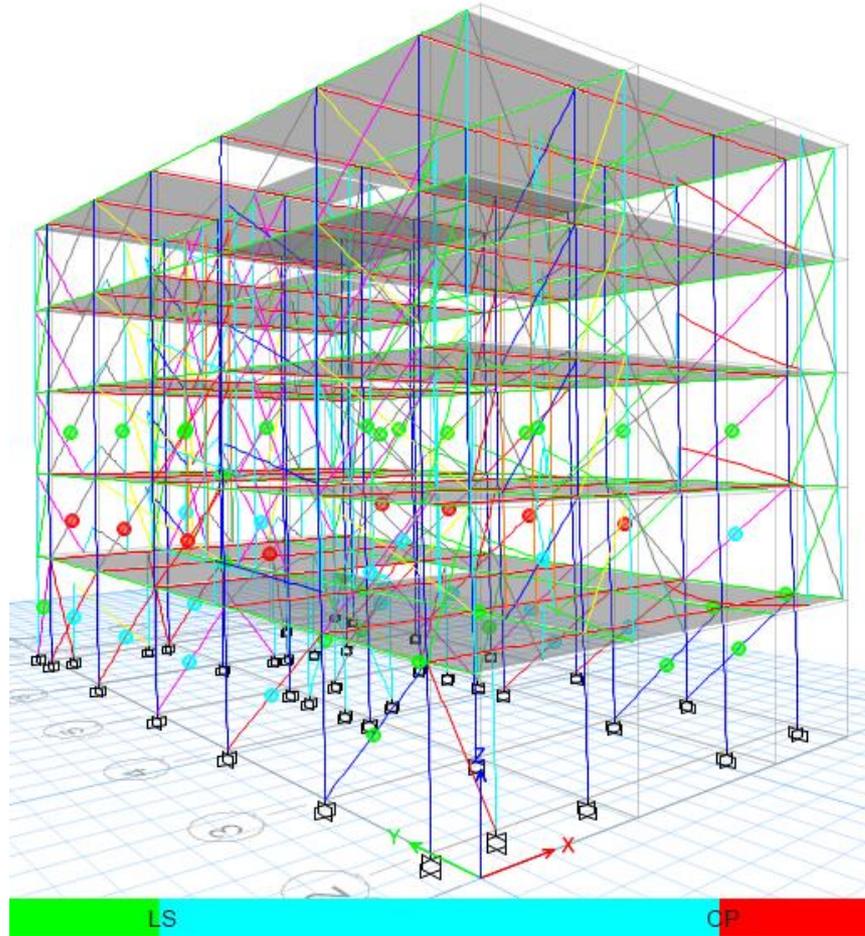


Figura 90 Rótulas Plásticas en Paredes para Push Y con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

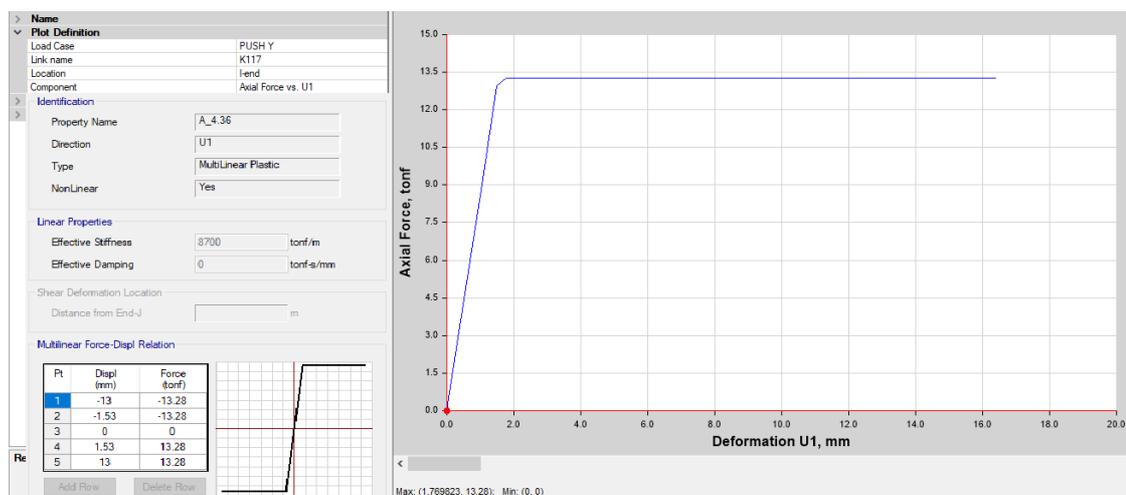


Figura 91 Curva de comportamiento del link para Push Y
Fuente: Elaboración Propia

Los resultados obtenidos en la curva fuerza axial-desplazamiento, se verifican con los valores ingresados al modelar la curva de comportamiento de dicho link, donde se observa que para este nivel de deformación, el puntal llega a su máxima capacidad de resistencia y desplazamiento.

Sismo de 2500 años de periodo de retorno

Dirección X-X

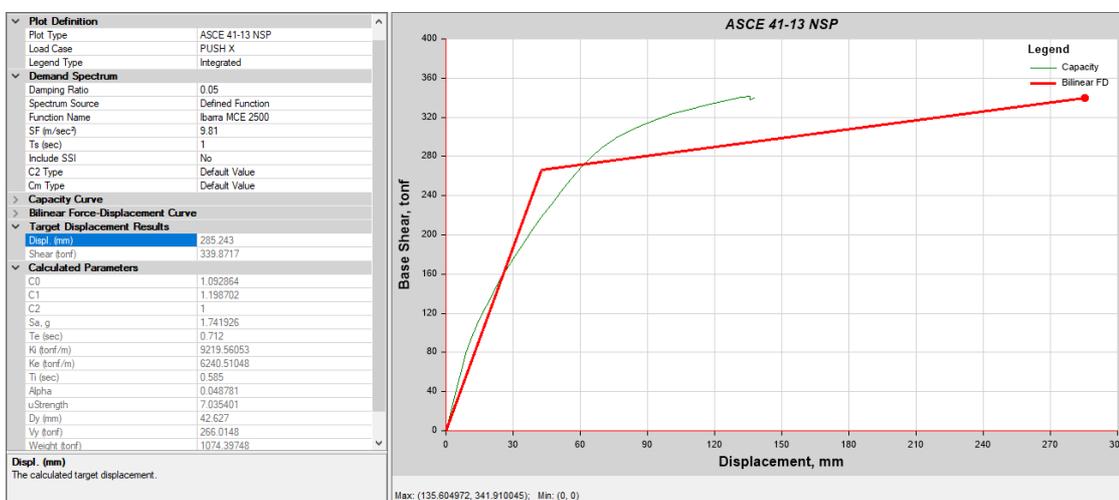


Figura 92 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push X con Sismo Tr=2500 años
Fuente: Elaboración Propia

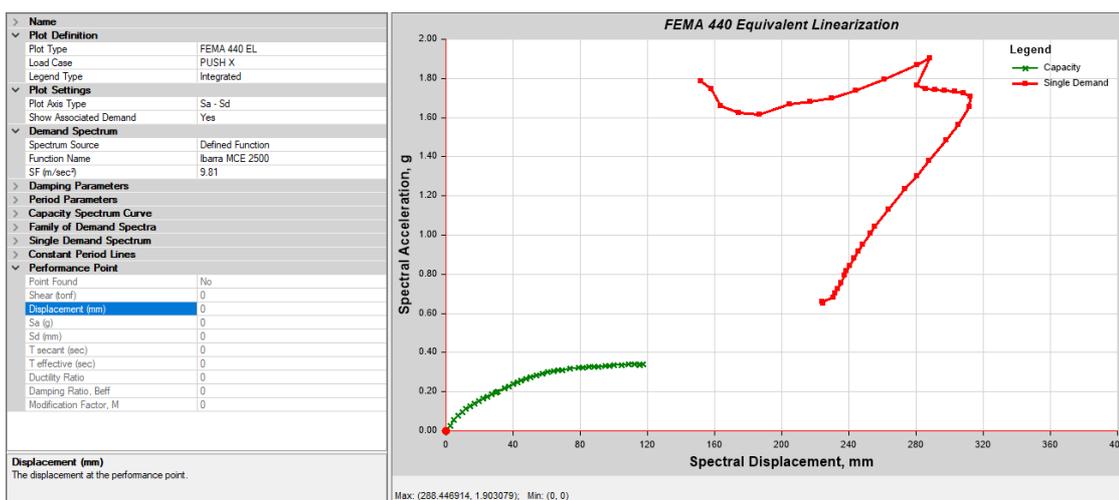


Figura 93 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push X con Sismo Tr=2500 años
Fuente: Elaboración Propia

Para este nivel de amenaza sísmica actuante, la demanda es muchísimo mayor a la capacidad de la estructura, según el método ASCE 41-13, el desplazamiento objetivo es de 285.24 mm, el cual obviamente no es alcanzado por la estructura que falla a un desplazamiento de 135.6 mm, mientras que para el método FEMA 440, no se ha podido calcular el punto de desempeño ya que no se intersecan las curvas de demanda y capacidad.

Ya que no se alcanza el punto de desempeño para este nivel de amenaza sísmica, no se puede mostrar la deriva de piso correspondiente, pero se indica nuevamente la deriva máxima de piso a la cual falla la estructura que es de 2.07%, igual que la mostrada en la figura 80, que como se mencionó, de acuerdo a la tabla de VISION 2000 correspondería a un nivel de desempeño de prevención de colapso, pero de igual manera, teniendo claro que el desplazamiento objetivo está muy lejos de ser alcanzado, se puede anticipar que el nivel de desempeño global de la estructura sería de colapso.

Tampoco se puede mostrar el patrón de formación de rótulas plásticas correspondiente, ya que no se alcanza el punto de desempeño o desplazamiento objetivo, por lo que las rótulas plásticas formadas en vigas y columnas en el último punto de la curva pushover, son las mismas mostradas en la figura 81, que evidencian la presencia de rótulas en un nivel de desempeño de seguridad de vida en algunas vigas de la primera losa, y también una rótula en prevención de colapso en la base de una columna del primer piso. De igual manera respecto a la mampostería, su comportamiento en el punto de falla sería como el mostrado en la figura 82.

Debido a la gran diferencia entre demanda y capacidad para este nivel de amenaza sísmica, se podría decir que la estructura tiene un nivel de desempeño de Colapso Inminente.

Dirección Y-Y

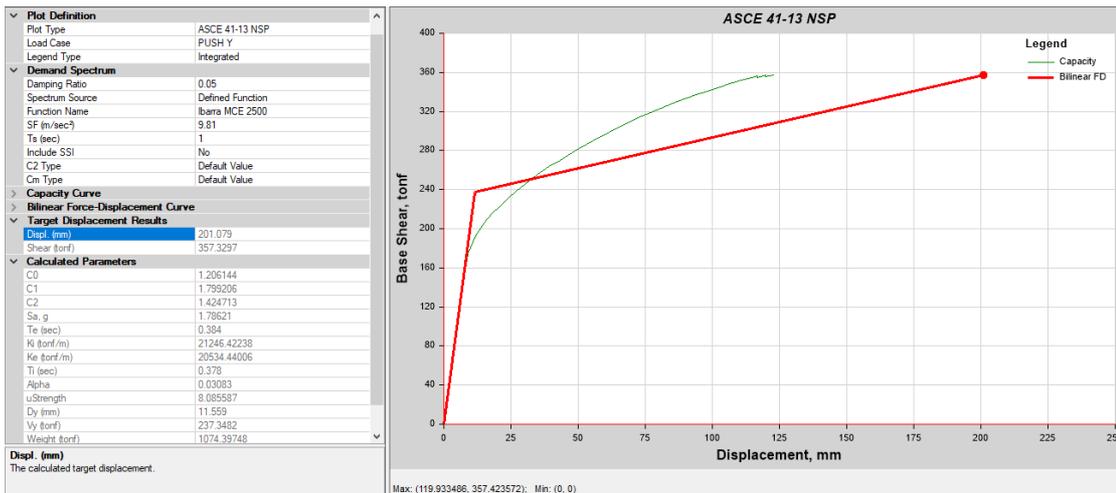


Figura 94 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push Y con Sismo Tr=2500 años Fuente: Elaboración Propia

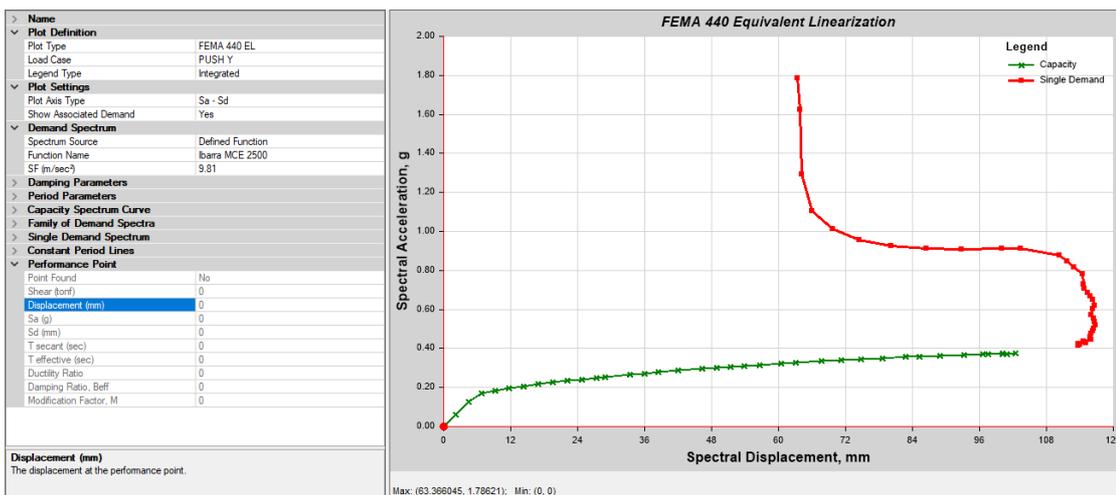


Figura 95 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push Y con Sismo Tr=2500 años Fuente: Elaboración Propia

Para la amenaza sísmica actuante que corresponde a la máxima esperada, la demanda es muchísimo mayor a la capacidad de la estructura, el desplazamiento objetivo es de 201.08 mm en el método de los coeficientes del ASCE 41-13, el cual obviamente no es alcanzado por la estructura que falla a un desplazamiento de 119.93 mm, mientras que para el FEMA 440 no se ha podido calcular el punto de desempeño ya que no se intersecan las curvas de demanda y capacidad.

Dado que no se alcanza el punto de desempeño para este nivel de amenaza sísmica, no se puede mostrar la deriva de piso correspondiente, pero a continuación se indica la deriva máxima de piso a la cual falla la estructura que es de 1.61%, y de acuerdo a la tabla de VISION 2000 correspondería a un nivel de desempeño de prevención de colapso, no obstante, teniendo claro que aún no se alcanza el desplazamiento objetivo, se puede anticipar que el nivel de desempeño global de la estructura sería de colapso.

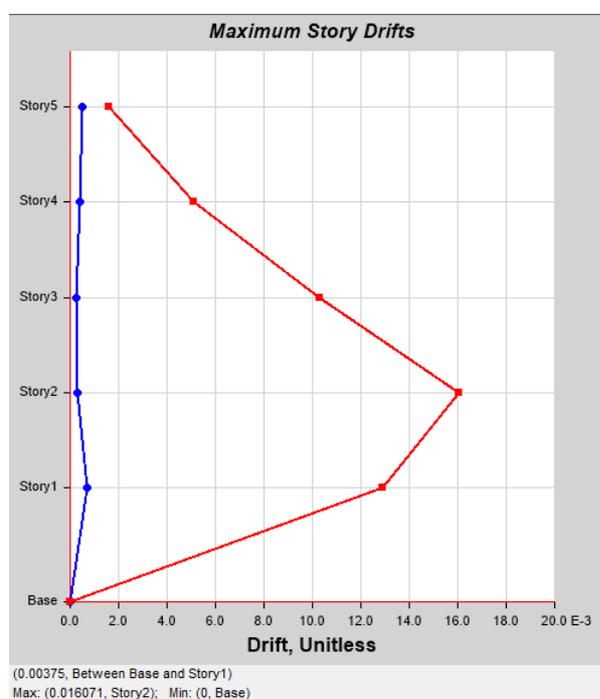


Figura 96 Deriva de piso para Push Y con Sismo Tr=2500 años
Fuente: Elaboración Propia

De igual manera, como no se alcanza el punto de desempeño o desplazamiento objetivo, no se puede mostrar el patrón de formación de rótulas plásticas correspondiente, por lo que a continuación se indica las rótulas plásticas formadas en vigas y columnas en el último punto de la curva pushover, que evidencia la presencia de rótulas en un nivel de desempeño de seguridad de vida y prevención de colapso en algunas vigas de la primera losa, y ninguna en columnas, comportamiento que era de esperarse por la presencia de vigas banda en esta dirección.

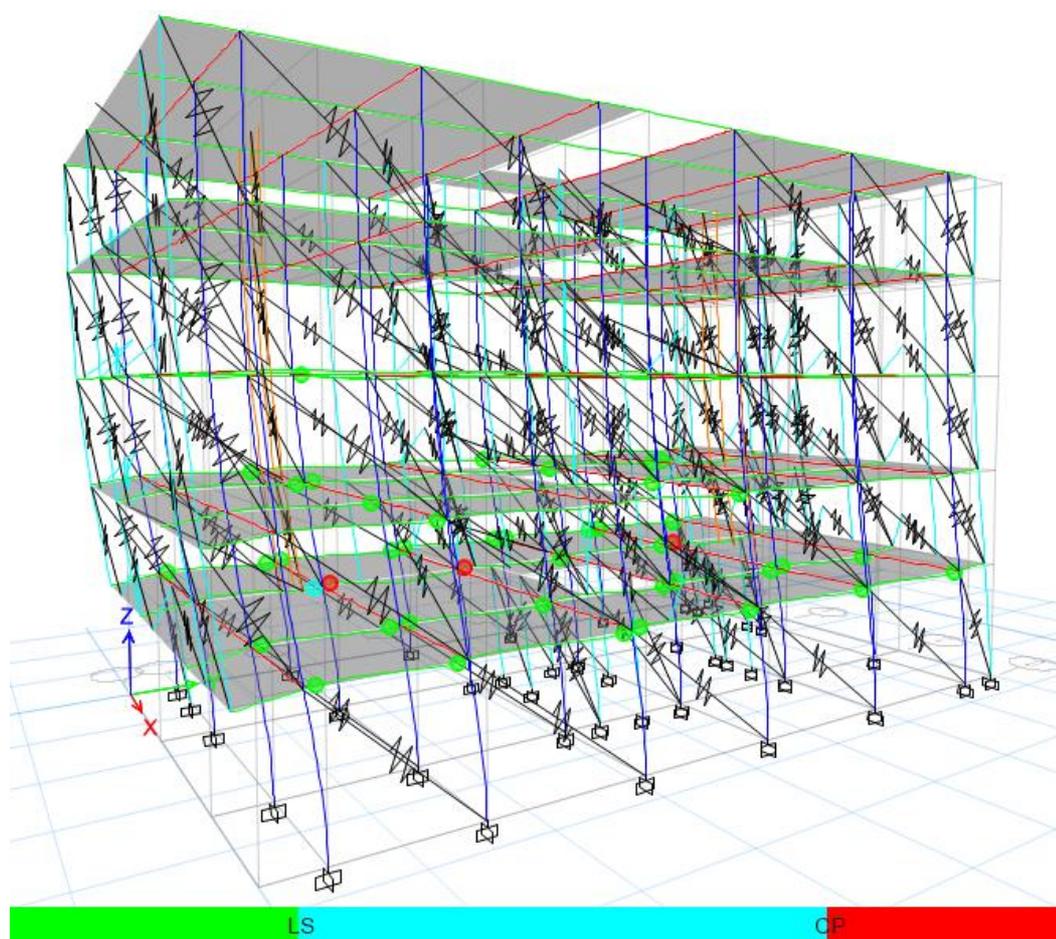


Figura 97 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push Y con Sismo Tr=2500 años
Fuente: Elaboración Propia

Debido a la gran diferencia entre demanda y capacidad para este nivel de amenaza sísmica, se podría decir que la estructura ha perdido completamente el aporte de la mampostería y tiene un nivel de desempeño de Colapso Inminente.

Analizando las diferentes curvas de demanda-capacidad por los dos métodos, las derivas de piso y los mecanismos de falla local en los elementos mediante la formación de rótulas plásticas, para los dos máximos niveles de amenaza sísmica, se puede concluir que la estructura no cumple con los niveles básicos de seguridad que son: un nivel de desempeño de Seguridad de Vida para el sismo de $T_r=475$ años y de Prevención de Colapso para el sismo de $T_r=2500$ años, por lo que se requiere un reforzamiento en las dos direcciones que le permita ajustarse adecuadamente a los niveles de desempeño esperados.

4.6. Propuesta de Reforzamiento

Según lo establece la NEC en el capítulo de Riesgo Sísmico, existen varias estrategias permitidas como medidas para la rehabilitación sísmica según se cita a continuación:

- Modificación local de componentes
- Remoción o reducción de irregularidades
- Rigidizamiento global de la estructura
- Reforzamiento global de la estructura
- Reducción de masa
- Aislamiento sísmico
- Incorporación de disipadores de energía

Luego de analizar las curvas demanda-capacidad que indican el comportamiento global de la estructura para los diferentes niveles de amenaza sísmica y también evaluar el comportamiento local de los miembros estructurales y no estructurales que forman parte del sistema resistente a cargas laterales, lo cual se realiza analizando posibles mecanismos de falla mediante el apareamiento y ubicación de rótulas plásticas ante los diferentes niveles de desempeño, se ha optado por realizar un reforzamiento global de la estructura mediante la incorporación de disipadores de energía de tipo hysteréticos como son las riostras restringidas contra pandeo en las dos direcciones principales de la edificación.

La selección de este tipo de dispositivos se debe a que aumentan considerablemente la rigidez de la estructura pero también su capacidad de disipar energía plástica hysterética, lo cual implica mejorar su ductilidad y permite una incursión en el rango inelástico más estable debido a su restricción contra pandeo, ya que se logra una importante deformación plástica sin una pérdida significativa de resistencia y rigidez. Además este tipo de dispositivos de control podrían llegar a ser quizás de los más comunes y usuales en nuestro medio para reforzamiento de estructuras por su bajo costo, disponibilidad, facilidad de diseño, colocación y reemplazo.

Es de recordar que estos dispositivos son de tipo patentado, por lo que según el fabricante seleccionado se tiene diferentes ayudas y coeficientes propios de diseño; sin embargo, es posible realizar un prediseño o diseño final bastante aproximado que podría ser refinado conjuntamente con el fabricante; este diseño se puede realizar inicialmente con un criterio basado en rigidez a partir del periodo obtenido y el requerido, para luego ser verificado mediante análisis no lineal utilizando los parámetros de modelado y criterios de

aceptación del ASCE 41 y de ser el caso ajustado por ensayo y error hasta tener un diseño que cumpla con los niveles de desempeño requeridos.

4.6.1. Diseño del Sistema de Reforzamiento con Diagonales Restringidas Contra Pandeo

4.6.1.1. Geometría y Configuración

Las diagonales restringidas contra pandeo se colocarán tanto en el eje X como en el Y de la manera más simétrica posible para evitar efectos de torsión producto de los cambios de rigidez. La disposición será en V invertida (Chevron) en toda la altura.

La ubicación del reforzamiento se realiza considerando el criterio de simetría antes indicado y también tratando de ser lo menos invasivo con elementos existentes, accesos, etc.

Para la dirección X-X se reforzarán dos pórticos con dos vanos en cada uno, por lo que la propuesta sería ubicar las diagonales en los ejes 3 y 6, retirando las cuatro paredes existentes en cada piso, como se muestra en la figura 92, luego colocar las diagonales de refuerzo y finalmente cubrir estos vanos con otro tipo de material como gypsum, para que estos falsos muros divisorios no interfieran en la respuesta estructural.

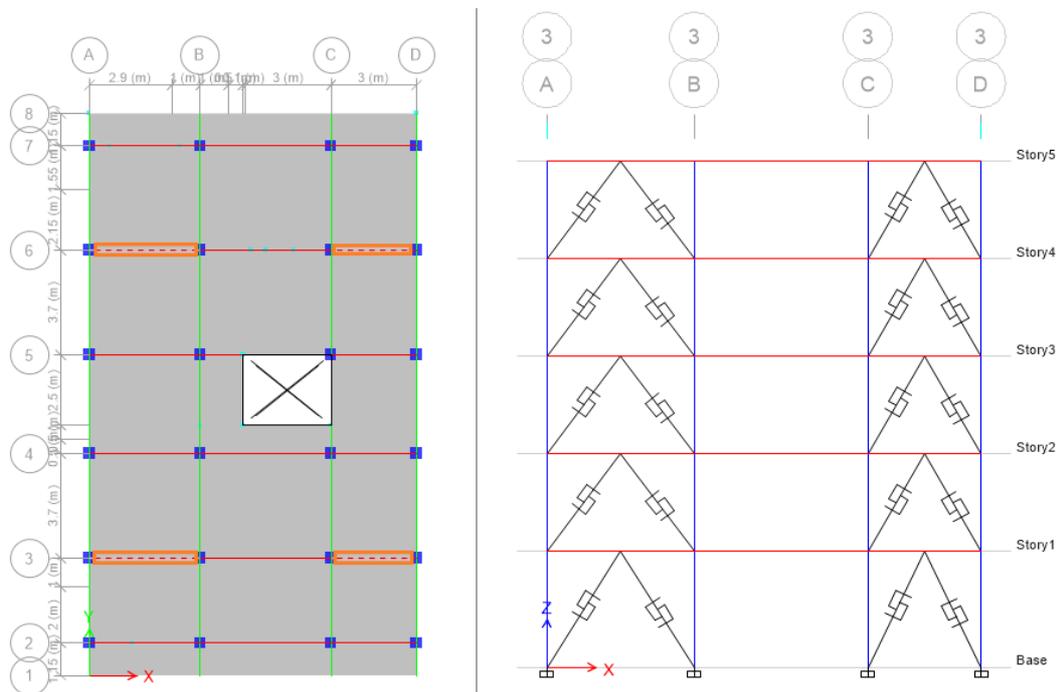


Figura 98 Ubicación en planta y elevación del reforzamiento en sentido X-X
Fuente: Elaboración Propia

Para la dirección Y-Y, considerando que el nivel de refuerzo requerido es menor, se propone colocar diagonales en un solo vano de todos los pisos de los pórticos B y C, según se muestra en la figura 93. Esta ubicación no implica mayores modificaciones en paredes existentes, por cuanto son solo antepechos que corresponden a los ductos de luz.

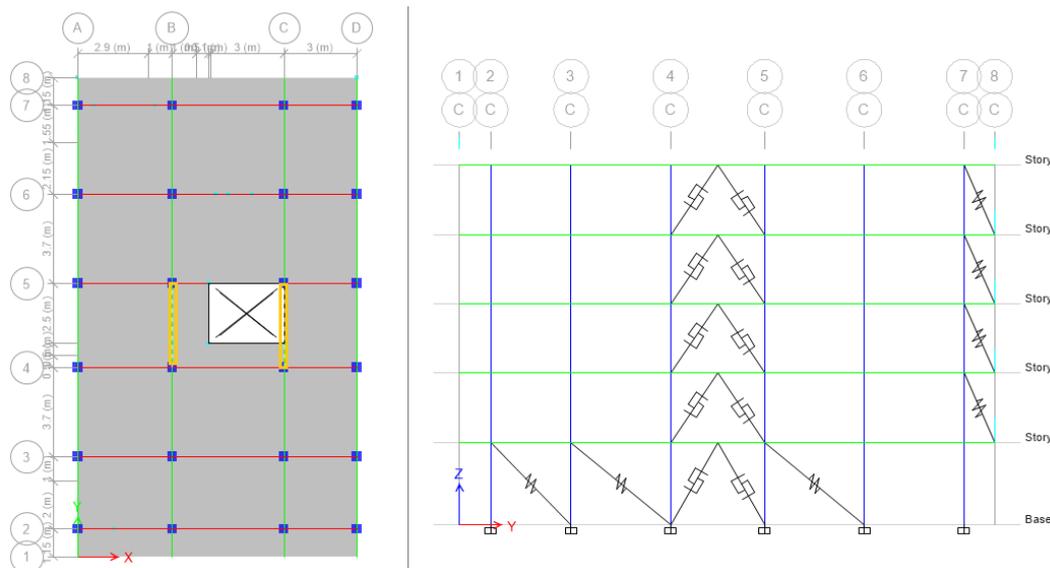


Figura 99 Ubicación en planta y elevación del reforzamiento en sentido Y-Y
Fuente: Elaboración Propia

Para el resto de paredes existentes de la edificación, que se incluyeron en el modelo como elementos link por estar interactuando con los marcos de hormigón armado, estas se mantendrán sin modificaciones, reforzamiento, y sin que sea necesario aislarlas de la estructura principal, por cuanto se considera que su comportamiento es parte de la respuesta total, ya que aportan resistencia y rigidez hasta su falla conforme las propiedades no lineales calibradas anteriormente.

4.6.1.2. Rigidez y Resistencia

Una diagonal restringida contra pandeo se puede considerar como un elemento compuesto, ya que está formada por un núcleo de acero recubierto de un material antiadherente que se coloca dentro de una camisa metálica rellena de concreto o mortero, y tiene una región elástica, de transición y de fluencia, con diferentes rigideces a lo largo de su longitud. Esta composición proporciona un incremento en la rigidez axial a lo que se denomina como rigidez efectiva.

Este incremento de rigidez axial se cuantifica con factores comúnmente denominados K_f , que usualmente son determinados por el fabricante a partir de ensayos a escala real, pero se puede empezar trabajando con $K_f=1.5$, y de ser necesario, se ajusta iterativamente, aunque como se mencionó anteriormente, el valor final de K_f debe ser coordinado con el fabricante.

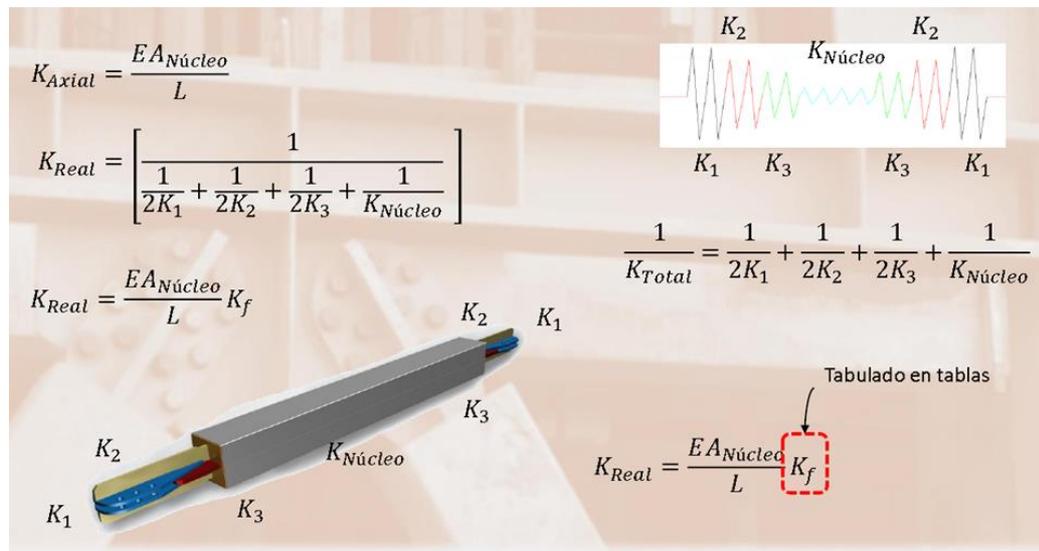


Figura 100 Rigidez Axial Equivalente
Fuente: CoreBrace

En cuanto a la resistencia, se pueden utilizar los criterios del numeral 9.5.4 del ASCE 41, donde indica que estos elementos se deben diseñar para resistir las fuerzas máximas de tracción y compresión que se pueden desarrollar en el núcleo de acero.

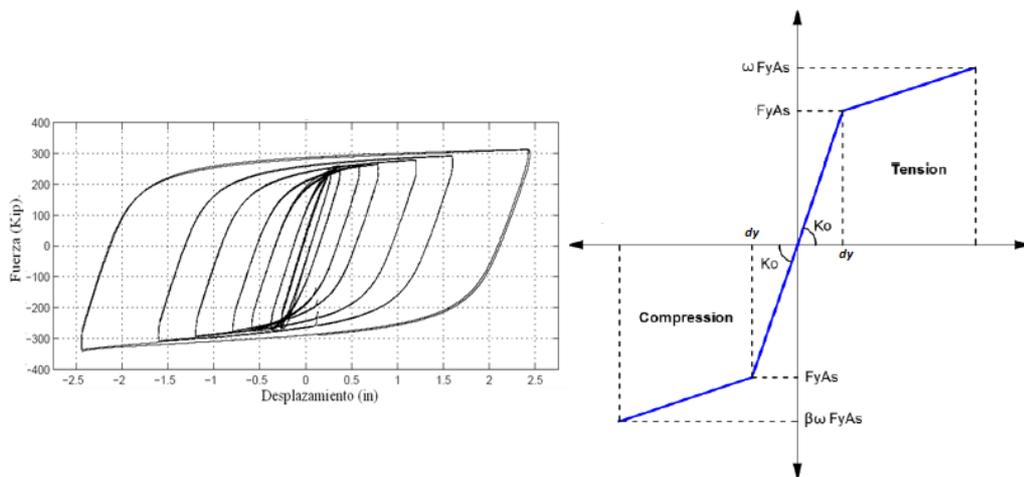


Figura 101 Laso Histerético y Curva Idealizada Carga Deformación para Riostras Restringidas a Pandeo

Fuente: (Anwar, A. Sy., HtutAung, & Rayamajhi, 2012)

La fuerza máxima que puede desarrollar el núcleo de acero a compresión es:

$$\beta \cdot \omega \cdot Q_{CE}$$

La fuerza máxima que puede desarrollar el núcleo de acero a tracción es: $\omega \cdot Q_{CE}$

Dónde:

β = factor de ajuste para resistencia a compresión

ω = factor de ajuste debido a endurecimiento por deformación

Q_{CE} = Resistencia esperada de fluencia igual a $A_n \times F_y$

A_n = Área neta del núcleo de acero

F_y = Esfuerzo esperado de fluencia del acero

Los factores β y ω deben ser obtenidos mediante ensayos a escala real, pero en caso de no disponerse se permite usar valores de 1.1 y 1.3 respectivamente (ASCE 41-17, 2017).

4.6.1.3. *Periodo Requerido*

La metodología propuesta es una simplificación del Método de los Coeficientes para determinar el desplazamiento máximo a nivel de azotea. La deriva de entrepiso sirve para establecer el umbral de desplazamiento de azotea, considerando que el área del núcleo de las diagonales sigue la distribución en altura de cortantes de entrepiso.

Limitando la deriva de piso a 0.5% que corresponde a un nivel de desempeño de ocupación inmediata se tiene:

$$\delta_{max} = \frac{DI_{max} \cdot H}{COD} = \frac{0.005 \times 13.5}{1.2} = 5.63 \text{ cm} \quad \text{Ecuación 33}$$

Dónde:

COD es la relación entre la deriva máxima que generalmente se presenta en el primer piso, y la deriva promedio conforme se detalla en la figura 96. Se toma 1.2 para estructuras regulares o 1.5 para irregulares

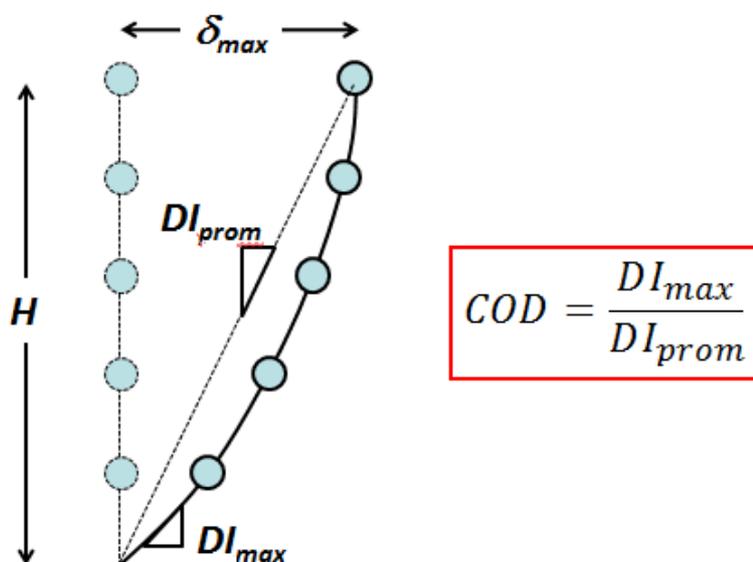


Figura 102 Relación de Derivas
Fuente: (Terán Gilmore, 2020)

Es necesario corregir el desplazamiento de azotea que representa a un sistema de varios grados de libertad, antes de entrar al espectro de desplazamientos que representa la respuesta de desplazamiento para un sistema de un grado de libertad y a partir del cual se puede determinar el periodo requerido.

$$S_{d_{max}} = \frac{\delta_{max}}{\alpha} = \frac{5.63}{1.4} = 4.02 \text{ cm} \quad \text{Ecuación 34}$$

Donde α es equivalente al C_o del Método de los Coeficientes del ASCE 41 y se resume en la siguiente tabla:

Número de Pisos	α
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5+	1.4

Tabla 11 Coeficientes α según número de pisos

El espectro de desplazamientos se obtiene a partir del espectro de aceleraciones, en este caso del de diseño, dividiendo la ordenada espectral de aceleración para el cuadrado de la frecuencia natural como se muestra:

$$S_d = \frac{S_a}{\left(\frac{2\pi}{T}\right)^2} \cdot g \quad \text{Ecuación 35}$$

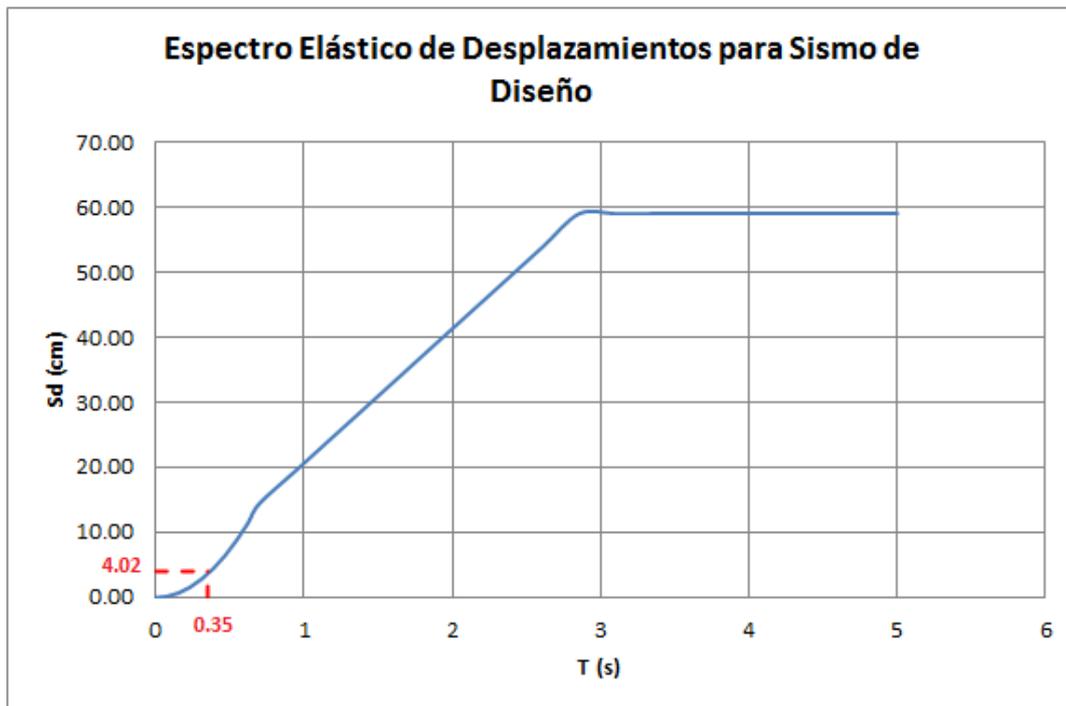


Figura 103 Espectro Elástico de Desplazamientos para Sismo de Diseño
Fuente: Elaboración Propia

Como se puede ver, el valor del periodo efectivo requerido es de 0.35 segundos, mientras que en la estructura sin reforzamiento se tiene 0.613 segundos para la dirección X-X y de 0.401 segundos para la dirección Y-Y.

4.6.1.4. Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de las diagonales restringidas contra pandeo, se utiliza la tabla proporcionada en el curso de Reforzamiento de Estructuras por parte del profesor (Terán Gilmore, 2020), la cual ha sido modificada para un edificio de cinco pisos. Este dimensionamiento se realiza con un criterio basado en rigidez, a partir del periodo efectivo obtenido de la estructura en condiciones actuales y el periodo efectivo requerido de acuerdo al nivel de desempeño esperado.

Edificio de Cinco Pisos
Configuración Chevron (V Invertida)

Modulo Young CV	2.1E+07	ton/m2	T requerido	0.35	seg
			T gv	0.61	seg
			T cv	0.43	seg
			T inicial	2.49	seg
			T estimado	0.43	seg
W Total =	815.8	ton	Coef. Sismico=	0.1000	g
No. Marcos con CV=	4		Vb =	81.6	ton
Longitud que abarca una V invertida	3.45	m	Vb/marco=	20.4	ton
Número de Contravientos por Nivel por Marco	2				
Inverso Factor de Rigidez (1/Kf)	0.66667	1.5			

Piso	h	Hi	wi	HIWi	F	V	L	Coseno	Seno	Area	Aini	KV	IDI	Δδ	δ	Afinal	KV	DdV	dV
	m	m	ton	ton-m	ton	ton	m			cm ²	cm ²	ton/m		m	m	cm ²	ton/m	m	m
5	2.60	13.50	141.75	1913.69	104.53	104.53	3.12	0.55	0.83	0.24	0.45	1110.82	0.0362	0.094	1.039	15	37809	0.003	0.031
4	2.60	10.90	165.49	1803.89	98.54	203.07	3.12	0.55	0.83	0.46	0.45	1110.82	0.0703	0.183	0.945	15	37809	0.005	0.028
3	2.60	8.30	166.08	1378.49	75.30	278.37	3.12	0.55	0.83	0.63	0.45	1110.82	0.0964	0.251	0.762	15	37809	0.007	0.022
2	2.60	5.70	166.08	946.67	51.71	330.08	3.12	0.55	0.83	0.74	0.45	1110.82	0.1143	0.297	0.511	15	37809	0.009	0.015
1	3.10	3.10	176.38	546.79	29.87	359.95	3.55	0.49	0.87	1.00	1.00	1679.45	0.0691	0.214	0.214	34	57162	0.006	0.006

1,493.46

Figura 104 Dimensionado de Riostras Restringidas a Pandeo X-X
Fuente: (Terán Gilmore, 2020), Modificación Propia

Edificio de Cinco Pisos
Configuración Chevron (V Invertida)

Modulo Young CV	2.1E+07	ton/m2	T requerido	0.35	seg
			T gv	0.40	seg
			T cv	0.68	seg
			T inicial	2.71	seg
			T estimado	0.72	seg
W Total =	815.8	ton	Coef. Sismico=	0.1000	g
No. Marcos con CV=	2		Vb =	81.6	ton
Longitud que abarca una V invertida	3.5	m	Vb/marco=	40.8	ton
Número de Contravientos por Nivel por Marco	2				
Inverso Factor de Rigidez (1/Kf)	0.66667	1.5			

Piso	h	Hi	wi	HIWi	F	V	L	Coseno	Seno	Area	Aini	KV	IDI	Δδ	δ	Afinal	KV	DdV	dV
	m	m	ton	ton-m	ton	ton	m			cm ²	cm ²	ton/m		m	m	cm ²	ton/m	m	m
5	2.60	13.50	141.75	1913.69	104.53	104.53	3.13	0.56	0.83	0.24	1.00	1253.47	0.0321	0.083	1.152	14	17549	0.006	0.082
4	2.60	10.90	165.49	1803.89	98.54	203.07	3.13	0.56	0.83	0.46	1.00	1253.47	0.0623	0.162	1.068	14	17549	0.012	0.076
3	2.60	8.30	166.08	1378.49	75.30	278.37	3.13	0.56	0.83	0.63	1.00	1253.47	0.0854	0.222	0.906	14	17549	0.016	0.065
2	2.60	5.70	166.08	946.67	51.71	330.08	3.13	0.56	0.83	0.75	1.00	1253.47	0.1013	0.263	0.684	14	17549	0.019	0.049
1	3.10	3.10	176.38	546.79	29.87	359.95	3.56	0.49	0.87	1.00	1.00	855.37	0.1357	0.421	0.421	14	11975	0.030	0.030

1,493.46

Figura 105 Dimensionado de Riostras Restringidas a Pandeo Y-Y
Fuente: (Terán Gilmore, 2020), Modificación Propia

En base al predimensionamiento realizado y luego de algunas iteraciones, se definió en resumen utilizar tres diferentes secciones para las diagonales restringidas contra pandeo:

Riostra X1 con un área de 31 cm² que se utilizará en los pórticos 3 y 6 pero solo en el primer piso.

Riostra X2 con un área de 13 cm² para los pórticos 3 y 6 a ser colocadas del segundo al quinto piso.

Riostra Y con un área de 13 cm² que se utilizará en todos los pisos de los pórticos B y C.

El diseño propuesto para el reforzamiento podría ser optimizado en altura en los dos sentidos, aunque para una edificación pequeña y de uso residencial, lo más conveniente sería tener la menor cantidad de diagonales diferentes, por lo que uniformizar las secciones en altura es una buena alternativa.

4.6.1.5. Parámetros de Modelado y Criterios de Aceptación

Los parámetros de modelado no lineal y criterios de aceptación se describen en la tabla 9-7 del (ASCE 41-13, 2013), y están en función de la deformación axial a la capacidad esperada de la diagonal Δ_y .

Table 9-7. Modeling Parameters and Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Structural Steel Components—Axial Actions

Component/Action	Modeling Parameters			Acceptance Criteria		
	Plastic Deformation		Residual Strength Ratio	Plastic Deformation		
	a	b		IO	LS	CP
Braces in Compression (except EBF braces)^{a,b}						
a. Slender $\frac{Kl}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^c	0.5 Δ_c	10 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	8 Δ_c	10 Δ_c
2. 2L out-of-plane ^c , 2C out-of-plane ^c	0.5 Δ_c	9 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	7 Δ_c	9 Δ_c
3. HSS, pipes, tubes	0.5 Δ_c	9 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	7 Δ_c	9 Δ_c
4. Single angle	0.5 Δ_c	12 Δ_c	0.3	0.5 Δ_c	9 Δ_c	12 Δ_c
b. Stocky ^d $\frac{Kl}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$						
1. W, I, 2L in-plane ^c , 2C in-plane ^c	1 Δ_c	8 Δ_c	0.5	0.5 Δ_c	7 Δ_c	8 Δ_c
2. 2L out-of-plane ^c , 2C out-of-plane ^c	1 Δ_c	7 Δ_c	0.5	0.5 Δ_c	6 Δ_c	7 Δ_c
3. HSS, pipes, tubes	1 Δ_c	7 Δ_c	0.5	0.5 Δ_c	6 Δ_c	7 Δ_c
c. Intermediate	Linear interpolation between the values for slender and stocky braces (after application of all applicable modifiers) shall be used.					
Braces in Tension (except EBF braces)^{e,f,g}						
1. W	10 Δ_T	13 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	10 Δ_T	13 Δ_T
2. 2L	9 Δ_T	12 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	9 Δ_T	12 Δ_T
3. HSS	9 Δ_T	11 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	8 Δ_T	11 Δ_T
4. Pipe	8 Δ_T	9 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	7 Δ_T	9 Δ_T
5. Single angle	10 Δ_T	11 Δ_T	0.6	0.5 Δ_T	8 Δ_T	10 Δ_T
Beams, columns in tension (except EBF beams, columns) ^f	5 Δ_T	7 Δ_T	1.0	0.5 Δ_T	6 Δ_T	7 Δ_T
Buckling-restrained braces ^{h,i,j}	13.3 Δ_y	13.3 Δ_y	1.0	3.0 Δ_y	10 Δ_y	13.3 Δ_y

Figura 106 Parámetros de Modelación y Criterios de Aceptación para Riostras Restringidas a Pandeo

Fuente: (ASCE 41-13, 2013)

Para calcular Δ_y es necesario conocer el módulo de elasticidad, esfuerzo esperado de fluencia, la longitud y sección transversal de la diagonal:

$$P_y = \phi \cdot A_n \cdot F_{ye} \quad \text{Ecuación 36}$$

$$\Delta_y = \frac{P_y \cdot L_d}{E_s \cdot A_n} \quad \text{Ecuación 37}$$

En la siguiente tabla se resume el cálculo de los parámetros de modelado y criterios de aceptación que se deben ingresar al ETABS:

Es=	2038901.92	kg/cm2		β =	1.1	Kf=	1.5	Aceptación				
fye=	2952.89	kg/cm2		ω =	1.3							
ϕ =	0.9											
				Punto B		Punto C		13.3 Δ_y	3 Δ_y	10 Δ_y	13.3 Δ_y	
Link	L(m)	An (cm2)	KD (T/m)	Py (T)	Δ_y (cm)	C (T)	T (T)	a y b	IO (cm)	LS (cm)	CP (cm)	
REFX1	3.6623	31	25887.81	82.39	0.48	-1.43	1.30	6.3489	1.4321	4.7736	6.3489	
REFX2	3.2500	13	12233.41	34.55	0.42	-1.43	1.30	5.6342	1.2709	4.2362	5.6342	
REFX3	3.4438	31	27530.33	82.39	0.45	-1.43	1.30	5.9701	1.3466	4.4888	5.9701	
REFX4	3.0017	13	13245.36	34.55	0.39	-1.43	1.30	5.2037	1.1738	3.9126	5.2037	
REFY1	3.5598	13	11168.77	34.55	0.46	-1.43	1.30	6.1712	1.3920	4.6400	6.1712	
REFY2	3.1341	13	12685.81	34.55	0.41	-1.43	1.30	5.4332	1.2255	4.0851	5.4332	

Tabla 12 Cálculo de parámetros de modelado y criterios de aceptación para riostras
Fuentes: Elaboración Propia

Para modelar las diagonales restringidas contra pandeo en ETABS, se ha seguido las recomendaciones del Manual de diseño de estructuras equipadas con disipadores sísmicos del fabricante mexicano Dampo Systems (Dampo Systems S.A. de C.V., 2020). Cada riostra se representa con un elemento equivalente tipo link, con comportamiento no lineal en la dirección U1, que corresponde a la dirección axial del elemento. Dentro de la lista predefinida por ETABS, el modelo de histéresis seleccionado es el de Plastic (Wen), que representa muy bien las características de disipación de energía de este tipo de elementos.

Figura 107 Modelación de riostras contra pandeo con elementos link
Fuente: Elaboración Propia

Los parámetros que requiere el modelo de Bouc-Wen son la rigidez efectiva K_D , que se obtiene de multiplicar la rigidez axial del núcleo por el factor K_f , la resistencia esperada P_y que ya fue definida con anterioridad, y finalmente dos valores importantes que son: la relación de rigidez post fluencia, que tiene un valor de 0.016, y el exponente de fluencia, con un valor de 3, el cual representa que tan suave es la transición del rango elástico al plástico, siendo estos dos últimos calibrados con datos experimentales de acuerdo con (García Mora Pinto, Guerrero Bobadilla, Cueto Jimenez, & Viramontes Heredia, 2020).

Link/Support Directional Properties	
Identification	
Property Name	REF1
Direction	U1
Type	Plastic (Wen)
NonLinear	Yes
Linear Properties	
Effective Stiffness	25887.81 tonf/m
Effective Damping	0 tonf-s/mm
Nonlinear Properties	
Stiffness	25887.81 tonf/m
Yield Strength	82.39 tonf
Post Yield Stiffness Ratio	0.016
Yielding Exponent	3

Figura 108 Parámetros de modelación para riostra REF1 con elementos link
Fuente: Elaboración Propia

Debido a la diferencia en las longitudes, fue necesario modelar cuatro tipos de elementos link para la dirección X-X y dos tipos de links para la dirección Y-Y. Respecto a las paredes, se debe mencionar que su modelación se mantiene como se indicó en el numeral 4.4, es decir como elementos link, siendo necesarios 53 tipos diferentes de links, al igual que cuando se lo hizo mediante elementos frame.

4.6.1.6. Evaluación de Desempeño Global y Local

La primera verificación respecto a la efectividad y correcto dimensionamiento del sistema de refuerzo se relaciona con los periodos, los cuales deben ser cercanos a los estimados que sirvieron de base para el diseño del reforzamiento, o al menos

haberse reducido a tal punto que se evidencie un incremento significativo en la rigidez.

X-X	Te (sec)	0.439
	Ki (tonf/m)	14795.9585
	Ke (tonf/m)	14204.1468
	Ti (sec)	0.43
Y-Y	Te (sec)	0.345
	Ki (tonf/m)	25274.47306
	Ke (tonf/m)	24756.90655
	Ti (sec)	0.341

Figura 109 Verificación de Periodos de Vibración
Fuente: Elaboración Propia

Como se observa los periodos de la estructura reforzada son cercanos a los estimados, lo que da cuenta de que el incremento de rigidez es adecuado.

Sismo de 475 años de periodo de retorno

Dirección X-X

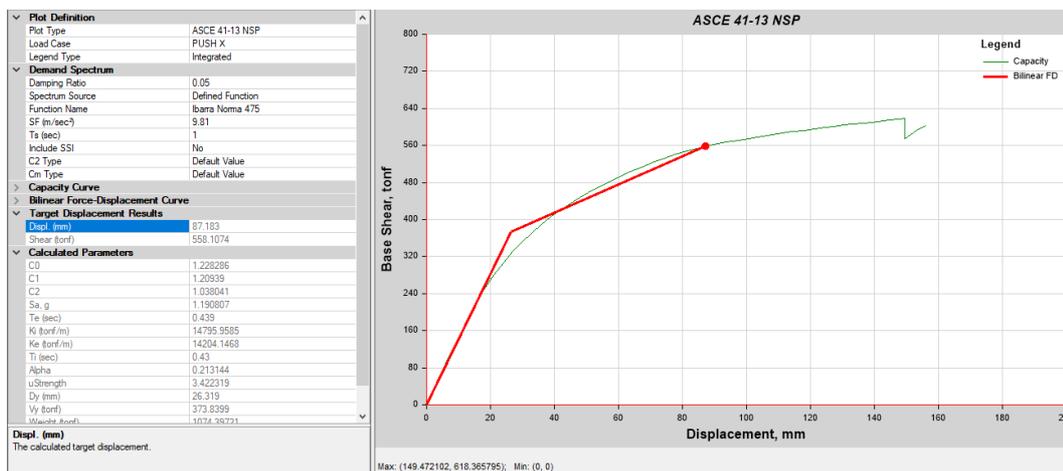


Figura 110 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push X con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

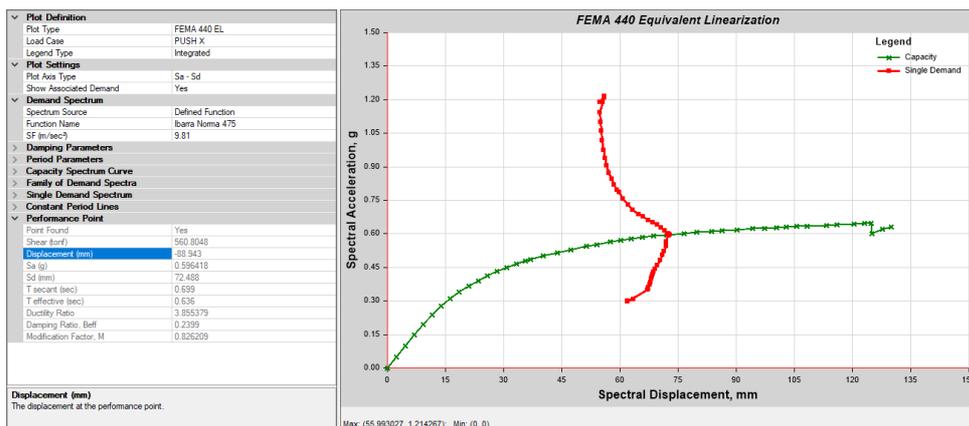


Figura 111 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push X con Sismo Tr=475 años Fuente: Elaboración Propia

La estructura tiene una importante reserva de capacidad para la amenaza sísmica actuante, el desplazamiento objetivo es de 87.18 mm en el método de los coeficientes del ASCE 41-13 y muy cercano a este se encuentra el punto de desempeño según el FEMA 440, cuyo desplazamiento es de 88.94 mm

La deriva de piso correspondiente al punto de desempeño de este nivel de amenaza sísmica es de 1.15%, y de acuerdo a la tabla de VISION 2000, correspondería a un nivel de desempeño global de la estructura de Seguridad de Vida.

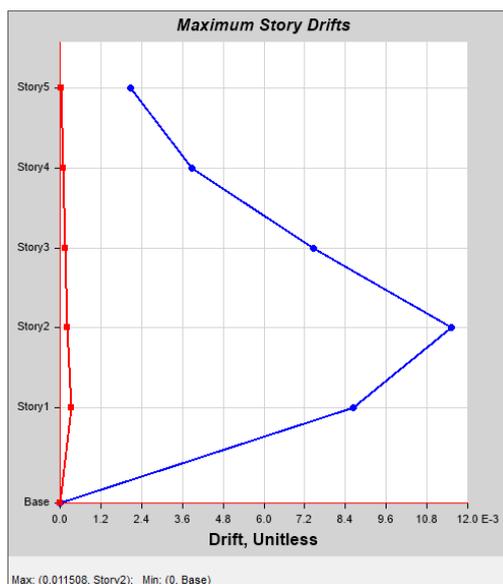


Figura 112 Deriva de piso para Push X con Sismo Tr=475 años Fuente: Elaboración Propia

Llevando paso a paso a la estructura hasta un valor ligeramente mayor al desplazamiento objetivo, se puede ver la formación de varias rótulas plásticas de ocupación inmediata en las vigas de la primera y segunda losa, y también en la base de varias columnas del primer piso, pero tomando en cuenta lo indicado anteriormente respecto a la deriva de piso y recordando que no se ha verificado la resistencia de los nudos, lo cual disminuye la capacidad y ductilidad, se puede estimar que la estructura se encuentra en un nivel de desempeño global de Seguridad de Vida.

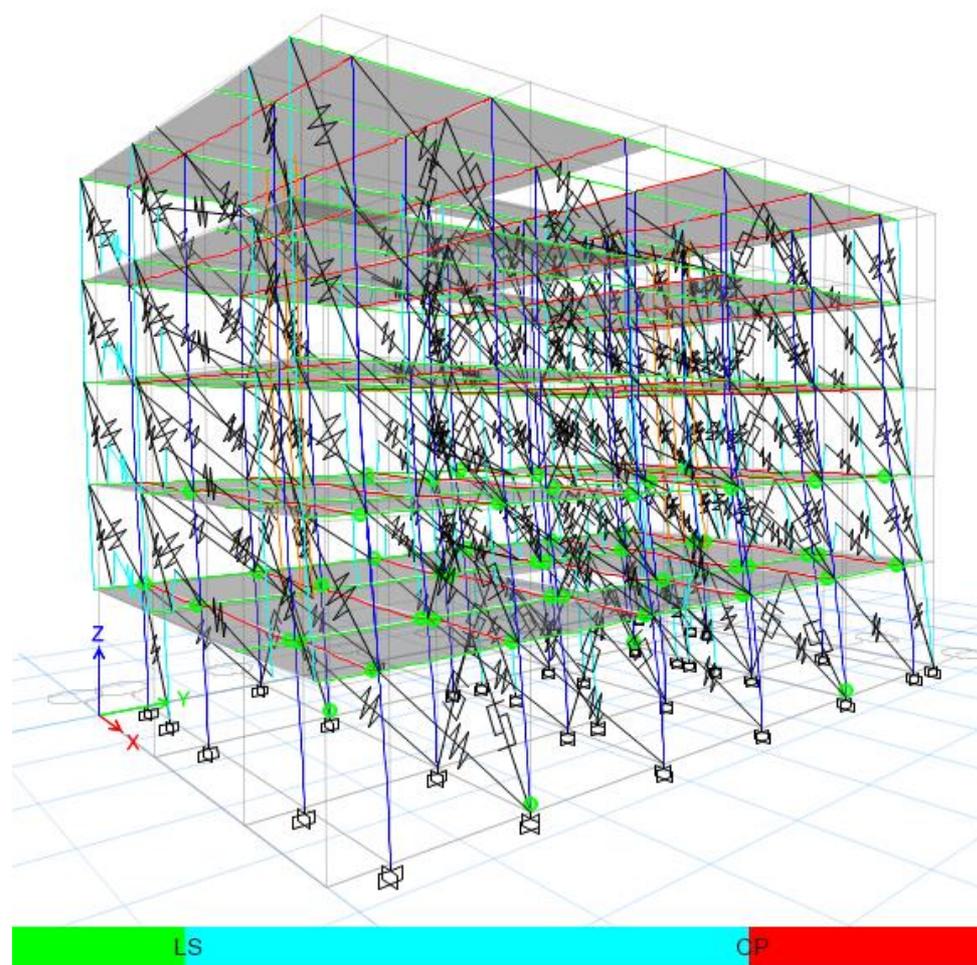


Figura 113 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push X con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

Respecto a la mampostería, se muestra la curva de comportamiento del mismo puntal que se verificó en el modelo sin refuerzo, el cual falló antes de llegar al punto de desempeño de la estructura original.

Para el caso del sismo de diseño se observó un gran nivel de daño en la mampostería de la estructura original, mientras que para la estructura controlada como se ve en la figura 114, hay una menor incursión en el rango no lineal sin llegar al colapso.

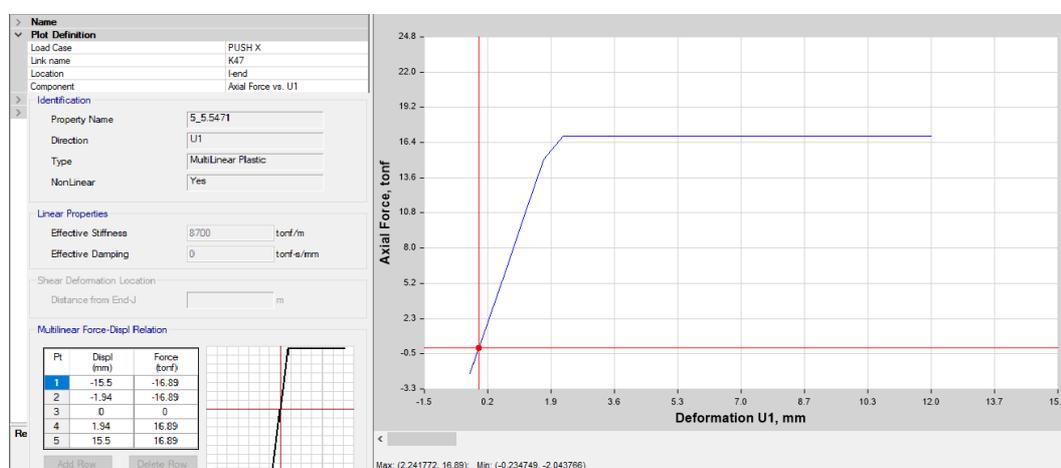


Figura 114 Comportamiento del link con estructura reforzada para Push X
Fuente: Elaboración Propia

Dirección Y-Y

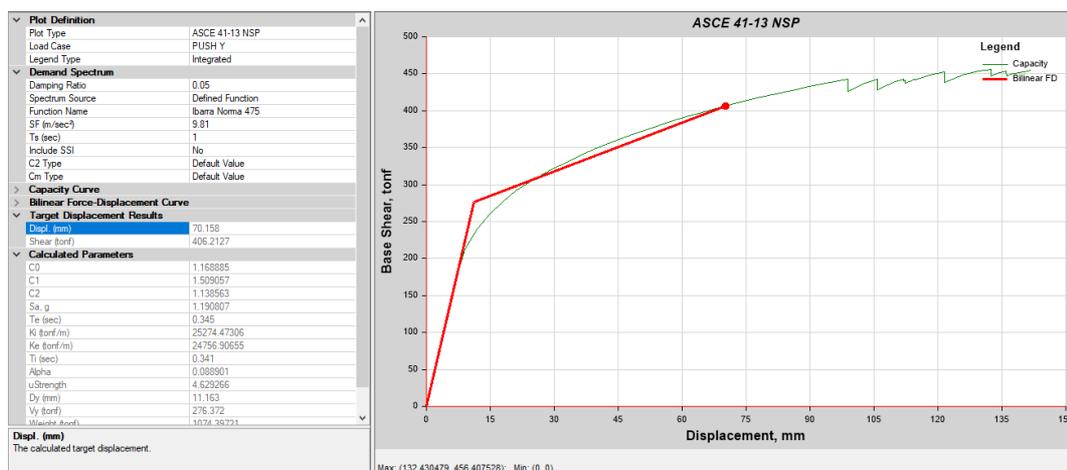


Figura 115 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push Y con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

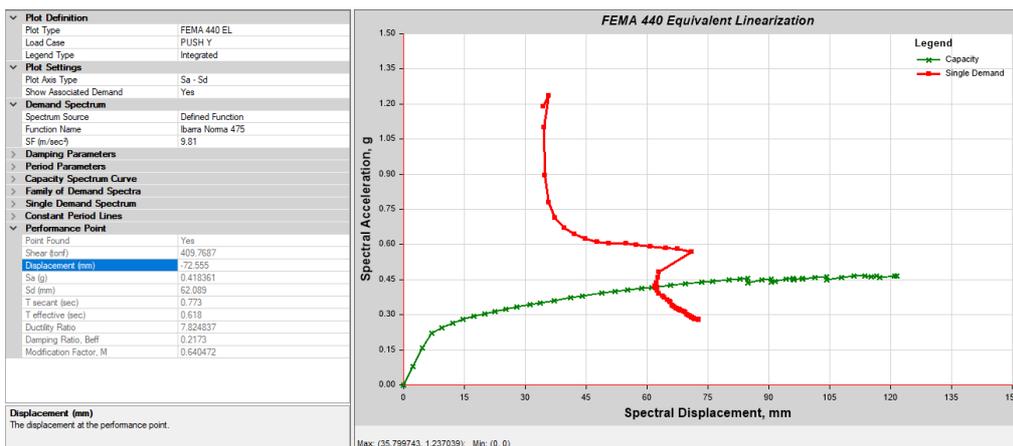


Figura 116 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push Y con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

La estructura tiene una importante reserva de capacidad para la amenaza sísmica actuante, el desplazamiento objetivo es de 70.16 mm en el método de los coeficientes del ASCE 41-13 y muy cercano a este se encuentra el punto de desempeño según el método FEMA 440, cuyo desplazamiento es de 72.56 mm

La deriva de piso correspondiente al punto de desempeño de este nivel de amenaza sísmica es de 0.94%, y de acuerdo a la tabla de VISION 2000 correspondería a un nivel de desempeño global de la estructura de Seguridad de Vida.

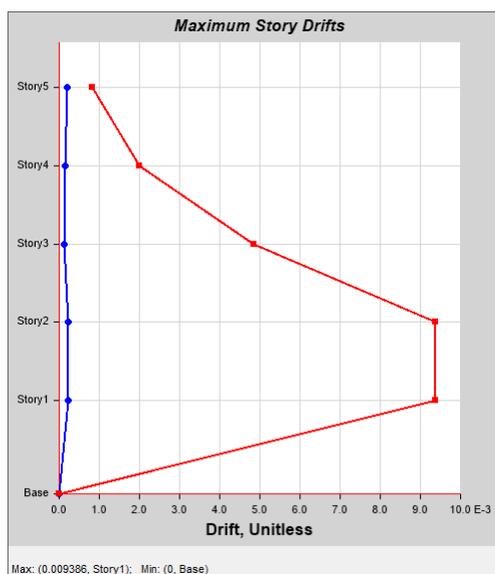


Figura 117 Deriva de piso para Push Y con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

Llevando paso a paso a la estructura hasta un valor ligeramente mayor al desplazamiento objetivo, se puede ver la formación de varias rótulas plásticas de ocupación inmediata en las vigas de la primera y segunda losa, y ninguna en columnas, pero tomando en cuenta lo indicado anteriormente respecto a la deriva de piso y recordando que no se ha verificado la resistencia de los nudos, lo cual disminuye la capacidad y ductilidad, se puede estimar que la estructura se encuentra en un nivel de desempeño global de Seguridad de Vida.

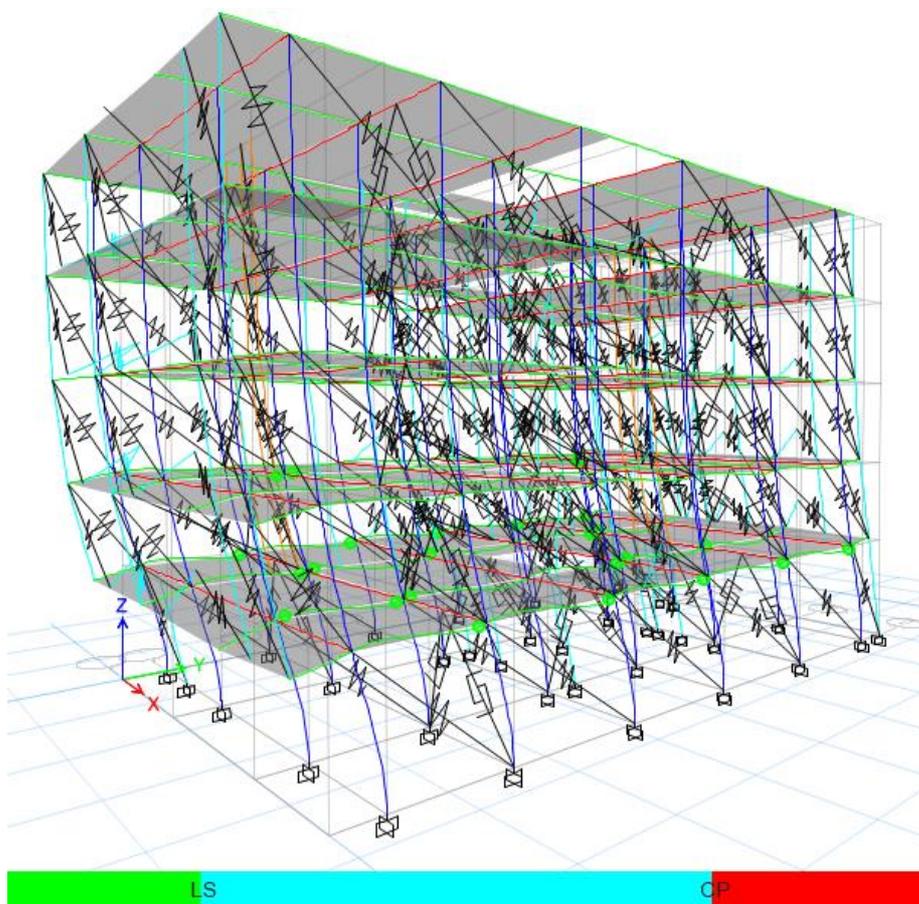


Figura 118 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push Y con Sismo Tr=475 años
Fuente: Elaboración Propia

Respecto a la mampostería, se muestra la curva de comportamiento del mismo puntal que se verificó en el modelo sin refuerzo, el cual falló antes de llegar al punto de desempeño de la estructura original.

Para el caso del sismo de diseño se observó un gran nivel de daño en la mampostería de la estructura original, mientras que para la estructura controlada como se ve en la figura 119, hay una menor incursión en el rango no lineal sin llegar al colapso.

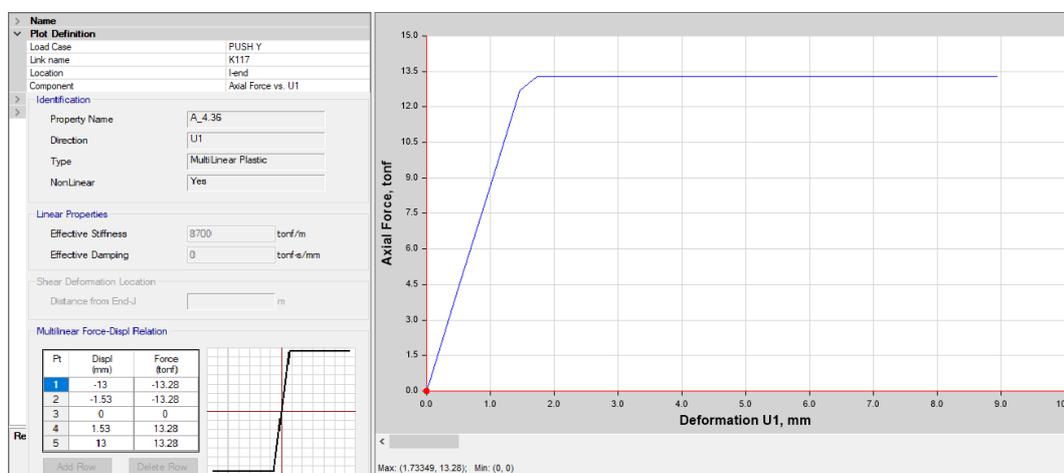


Figura 119 Comportamiento del link con estructura reforzada para Push Y
Fuente: Elaboración Propia

Sismo de 2500 años de periodo de retorno

Dirección X-X

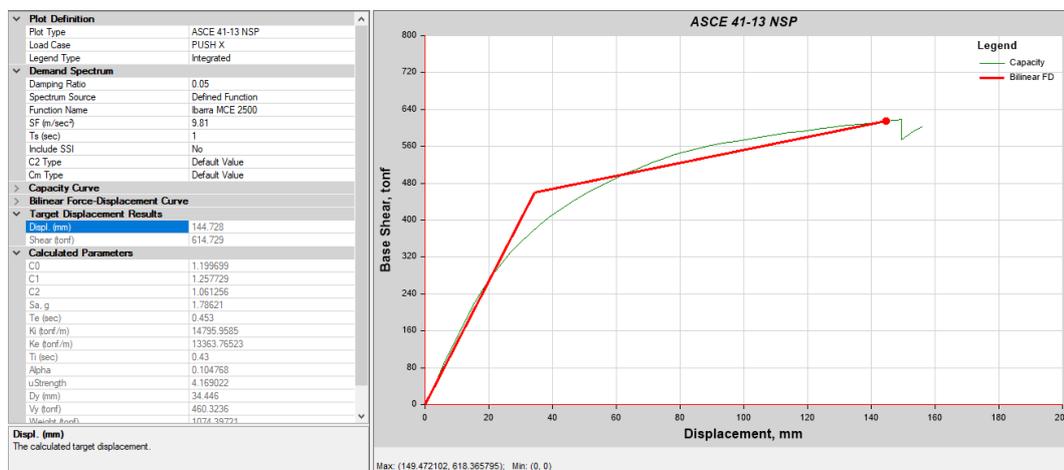


Figura 120 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push X con Sismo Tr=2500 años
Fuente: Elaboración Propia

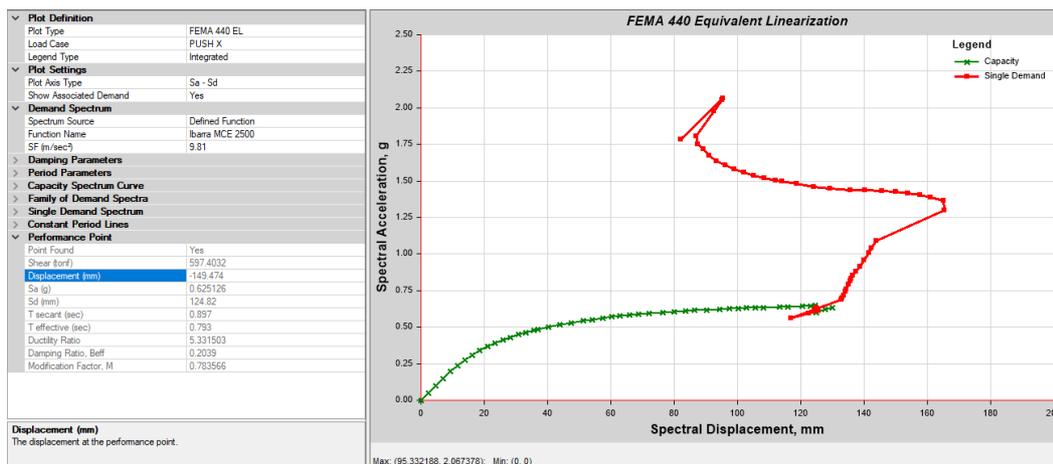


Figura 121 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push X con Sismo Tr=2500 años
Fuente: Elaboración Propia

La estructura tiene una muy pequeña reserva de capacidad para la amenaza sísmica actuante, el desplazamiento objetivo es de 144.73 mm en el método de los coeficientes del ASCE 41-13 y muy cercano a este se encuentra el punto de desempeño según el método FEMA 440, cuyo desplazamiento es de 149.47 mm. La deriva de piso correspondiente al punto de desempeño de este nivel de amenaza sísmica es de 1.98%, y de acuerdo a la tabla de VISION 2000, correspondería a un nivel de desempeño global de la estructura de Prevención de Colapso.

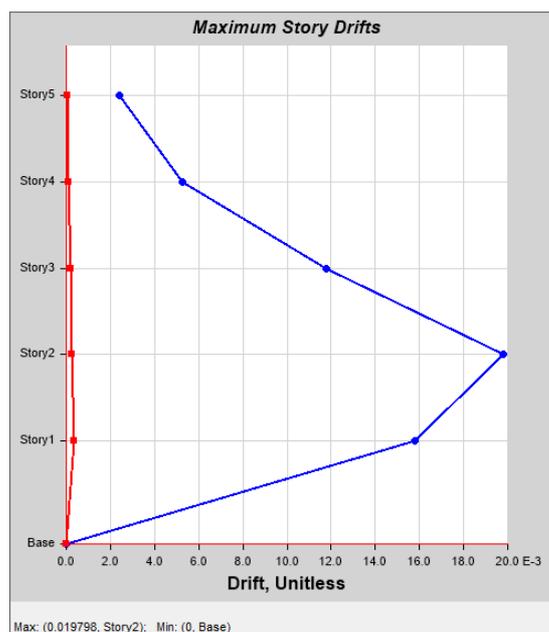


Figura 122 Deriva de piso para Push X con Sismo Tr=2500 años
Fuente: Elaboración Propia

Llevando paso a paso a la estructura hasta un valor ligeramente mayor al desplazamiento objetivo, se puede ver la formación de varias rótulas plásticas de ocupación inmediata en las vigas de la primera y segunda losa, una rótula en seguridad de vida en una viga de la primera losa y rótulas en prevención de colapso en la base de dos columnas del primer piso, por lo que en concordancia con la deriva de piso, se puede concluir que la estructura se encuentra en un nivel de desempeño global de Prevención de Colapso.

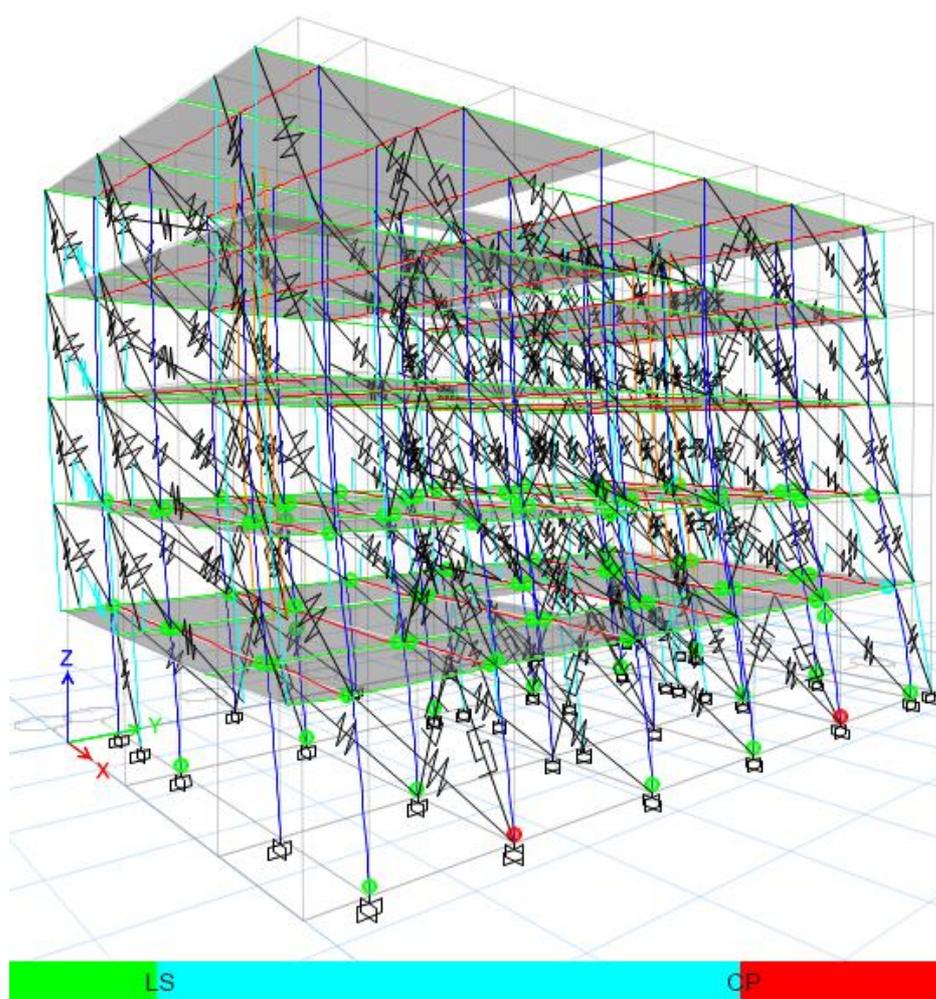


Figura 123 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push X con Sismo $T_r=2500$ años
Fuente: Elaboración Propia

Respecto a la mampostería, se muestra la curva de comportamiento del mismo puntal que se verificó en el modelo sin refuerzo, el cual falló antes de llegar al punto de desempeño de la estructura original.

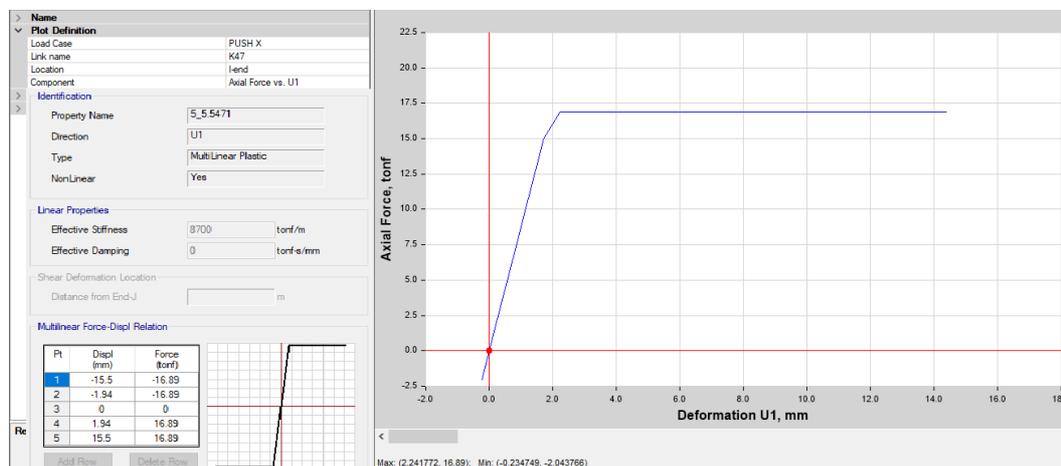


Figura 124 Comportamiento del link con estructura reforzada para Push X
Fuente: Elaboración Propia

Para el mayor nivel de amenaza sísmica, que corresponde al sismo máximo probable, se observó una degradación total de la mampostería en la estructura original, y algo de daño, llegando a ser avanzado pero no total, en el caso de la estructura con el refuerzo mediante riostras restringidas contra pandeo.

Dirección Y-Y

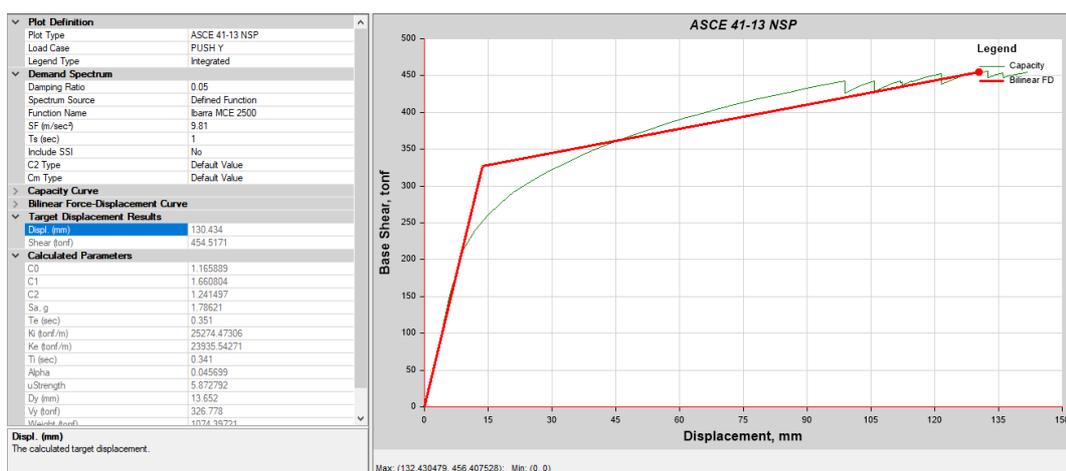


Figura 125 Curvas Demanda Capacidad ASCE-41 para Push Y con Sismo Tr=2500 años
Fuente: Elaboración Propia

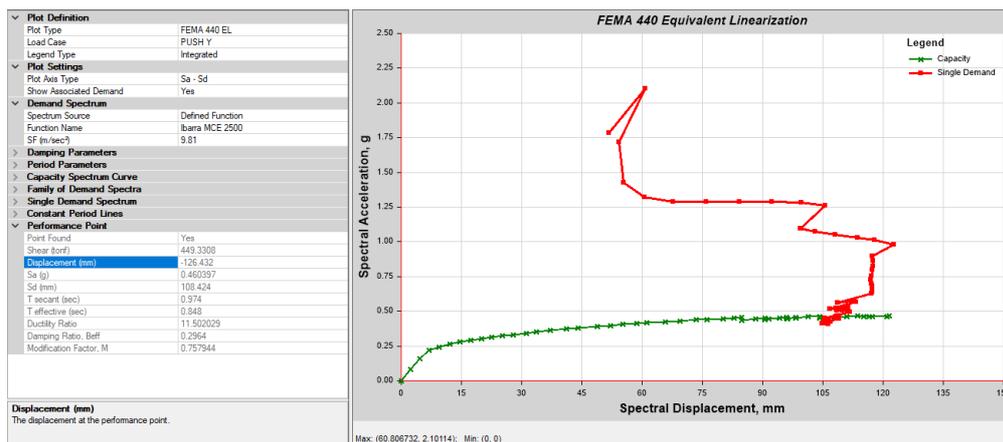


Figura 126 Curvas Demanda Capacidad FEMA 440 para Push Y con Sismo Tr=2500 años
Fuente: Elaboración Propia

La estructura prácticamente se encuentra al límite, tiene una muy pequeña reserva de capacidad para la amenaza sísmica actuante, el desplazamiento objetivo es de 130.43 mm en el método de los coeficientes del ASCE 41-13 y muy cercano a este se encuentra el punto de desempeño según el método FEMA 440 cuyo desplazamiento es de 126.43 mm

La deriva de piso correspondiente al punto de desempeño de este nivel de amenaza sísmica es de 1.74%, y de acuerdo a la tabla de VISION 2000, correspondería a un nivel de desempeño global de la estructura de Prevención de Colapso.

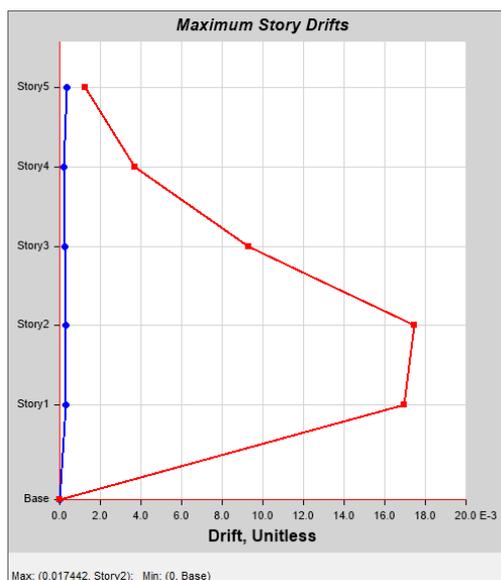


Figura 127 Deriva de piso para Push Y con Sismo Tr=2500 años
Fuente: Elaboración Propia

Llevando paso a paso a la estructura hasta un valor ligeramente mayor al desplazamiento objetivo, se puede ver la formación de varias rótulas plásticas de ocupación inmediata en las vigas de la primera y segunda losa, pero se presentan también varias rótulas en prevención de colapso en las vigas de la primera losa y en la base de dos columnas del primer piso, por lo que en concordancia con la deriva de piso, se puede concluir que la estructura se encuentra en un nivel de desempeño global de Prevención de Colapso.

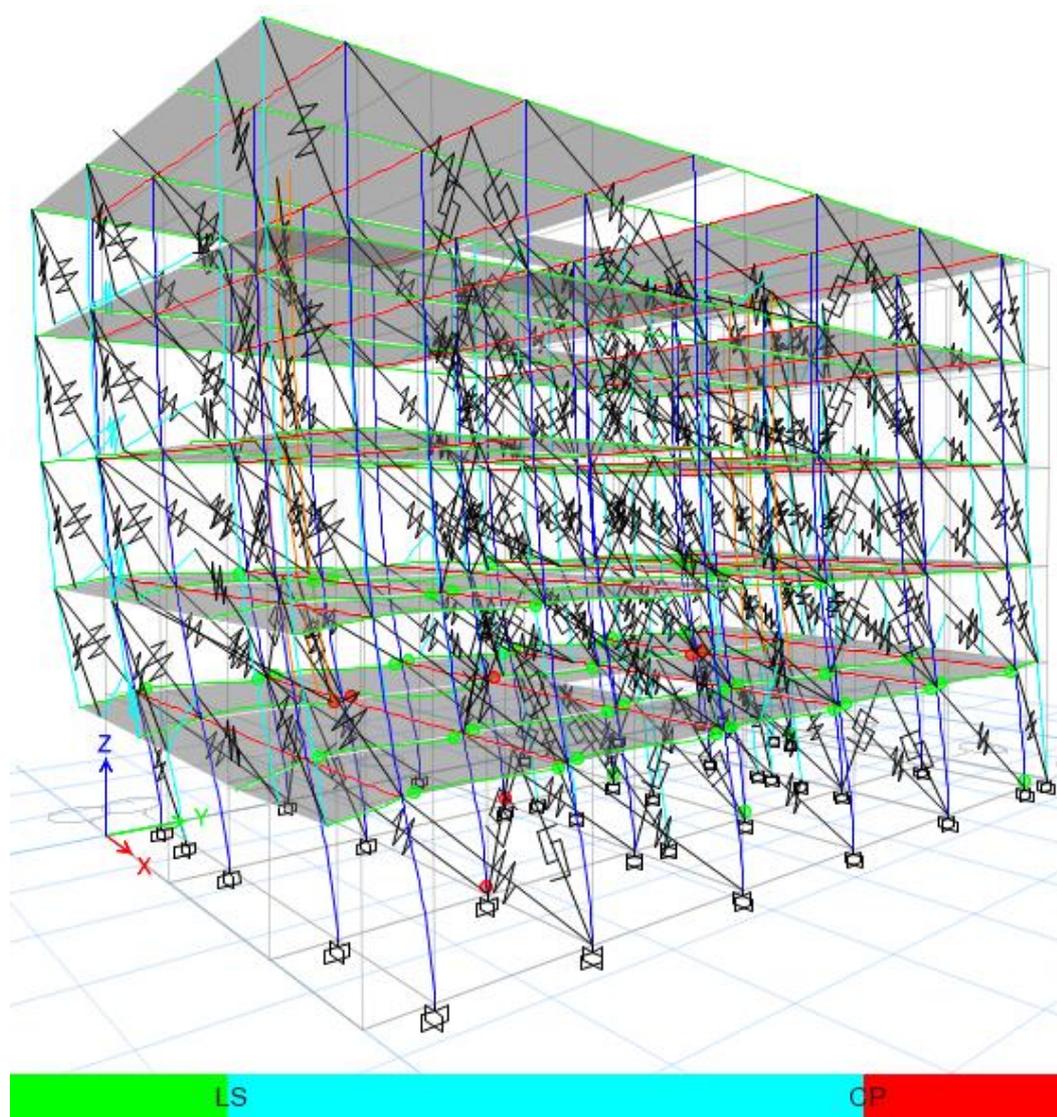


Figura 128 Patrón de Formación de Rótulas Plásticas para Push Y con Sismo $T_r=2500$ años
Fuente: Elaboración Propia

Respecto a la mampostería, se muestra la curva de comportamiento del mismo puntal que se verificó en el modelo sin refuerzo, el cual falló antes de llegar al punto de desempeño de la estructura original.

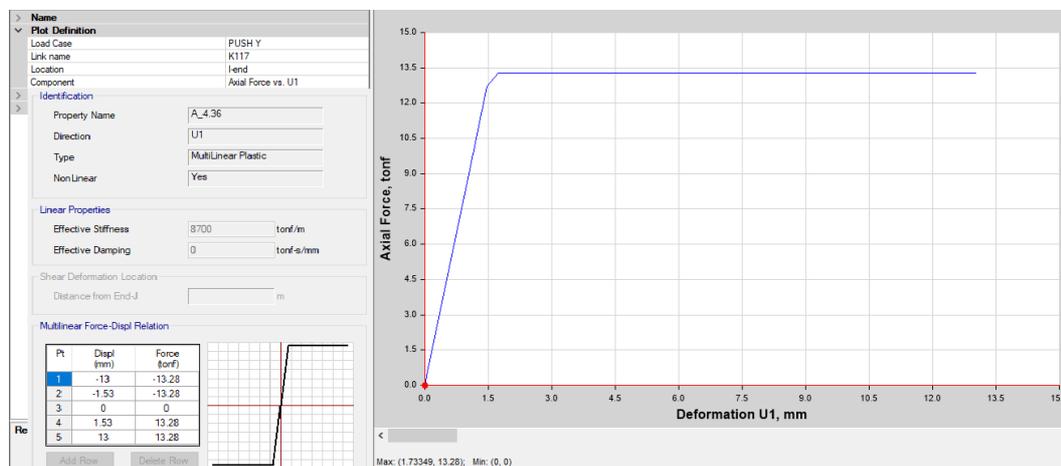


Figura 129 Comportamiento del link con estructura reforzada para Push Y
Fuente: Elaboración Propia

Para el mayor nivel de amenaza sísmica, que corresponde al sismo máximo probable, se observó una degradación total de la mampostería en la estructura original, y algo de daño, llegando a ser avanzado pero no total, en el caso de la estructura con el refuerzo mediante riostras restringidas contra pandeo.

Analizando las diferentes curvas de demanda-capacidad por los dos métodos, las derivas de piso y los mecanismos de falla local en los elementos mediante la formación de rótulas plásticas, para los dos máximos niveles de amenaza sísmica, se puede concluir que la estructura reforzada en las dos direcciones, ya cumple con los niveles básicos de seguridad esperados que son: un nivel de desempeño de Seguridad de Vida para el sismo de $T_r=475$ años y de Prevención de Colapso para el sismo de $T_r=2500$ años.

Por otro lado, respecto a la mampostería, es importante resaltar el buen desempeño de las riostras restringidas contra pandeo, ya que permiten mantener sin fisurar la mampostería para niveles bajos de excitación y resguardar la integridad para niveles elevados de excitación sísmica.

Es posible mejorar aún más el desempeño de la estructura, ya sea mediante la incorporación de diagonales restringidas contra pandeo en otros pórticos, o simplemente incrementando las propiedades de resistencia y capacidad de deformación de las ya propuestas inicialmente; sin embargo, se debe tener cuidado de que al hacerlo, otros elementos como vigas y principalmente las columnas a las que se conectan los refuerzos, no excedan sus capacidades de manera anticipada, ya que de ser así, se debe realizar un refuerzo también a estos elementos estructurales.

4.6.1.7. Verificación de Demandas Axiales en Columnas

Como es de esperarse, la incorporación de los dispositivos de control en diagonal tipo V invertida, tiende a aumentar la carga axial de las columnas a las que se conectan, pudiendo ser necesario reforzarlas mediante un encamisado, por lo tanto es importante verificar que las columnas sean capaces de resistir ese incremento de carga axial para los casos de carga lateral en las dos direcciones. Es decir, se debe revisar la carga axial para los casos de carga PUSH X y PUSH Y, en el último paso de incremento de deformación lateral o en el punto anterior a falla de la estructura, estos casos de carga incluyen la combinación de carga gravitacional $D+0.25L$.

Dirección X-X

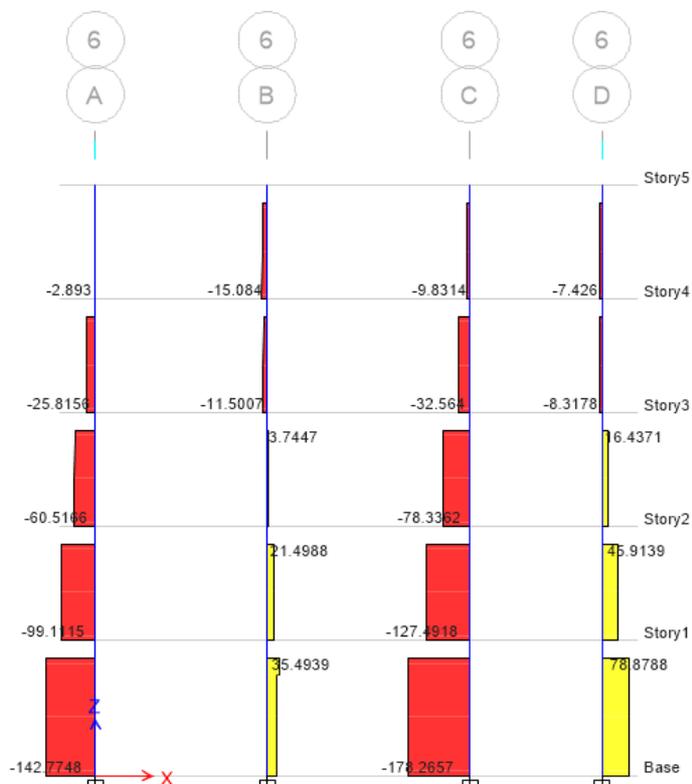


Figura 130 Diagrama de Carga Axial en Columnas del eje 6
Fuente: Elaboración Propia

Dirección Y-Y

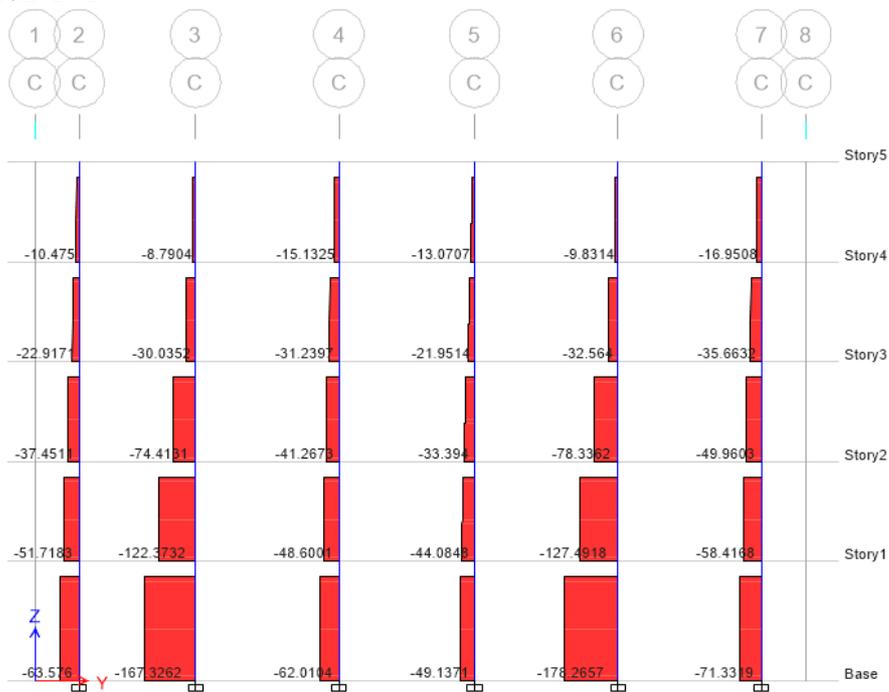


Figura 131 Diagrama de Carga Axial en Columnas del eje C
Fuente: Elaboración Propia

Se puede observar que una de las cargas axiales más altas en columnas es de 178.27 toneladas

La Capacidad axial a compresión una columna es:

$$P_n = 0.8(0.85A_c \cdot f'_c + A_s \cdot f_y) \quad \text{Ecuación 38}$$

$$P_n = 0.8(0.85 \times 40 \times 40 \times 210 + 16.08 \times 4200)$$

$$P_n = 282509 \text{ Kg} \approx 282.51 \text{ T}$$

$$\phi \cdot P_n = 0.65 \times 282.51 = 183.63 \text{ T} \quad \text{Ecuación 39}$$

A pesar que en algunas columnas aumentaron las cargas axiales, no superan la capacidad a compresión, por lo tanto, no es necesario encamisar.

Se puede realizar este análisis considerando solo la carga axial, ya que los momentos en las columnas son muy pequeños debido a la presencia de las diagonales, de no ser así, se debería verificar la capacidad utilizando los diagramas de interacción de la columna.

4.7. Comparación de Curvas de Capacidad

Con el objetivo de evaluar la capacidad de la estructura en cuatro escenarios distintos que son: 1) solo estructura aporticada, 2) estructura aporticada más mampostería (frames), 3) estructura aporticada más mampostería (links) y 4) estructura aporticada, más mampostería y más reforzamiento, se muestra a continuación las curvas de capacidad de cada una de ellas:

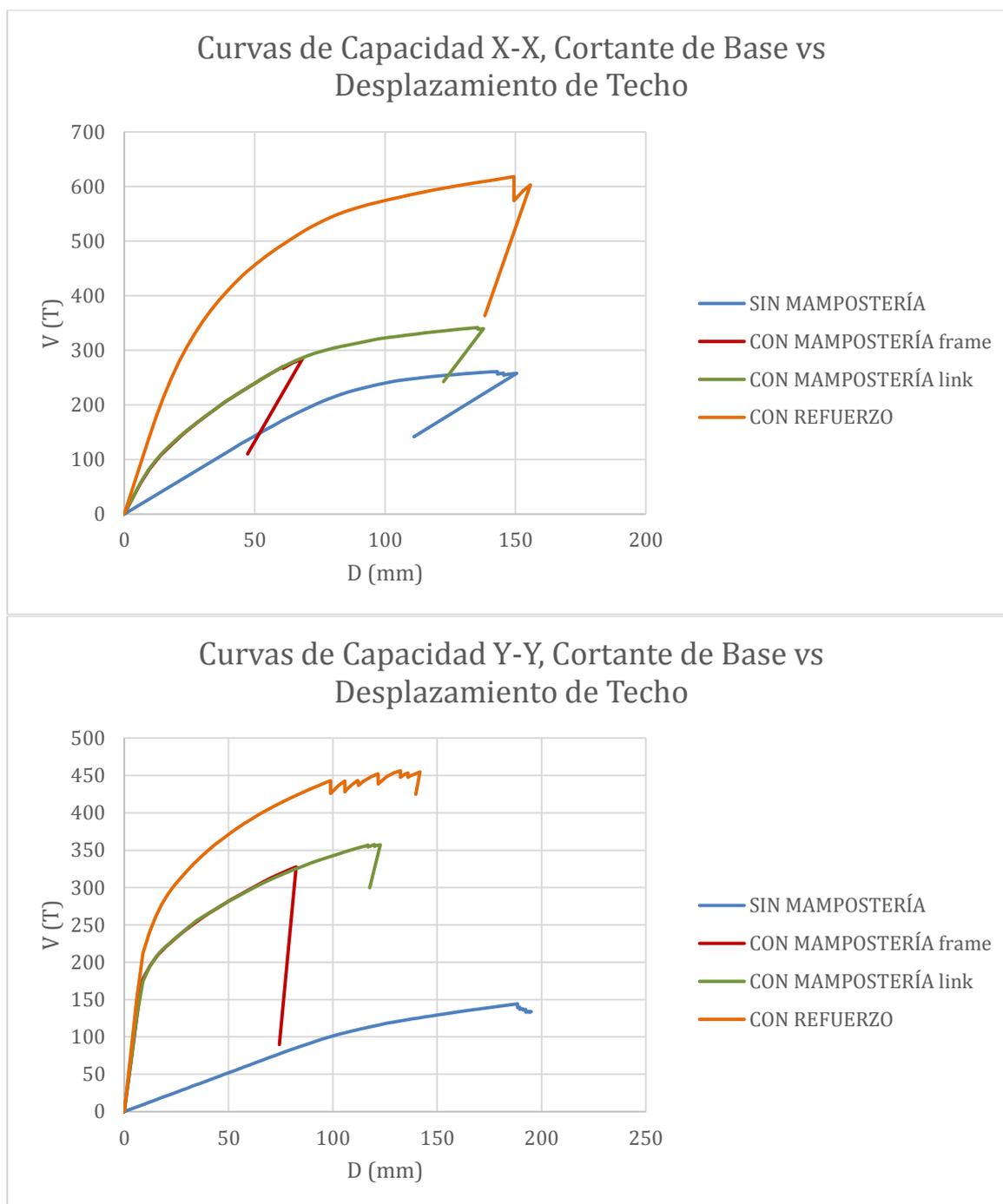


Figura 132 Comparación de curvas de capacidad para 4 diferentes modelos
Fuente: Elaboración Propia

De la figura anterior se puede observar que una vez que el daño en mampostería es avanzado y la pérdida de rigidez es significativa, los pórticos de hormigón armado pasan a resistir la totalidad de la carga y deformación hasta la falla.

Comparando las curvas de capacidad del modelo sin mampostería, con los modelos que incluyen la mampostería, ya sea como frames o links, se puede notar que resulta beneficiosa para la estructura esta incorporación en términos de resistencia, por cuanto la rigidez se ve incrementada notablemente en las dos direcciones, de manera más significativa en el rango lineal que corresponde a la rigidez inicial de la estructura.

En lo que respecta a capacidad de desplazamiento, por el contrario se ve algo disminuida, precisamente debido al incremento de rigidez y la limitación que imponen los puntales para que los marcos se deformen libremente.

Similar situación se puede apreciar cuando se incorporan los refuerzos, la resistencia aumenta considerablemente debido a que la rigidez se incrementa en mayor cantidad; pero también se ve un ligero aumento en el desplazamiento, ya que al incorporar las riostras restringidas contra pandeo que pueden deformarse establemente en compresión y disipar energía, la capacidad global de deformación de la estructura se incrementa.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El método de análisis a partir de vibración ambiental se puede considerar como una aproximación al caso real, ya que las frecuencias y los períodos determinados mediante pruebas de vibración ambiental, están asociados a bajas amplitudes de excitación; en un sismo real con amplitudes mayores, estos parámetros dinámicos pueden variar drásticamente.
- Teniendo en cuenta que las pruebas de vibración ambiental emplean vibraciones de muy baja amplitud, se debe contar con un equipo de alta sensibilidad de forma que todas las frecuencias predominantes y sus respectivas amplitudes puedan ser capturadas en los registros.
- La instrumentación por vibración ambiental se ofrece como una alternativa económica, no permanente y de resultados aproximados dentro del análisis de estructuras en el rango elástico. Por otra parte, la instrumentación permanente constituye una herramienta para medir la respuesta más real en el rango inelástico durante un sismo fuerte, pero siempre su limitación será el costo y mantenimiento.
- El método Peak Picking (PP) en el espectro de Fourier se presenta como una técnica rápida y sencilla para la determinación de los periodos fundamentales de vibración. Mientras más sensibles sean los sensores y más exacta se requiera la respuesta de la estructura en el dominio de la frecuencia, el uso del método de Frequency Domain Decomposition (FDD) puede ser más adecuado.
- El periodo de vibración de una estructura es quizás el parámetro dinámico más importante en un análisis estructural, ya que nos da una primera aproximación del comportamiento en cuanto a resistencia y rigidez, ya sea en el diseño de una estructura nueva como en el reforzamiento o rehabilitación sísmica de una estructura existente.

Disponer de valores medidos permite calibrar modelos estructurales iniciales, especialmente respecto a la contribución de las paredes no estructurales.

- El equipo myRIO de National Instruments que se utilizó en esta ocasión arroja resultados aceptables debido a que se buscó una edificación con ciertas características que permitan evaluar adecuadamente sus propiedades dinámicas, esto es de mediana altura, que se encuentre en ocupación, regular en planta y elevación, no estar adosada y ubicada en una zona de alto tránsito vehicular de todo tipo; sin embargo, para otras mediciones realizadas en edificaciones que no reúnen esas características, los resultados no son compatibles ni consistentes, por lo que para un estudio más a detalle se recomienda realizarlo con sensores de mayor sensibilidad y menor ruido.
- Como se mencionó en la parte de criterios de instrumentación, y aprovechando que ya se encuentra en actualización la NEC, se debería incluir la instrumentación sísmica temporal y permanente en esta norma, ya que nos ayudará a mejorar nuestro entendimiento de las estructuras con la finalidad de refinar los criterios y metodologías de diseño, construcción y reforzamiento así como cuidar de mejor manera nuestras estructuras.
- El filtrado y suavizado de la señal se lo debe realizar con mucho criterio y variando los parámetros, es decir procesar la señal varias veces, ya que se podría perder contenido frecuencial importante.
- Para obtener el periodo fundamental de vibración de una estructura en cada dirección, sería suficiente la instrumentación con un solo sensor en el piso más alto, ya que es el punto de mayores desplazamientos; sin embargo, si el objetivo es la identificación del efecto torsional y de las formas modales, esta configuración ya no es útil y se hace

necesario el uso de un arreglo de sensores que registren de manera simultánea en diferentes puntos de una planta y en varias o todas las plantas de la edificación.

- Si bien la metodología utilizada mediante instrumentación con un solo sensor no permite determinar con precisión la frecuencia de torsión de una estructura, este valor se puede estimar cuando se observa en el espectro resultante dos picos seguidos. De entre los dos, el pico correspondiente a la frecuencia de torsión es aquel con un valor similar en las dos direcciones.
- La mampostería puede alterar significativamente la resistencia, rigidez, ductilidad y amortiguamiento de las edificaciones debido a la marcada interacción pórtico-mampostería. El método puntal diagonal equivalente a compresión es adecuado para evaluar comportamiento global de la estructura pero no el comportamiento local sobre el pórtico, para lo que ya se requieren otros métodos más completos como tri puntal o elementos finitos.
- El modelo de Holmes resulta ser muy sencillo y efectivo para representar la rigidez que aporta la mampostería en la respuesta estructural y de acuerdo al estudio de (Paredes Bernal, 2015), se ajusta muy bien ya que frente a otros métodos es más rígido, lo que de alguna manera representa el aporte del enlucido con mortero en las paredes. Este método es adecuado para la respuesta global de la estructura; sin embargo, no es capaz de reflejar el comportamiento local y evidenciar el daño de los elementos circundantes al panel de mampostería como son vigas y columnas. Para considerar estos efectos se pueden utilizar modelos de puntales equivalentes excéntricos a las vigas y columnas o utilizar elementos finitos.
- Para la estructura en cuestión, no se realizó una verificación de la capacidad resistente de los nudos y tampoco se modeló el comportamiento no lineal de los mismos, pero de

alguna manera se puede anticipar y catalogar a estos efectos como desfavorables, debido a que se tiene la presencia de vigas banda, en donde por lo general la resistencia a cortante del nudo es insuficiente, y por lo tanto, es importante tener claro que la capacidad real de la estructura, expresada mediante la curva de capacidad en términos del cortante de base y del desplazamiento, seguramente es menor que la que se mostró en el presente documento, por cuanto una falla a corte de los nudos es una falla prematura que limitaría la capacidad última de una estructura.

- Tomando en cuenta la filosofía de diseño y verificación por desempeño que ya se viene realizando en varias oficinas de ingeniería de nuestro país, es importante disponer en la NEC de los espectros para diferentes niveles de amenaza sísmica y no solo para el sismo de diseño de 475 años de periodo de retorno, y/o también completar el catálogo de curvas de peligro sísmico para muchas más ciudades del Ecuador que permitan a partir de ellas construir los diferentes espectros elásticos.
- La NEC-15, en su capítulo de Riesgo Sísmico, para la evaluación con fines de rehabilitación sísmica de edificios existentes que no sean considerados esenciales o de ocupación especial, pide una verificación de cuatro diferentes niveles de desempeño ante cuatro diferentes niveles de amenaza sísmica respectivamente; sin embargo, no es clara respecto al nivel o niveles de desempeño que se procura lograr con la edificación reforzada. De forma muy general indica que se debería alcanzar niveles de desempeño para el sismo de diseño y en otra parte menciona que el objetivo básico de seguridad sería seguridad de vida y prevención de colapso para sismos de 475 y 2500 años respectivamente, lo cual en muchos casos y por varias razones conocidas es muy difícil de alcanzar, por lo que la recomendación sería en primer lugar aclarar en la nueva NEC los niveles de desempeño y de amenaza sísmica requeridos para edificios

existentes que sean reforzados y en segundo lugar que estos requerimientos sean menos conservadores como por ejemplo los del (ASCE 41-13, 2013), donde para estructuras existentes luego de su reforzamiento se debe alcanzar los niveles de desempeño de seguridad de vida y prevención de colapso pero para sismos de 225 años y 1000 años respectivamente.

- Según se observó al definir los diferentes niveles de amenaza sísmica a partir de las curvas de peligro de la NEC-15 para la ciudad de Ibarra, éstos probablemente subestiman los espectros de respuesta elásticos siguiendo las indicaciones de esta norma, por lo que se optó por utilizar el sismo de diseño establecido y también el máximo probable como resultado de amplificar las ordenadas espectrales del primero por 1.5; de ahí la importancia de realizar estudios de peligro sísmico de sitio o microzonificación sísmica de las ciudades, con la finalidad de disponer de espectros para diferentes períodos de retorno más cercanos a la realidad, que nos permitan realizar diseño y evaluación estructural de una manera más refinada.
- El Método de los Coeficientes propuesto inicialmente en FEMA 356 y el Método del Espectro de Capacidad del ATC-40, se enfocan en obtener el punto de desempeño de la estructura para una determinada acción sísmica; sin embargo, luego de que muchos ingenieros hicieran uso de los mismos, se recibieron reportes de que frecuentemente arrojaban estimaciones distintas de la demanda de desplazamiento. Por esta razón, a finales del año 2000, FEMA y ATC se unen para la realización de un estudio detallado que investiga las razones por las cuales se presentaban dichas diferencias, lo que resultó en un documento denominado FEMA 440, que incluye las correcciones y mejoras de ambos métodos, y que sobre todo condujeran a un resultado similar.

Por lo tanto se puede concluir que los dos métodos son igual de válidos, además; lo dicho anteriormente se verifica en el presente trabajo, ya que los resultados de demanda de desplazamiento por los dos métodos son bastante cercanos, aunque como se conoce, el Método del Espectro de Capacidad dejó de constar en las normas más actualizadas como ASCE 41, en las cuales el estándar utilizado hasta la fecha es el Método de los Coeficientes.

- De la comparación de los diferentes modelos y de los resultados experimentales obtenidos se concluye que no considerar la influencia de la mampostería implica una menor rigidez y sobrestima el periodo de la estructura, lo que resulta en aceleraciones menores que subestiman el valor de cortante basal. Sería recomendable hacer modelos matemáticos con la inclusión de las paredes utilizando los modelos más simples de puntal diagonal y de esta manera acercarnos más al comportamiento real de la edificación.
- Como se indica en (FEMA 356, 2000), el comportamiento no lineal de una pared está gobernado por una falla a corte, ya sea a tensión diagonal o por adherencia, la que sea menor, mientras que la resistencia a compresión incide directamente en la rigidez.
- Mediante la evaluación de las curvas de capacidad se pudo verificar que la falla de la mampostería se presenta para derivas entre 0.5% y 0.7%, lo cual frente a una deriva global máxima permitida por la norma del 2%, implica mucho daño en la estructura, a nivel de elementos estructurales, no estructurales y más aún en contenidos.
- La presencia de la mampostería resulta beneficiosa para la estructura en términos de incremento de la resistencia y rigidez mientras se encuentra en el rango lineal, pero por sus características descritas con anterioridad, presenta comportamiento no lineal muy rápidamente que termina con la falla de la pared a niveles relativamente bajos de

deformación. Además, esta falla repentina y prematura de las paredes, es en gran medida la causa de la mayor cantidad de víctimas al interior de las edificaciones durante y después de un terremoto, ya que en muchos de ellos se ha podido observar que aunque las paredes han fallado en su totalidad, la estructura aporticada se mantiene intacta o con ligeros daños.

- Otra característica desfavorable de la mampostería usada comúnmente, ya sea de ladrillo o bloque de hormigón, es que incrementa notablemente la masa de la estructura, que se traduce en mayor fuerza inercial y por lo tanto en aumento en el cortante de base, además su limitada capacidad de incursionar en el rango inelástico y los efectos que esto conlleva, deben hacer que nos vayamos alejando de este tipo de mamposterías en zonas de alto peligro sísmico, pasando a otro tipo de alternativas más livianas como por ejemplo paneles de madera, gypsum, steel framing, poliestireno, entre otras, las cuales por sus características mecánicas y de instalación, no interfieren en la respuesta global de la estructura.
- El uso de elementos link para representar los puntales equivalentes de mampostería, permitió capturar el comportamiento combinado pórtico-pared, logrando desenganchar los puntales cuando llegan a su resistencia y deformación axial máxima definida por la deriva impuesta, y de esta manera solucionar el problema que limitaba el pushover a la falla de la mampostería con el uso de elementos frame, dejando ver el comportamiento de vigas y columnas más allá del punto de falla de las paredes.
- La edificación analizada, por su configuración arquitectónica y estructural, se puede considerar como típica no solo de la ciudad de Ibarra sino de muchos lugares del país, por tal razón, es de especial atención los resultados de su evaluación sísmica, que en conclusión, muestran que la estructura no sería capaz de resistir el sismo de diseño

establecido en la NEC-15 y mucho menos si se considera el máximo sismo probable, teniendo un nivel de desempeño de colapso para los dos niveles de amenaza sísmica, situación que preocupa ya que se esperaría un comportamiento similar de la gran mayoría de estructuras en esta ciudad.

- De lo que se conoce, en la ciudad de Ibarra, no existen experiencias anteriores de reforzamiento con riostras restringidas contra pandeo, y muy pocas de reforzamiento con diagonales metálicas tradicionales en estructuras de baja altura, realizados en su mayoría de manera artesanal, con escasos diseños y sin ningún tipo de verificación, por lo que aunque reforzar con riostras contra pandeo es perfectamente aplicable, no se tiene una referencia en cuanto a costos. Las ventajas de estos dispositivos es que aumentan considerablemente la rigidez de la estructura pero también su capacidad de disipar energía plástica mediante una incursión más estable en el rango inelástico debido a su restricción contra pandeo. Las desventajas podrían ser que al ser dispositivos de control patentados, esto se refleja en el costo y además que el diseño final debe ser coordinado con los fabricantes, también que el montaje requiere de mano de obra especializada.

6. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- Anwar, N., A. Sy., J., HtutAung, T., & Rayamajhi, D. (2012). *Performance Based Seismic Design*. Manila.
- ASCE 41-13. (2013). *Seismic evaluation and Retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: ASCE.
- ASCE 41-17. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Aveiga Gaibor, J. G., & Carvajal Valdivieso, J. F. (2018). *Análisis de pérdidas y estimación de daños utilizando la herramienta PACT del FEMA P-58, en una edificación ubicada en la ciudad de Quito*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- Bolton, W. (2006). *Mecatrónica, Sistemas de Control Electrónico en Ingeniería Mecánica y Eléctrica*. Alfaomega.
- Bondarenko Hernández, S. B. (2018). *Análisis Estático No Lineal y Desempeño Estructural*. Centro de Capacitación e Investigación Profesional de Perú .
- Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada*. Barcelona: Departamento de Ingeniería del Terreno, Cartografía y Geofísica.
- Branko, G., Posenato, D., & Inaudi, D. (2007). *Integrity monitoring of old steel bridge using fiber optic distributed sensors based on Brillouin scattering*. John Wiley & Sons.
- Brincker, R., & Ventura, C. (2015). *Introduction to Operational Modal Analysis*. Wiley.
- Bustillos Castro, G. C., & Carangui Moreira, R. A. (2018). *Investigación de interacción entre paredes de mampostería no reforzada y pórticos dúctiles resistentes a flexión*. Guayaquil: Universidad Católica Santiago de Guayaquil.
- Cantieni, R. (2005). Experimental methods used in system identification of civil engineering structures. *In Proceedings of 1st in operational modal analysis conference*, (págs. 249-260).
- Carrillo León, W. J. (11 de Junio de 2009). Estimación de los periodos naturales de vibración de viviendas de baja altura con muros de concreto. *Ciencia e Ingeniería Neogranadina*, 1(19), 39-54.
- Carrillo, J., & González, G. (Julio de 2006). Influencia de la Mampostería No Reforzada en el Comportamiento Inelástico de Pórticos de Concreto. *Dyna*(152), 217-227.

- Castro Falcón, C. S. (2019). *Influencia de la mampostería de relleno en el comportamiento de un pórtico de estructura metálica sometido a carga lateral*. Ambato, Ecuador: Universidad Técnica de Ambato.
- Castro Triguero, R. (2016). Introducción al Análisis Modal Operacional. *Jornada sobre Comportamiento Estructural y Monitorización de Estructuras*. Málaga.
- Chango García, D. A. (2016). *Análisis Teórico Experimental de la Variación del Periodo Fundamental Durante el Proceso de Construcción de un Edificio de Acero*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Dampo Systems S.A. de C.V. (2020). Recuperado el 28 de Abril de 2021, de sitio web de Dampo Systems S.A. de C.V.: <http://www.dampo.com.mx/informacion-tecnica/manual-de-diseno-de-estructuras-equipadas-con-disipadores-histereticos/>
- De Roeck, G., Maeck, J., & Peeters, B. (2000). *Dynamic Monitoring of Civil Engineering Structures*. (M. Papadrakakis, Ed.) Greece: A.S.A.E.O.
- Duarte Bonilla, C., Martínez Chavarría, M., & Santamaria Díaz, J. J. (2017). *Análisis Estático No Lineal (Pushover) del Cuerpo Central del Edificio de la Facultad de Medicina de la Universidad de El Salvador*. San Salvador: Universidad de El Salvador.
- Estrada, Naranjo, & Nienhuys. (1976). *Guía Popular de Construcción Sismorresistente* (Primera Edición ed.). Ecuador: Instituto Ecuatoriano de Normalización (INEN).
- FEMA 274. (1997). *NEHRP COMMENTARY ON THE GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington D.C.: BSSC.
- FEMA 356. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington D.C.: ASCE.
- Fernández Solá, L. R., & Aviles López, J. (2008). Efectos de Interacción Suelo-Estructura en Edificios con Planta Baja Blanda. *Revista de Ingeniería Sísmica*(79), 71-90.
- García Mora Pinto, J. E., Guerrero Bobadilla, H., Cueto Jimenez, F., & Viramontes Heredia, C. (2020). Recomendaciones de modelado de un disipador histerético mexicano. *Revista de Ingeniería Sísmica*.
- Gonzalo, M. J. (2004). *Electrónica de Potencia y Medida. Curso Área de Tecnología Electrónica*. Oviedo, España: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Minas de Oviedo.
- Guillier, B., Chatelain, J.-L., Tavera, H., Perfettini, H., Ochoa, Á., & Herrera, B. (2014). *Establishing Empirical Period Formula for RC Buildings in Lima, Peru: Evidence for the Impact of Both the 1974 Lima Earthquake and the application of the Peruvian Seismic Code on High-Rise Buildings*. Lima: Seismological Research Letters.

- Henao, Á. D., Botero Palacio, J. C., & Muriá Vila, D. (2014). IDENTIFICACIÓN DE PROPIEDADES DINÁMICAS DE UN MODELO ESTRUCTURAL SOMETIDO A VIBRACIÓN AMBIENTAL Y VIBRACIÓN FORZADA EMPLEANDO MESA VIBRADORA. (S. M. Sísmica, Ed.) *Revista de Ingeniería Sísmica*(91), 54-73.
- Hernández, E. (2018). *Diseño por Desempeño Sísmico y Adeuación Estructural de Edificaciones*. Barcelona: Civil Engineering School & Consulting.
- Holmes, M. (1961). *Steel frames with brickwork and concrete infilling* (Vol. 4). Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (16 de Agosto de 2017). Recuperado el 27 de Abril de 2021, de sitio web de Instituto Geofísico-EPN: <https://www.igepn.edu.ec/servicios/noticias/1505-el-terremoto-de-ibarra-del-16-de-agosto-de-1868>
- Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional. (15 de Agosto de 2018). Recuperado el 27 de Abril de 2021, de sitio web de Instituto Geofísico-EPN: <https://www.igepn.edu.ec/interactuamos-con-usted/1623-terremoto-del-16-de-agosto-de-1868>
- Konno, K., & Ohmachi, T. (February de 1998). Ground-Motion Characteristics Estimated from Spectral Ratio between Horizontal and Vertical Components of Microtremor. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 88(1), 228-241.
- Leal Graciano, J. M., Pérez-Gavilán E., J. J., Castorena González, J. H., Reyes Salazar, A., & Barraza Guerrero, M. A. (02 de Julio de 2019). Nuevas expresiones de las NTCM (2017) para el cálculo de la resistencia de muros diafragma de mampostería. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 100.
- Martínez, C. A., Bay, C. O., Palazzo, G. L., Guzmán, M., Roldán, V., Calderón, F., y otros. (8-11 de Noviembre de 2016). Diseño de sistemas de disipación pasiva de energía para rehabilitar construcciones antiguas en zonas sísmicas validado mediante análisis dinámico no lineal. *Mecánica Computacional*, XXXIV, 583-599.
- Moreno, R. (2006). *Evaluación del riesgo sísmico de edificios mediante análisis estático no lineal*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Mosquera Delgado, L. I. (2019). *Monitorización de bajo coste para la evaluación del comportamiento dinámico de estructuras de ingeniería civil bajo condiciones de servicio*. Madrid, España: Universidad Politécnica de Madrid.
- Muriá Vila, D., & González Alcorta, R. (1995). Propiedades dinámicas de edificios de la ciudad de México. *Revista de Ingeniería Sísmica*(51), 25-45.

- Pachano Álvarez, F. (2018). *Determinación de Parámetros Mecánicos para Modelos No Lineales de Mampostería de Relleno en Pórticos de Hormigón Armado obtenidos de manera Experimental*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Paredes Azaña, M. Á. (2016). *Evaluación del Desempeño Sismorresistente de un Edificio destinado a Vivienda en la ciudad de Lima aplicando el Análisis Estático No Lineal Pushover*. Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Paredes Bernal, R. D. (2015). *Influencia de los Elementos No Estructurales en la Respuesta Dinámica de un Edificio. Aproximación Teórica-Experimental*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Parra Yambay, K. G., & Sarango Loachamín, J. B. (2016). *Análisis Estadístico del Periodo Experimental de Vibración en Edificios Aporticados de Hormigón Armado en el Distrito Metropolitano de Quito*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Rauscher, C. (2008). *Fundamentals of Spectrum Analysis* (Sexta ed.). Munchen: Rohde&Schwarz.
- SEAOC. (1995). *Vision 2000 Report about Performance based seismic design of buildings* (Vol. I y II). Sacramento, California: Structural Engineers Association of California.
- sitio web de National Instruments*. (s.f.). Recuperado el Marzo de 2021, de sitio web de National Instruments: <https://www.ni.com/es-cr/support/model.myrio-1900.html>
- Súnico, M. R. (2005). *Análisis Modal Operacional: Teoría y Práctica*. Sevilla: Escuela Superior de Caminos de la Universidad de Sevilla.
- Terán Gilmore, A. (2020). *Presentación de Reforzamiento Estructural en la Maestría en Ingeniería Civil Universidad San Francisco de Quito*. Quito.
- Toledo, V. (2017). *Evaluación del Desempeño Sísmico de Edificios por Medio de la Segunda Generación de la Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño*. Barcelona, España: Comunidad para la Ingeniería Civil.
- Trujillo López, J. M. (2011). *Determinación de Propiedades Dinámicas de Sistemas Físicos empleado Técnicas de Vibración Ambiental*. Medellín, Colombia: Universidad EAFIT.
- Vitale Chiappini, G. C. (2018). *Análisis Dinámica Experimental y Numérico de Pórticos Metálicos a Escala Reducida*. Barcelona, España: Universitat Politècnica de Catalunya.

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO A. 195.

ANEXO A: RUTINA DE MATLAB PARA PROCESAMIENTO DE SEÑALES DE VIBRACIÓN AMBIENTAL

```

% UNIVERSIDAD SAN FRANCISCO DE QUITO
% MAESTRÍA EN INGENIERIA CIVIL
%Luis Fernando Rosero
% 2020-2021
%Rutinas para procesamiento de señales de vibración ambiental

%Cargar archivo de texto de sensores en ventanas de 25 segundos
%Corregir linea base (detrend) y Filtrar (bandpass)
%Aplicar STA/LTA
%Aplicar taper
%Determinar Espectro de Fourier
%Suavizar Konno Ohmachi
%Promediar
%Identificar frecuencias fundamentales

clear all
close all
clc
dt=0.01; %intervalo de muestreo

aa = load('datoy7.txt'); %archivo de texto con señal de origen
aa=9.81*aa;
sz=size(aa);

for m=1:sz(2)

%===== Corrección Línea Base:=====
aac=detrend(aa(:,m));
np = length(aac);
%=====

%===== Filtro Pasa Banda:=====

% m=bandpass(f,[1 20],Fs) %para MATLAB 2018

bpFilt = designfilt('bandpassiir','FilterOrder',20, ...
'HalfPowerFrequency1',1,'HalfPowerFrequency2',20, ...
'SampleRate',100);

dataIn = aac;
dataOut = filter(bpFilt,dataIn);

%=====

%===== Algoritmo de Selección STA/LTA=====

stw=1; %ventana de tiempo corto 1 seg
ltw=30; %ventana de tiempo largo 30 seg
nl=fix(ltw/dt);

```

```

ns=fix(stw/dt);
nt=length(dataOut);
aseries=abs(dataOut);
sra=zeros(1,nt);

for i=nl+1:nt
    sta=mean(aseries(i-ns:i));
    lta=mean(aseries(i-nl:i));
    sra(i)=sta/lta;
end

[k]=find(sra(nl+1:nt)<0.2);
[v]=find(sra(nl+1:nt)>2.5);

if isempty(k)&isempty(v)
    considerar=1;% si
else
    considerar=0;% no
end

%=====

if considerar==1

% ejecuta demás pasos

%===== Tapper Tukey=====

    tap = tukeywin(np,0.05);
    aaf=dataOut.*tap;

%=====

%===== Espectro de Fourier via FFT:

    wny = pi/dt;                % Frecuencia de Nyquist: rad/sec
    [nr,nc] = size(aac);        % columnas and filas del archivo de datos
    nt = nr*nc;
    np = length(aac);
    Tu = (np-1) * dt;
    dw = 2*pi / Tu;            % Intervalo de frecuencia: rad/sec
    %w = 0.00001: dw: nt/2*dw; % vector con frecuencias en rad/sec
    w = 0.00001: dw: nt/2*dw;%0.1
    f = w/(2*pi);              % vector con frecuencias en ciclos/sec
    Amp = dt * abs(fft(aaf));   % calcula la FT del registro
    Amp = Amp(1:length(f));
    pl(:,m)=Amp;

% figure;
% plot( f, Amp ); grid on; hold on;
% xlim([0 25])
% ylim([0 300])
% axis tight; title(['Espectro de Fourier'],'FontSize',16)
% xlabel('Frecuencia f [Hz'],'FontSize',16); ylabel('Amplitud','FontSize',16);

```

```

% =====
%===== Suavizar Konno Ohmachi=====
b=80;
x = Amp;
f_shifted = f/(1+1e-4);
L = length(x);
for i = 1 : L
    if (i ~= 1) && (i ~= L)
        z = f_shifted / f(i);
        w = ((sin(b * log10(z)) / b) ./ log10(z)) .^ 4;
        w(isnan(w)) = 0;
        y(i,m) = (w * x) / sum(w);
    end
clearvars fc
end
y(1,m) = y(2,m);
y(L,m) = y(L-1,m);

else
continue
end

end
%=====

%===== Promedio=====

%obtiene promedio de cada fila y dibuja resultado

y=y';
ind = find(sum(y,2)==0) ;
y(ind,:) = [] ; %elimina ceros
def=mean(y);

tiempo = (dt:dt:dt*length(aa))';
plot(tiempo,aa(:,15));

figure;
plot(f,pl(:,5))
title(['Espectro de Fourier'],'FontSize',16)
xlabel('Frecuencia f [Hz'],'FontSize',16); ylabel('Amplitud','FontSize',16);
grid on;
hold on
figure;
%xlim([1 30]);
semilogx(f,y(:,5)) % o plot
hold on
xlim([1 30]);
semilogx(f,def,'LineWidth',2) % o plot
xlim([1 30]);
figure;
xlim([1 30]);

```

```
semilogx(f,def,'LineWidth',2) % o plot
title(['Espectro Promedio de Fourier'],'FontSize',16)
xlabel('Frecuencia f [Hz'],'FontSize',16); ylabel('Amplitud','FontSize',16);
% dim = [0.3 0.4 0.3 0.3];
% str = {'b=80','BandPass 1Hz a 30Hz'};
% annotation('textbox',dim,'String',str,'FitBoxToText','on');
```

```
grid on;
```

```
%=====
%FIN
```