



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

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

**TEMA: “MODELACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE 1 DEL
CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADOS DE LA
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS - ESPE
USANDO MAMPOSTERÍA TRADICIONAL Y OTROS
MATERIALES DE MENOR FRAGILIDAD Y PESO”**

AUTOR: POVEDA OLMEDO ROMMEL ALEXANDER

DIRECTOR: ING. CAIZA SÁNCHEZ PABLO ENRIQUE. Ph.D

SANGOLQUÍ

2017



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICACIÓN

Certifico que el trabajo de titulación, “**MODELACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE 1 DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADOS DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS - ESPE USANDO MAMPOSTERÍA TRADICIONAL Y OTROS MATERIALES DE MENOR FRAGILIDAD Y PESO**”, realizado por el señor **ROMMEL ALEXANDER POVEDA OLMEDO**, ha sido revisado en su totalidad y analizado por el software anti-plagio, el mismo cumple con los requisitos teóricos, científicos, técnicos, metodológicos y legales establecidos por la Universidad de Fuerzas Armadas ESPE, por lo tanto me permito acreditarlo y autorizar al señor **ROMMEL ALEXANDER POVEDA OLMEDO** para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, Mayo del 2017



Ing. Pablo Caiza Sánchez Ph.D.

Director del Trabajo de Titulación.



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **ROMMEL ALEXANDER POVEDA OLMEDO**, con cédula de identidad N° 172140828-2, declaro que este trabajo titulación **“MODELACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE 1 DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADOS DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS - ESPE USANDO MAMPOSTERÍA TRADICIONAL Y OTROS MATERIALES DE MENOR FRAGILIDAD Y PESO”**, ha sido desarrollado considerando los métodos de investigación existentes, así como también se ha respetado los derechos intelectuales de terceros considerándose en las citas bibliográficas.

Consecuentemente declaro que este trabajo es de mi autoría, en virtud de ello me declaro responsable del contenido, veracidad y alcance de la investigación mencionada.

Sangolquí, Mayo del 2017

Rommel Alexander Poveda Olmedo

C.C. 172140828-2



DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

AUTORIZACIÓN

Yo, **ROMMEL ALEXANDER POVEDA OLMEDO**, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar en la biblioteca Virtual de la institución la presente trabajo de titulación **“MODELACIÓN ESTRUCTURAL DEL BLOQUE 1 DEL CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADOS DE LA UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS - ESPE USANDO MAMPOSTERÍA TRADICIONAL Y OTROS MATERIALES DE MENOR FRAGILIDAD Y PESO”** cuyo contenido, ideas y criterios son de mi autoría y responsabilidad.

Sangolquí, Mayo del 2017

Rommel Alexander Poveda Olmedo

C.C. 172140828-2

DEDICATORIA

A mis padres Jaime y Ligia, quienes con su amor y sacrificio han hecho posible el cumplimiento de una de mis metas, apoyándome incondicionalmente.

A mi hermano Jefferson con quien he compartido gran parte de mi vida y de quien he aprendido mucho.

A mis amados sobrinos, quienes con su inocencia, alegría y travesuras diarias, llenan mi vida de momentos únicos y gratificantes.

A toda mi familia.

Rommel Poveda

AGRADECIMIENTO

A Dios y la Virgen Dolorosa por ser quienes guían mi camino a diario.

A mis padres por su cariño y apoyo incondicional durante toda mi vida.

A la Carrera de Ingeniería Civil de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE, por tener docentes de gran conocimiento y experiencia, en especial al Dr. Pablo Caiza por haberme guiado para desarrollar este trabajo de titulación con éxito.

A mis amigos y a todas las personas que de una u otra manera formaron parte de esta etapa importante de mi vida

Rommel Poveda

ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICACIÓN	ii
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD	iii
AUTORIZACIÓN.....	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
ÍNDICE DE CONTENIDOS	vii
ÍNDICE DE TABLAS	x
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xiii
RESUMEN.....	xvii
PALABRAS CLAVE:	xvii
ABSTRACT.....	xviii
KEY WORDS:.....	xviii
CAPÍTULO 1: GENERALIDADES.....	1
1.1. Introducción	1
1.2. Justificación e Importancia.....	3
1.3. Objetivos.....	5
1.3.1. Objetivo General	5
1.3.2. Objetivos Específicos	5
CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA	7
2.1. Ubicación Geográfica.....	7
2.2. Configuración Estructural.....	8
2.3. Materiales y Secciones	11
2.4. Geometría y Distribución de la Mampostería.....	17
CAPÍTULO 3: CARGAS Y FUERZAS.....	19

3.1. Carga Muerta.....	19
3.2. Carga Viva	19
3.3. Filosofía de Diseño Sismo Resistente	20
3.4. Fuerza Sísmica.....	22
3.4.1. Zona Sísmica	22
3.4.2. Coeficientes de Perfil de Suelo F_a , F_d , F_s	25
3.4.3. Espectro Elástico de Diseño	27
3.4.4. Irregularidad en Planta y Elevación.....	31
3.4.5. Factor de Reducción de las Fuerzas Sísmicas	34
3.4.6. Factor de Importancia de la Estructura	35
3.4.7. Espectro Inelástico de Diseño.....	36
3.4.8. Carga Sísmica Reactiva.....	39
3.4.9. Cortante Basal de Diseño	40
3.4.10. Ajuste del Cortante Basal.....	41
3.5. Límites Permisibles de Derivas de Piso.....	41
CAPÍTULO 4: ENSAYO EN MURETE DE MAMPOSTERÍA.....	44
4.1. Descripción del Ensayo	44
4.2. Prensa de Ensayo	44
4.3. Dimensiones del Murete	45
4.4. Construcción del Murete	45
4.5. Curado del Murete	45
4.6. Edad del Ensayo.....	45
4.7. Procedimiento del Ensayo	46
4.8. Limitaciones del Ensayo	46
4.9. Resultados del Ensayo	47

CAPÍTULO 5: MODELOS MATEMÁTICOS	52
5.1. Modelo sin Mampostería.....	52
5.1.1. Resultados	56
5.2. Modelo Incluido Mampostería.....	63
5.2.1. Resultados	64
5.2.2. Torsión en Planta	70
5.2.3. Análisis de Historia en el Tiempo	77
5.2.4. Esfuerzos Perpendiculares al Plano.....	89
5.3. Modelo con Diagonales Equivalentes	92
5.3.1. Resultados	101
5.3.2. Esfuerzos Dentro del Plano.....	103
5.4. Alternativas con Materiales de Menor Fragilidad y Peso	105
5.4.1. Sistema Constructivo Steel Framing	106
5.4.2. Sistema Constructivo Molecule	115
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	125
REFERENCIAS	130
ANEXOS	133
Anexo 1	133

Tabla 23. Porcentaje de participación de la masa.	53
Tabla 24. Ejes en sentido X.....	55
Tabla 25. Ejes en sentido Y.....	55
Tabla 26. Desplazamientos máximos modelo sin mampostería.....	58
Tabla 27. Derivas de piso modelo sin mampostería.....	58
Tabla 28. Modos de vibración modelo sin mampostería.	59
Tabla 29. Características de la mampostería	63
Tabla 30. Desplazamientos máximos modelo incluido mampostería.	66
Tabla 31. Deriva de piso modelo incluido mampostería.	66
Tabla 32. Modos de vibración modelo incluido mampostería.....	67
Tabla 33. Coordenadas del centro de masas por piso de la estructura.....	74
Tabla 34. Coordenadas del centro de rigidez por piso de la estructura.....	75
Tabla 35. Excentricidades por cada piso.....	76
Tabla 36. Momento torsional por planta	77
Tabla 37. Registro de aceleraciones máximas para cada componente.	80
Tabla 38. Derivas de piso del análisis de historia en el tiempo para cada estación sismográfica.....	86
Tabla 39. Máximo valores de historia en el tiempo.....	89
Tabla 40. Esfuerzos perpendiculares en pared interior y exterior.....	92
Tabla 41. Datos generales para determinar ancho de puntal.....	97
Tabla 42. Procedimiento para determinar un puntal equivalente promedio. 98	
Tabla 43. Deriva de piso modelo con diagonales equivalentes.....	103
Tabla 44. Elementos de acero que conforman el entramado de paneles..	109
Tabla 45. Derivas de piso estructura con sistema Steel Framing.....	112

Tabla 46. Modos de vibración de la estructura con sistema Steel Framing.....	113
Tabla 47. Máximas aceleraciones por piso del sistema Steel Framing.	115
Tabla 48. Elementos para la conformación del sistema Molecule	118
Tabla 49. Derivas de piso estructura con sistema Molecule.....	121
Tabla 50. Modos de vibración de la estructura con sistema Molecule.....	122
Tabla 51. Máximas aceleraciones por piso del sistema Molecule.	124
Tabla 52. Máximos desplazamiento del aislador para cada tipo de análisis.	126
Tabla 53. Derivas de piso, períodos y pesos totales de los modelos realizados.....	127
Tabla 54. Puntos de curva esfuerzo – deformación de espécimen 1.	133
Tabla 55. Puntos de curva esfuerzo – deformación de espécimen 2.	134
Tabla 56. Puntos de curva esfuerzo – deformación de espécimen 3.	135
Tabla 57. Puntos de curva esfuerzo – deformación de espécimen 4.	136
Tabla 58. Puntos de curva esfuerzo – deformación promedio.	136

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Bloques estructurales del Centro de Investigación y Posgrados de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE.	7
Figura 2. Ubicación geográfica del Centro de Investigación y Posgrados de UFA-ESPE.	8
Figura 3. Distribución de ejes en planta del piso 2 (9.88 m).	9
Figura 4. Vista en elevación del pórtico H.	10
Figura 5. Esquema tridimensional de la estructura analizada.	10
Figura 6. Distribución de vigas en planta del piso 2 (9.88 m).	12
Figura 7. Aislador FPS de tercera generación.	13
Figura 8. Sección típica de aislador FPT.	14
Figura 9. Geometría del aislador FPT8833/12-12/8-6.	15
Figura 10. Geometría y pesos de bloques comerciales.	17
Figura 11. Distribución general de la mampostería.	18
Figura 12. Esquema de acción de fuerzas sísmicas laterales.	22
Figura 13. Zonas sísmicas para valores de factor de zona Z.	23
Figura 14. Espectro elástico de aceleraciones.	27
Figura 15. Espectro elástico de diseño.	31
Figura 16. Espectro inelástico de diseño.	39
Figura 17. Murete elaborado previo al ensayo.	46
Figura 18. Esfuerzo – deformación de muretes ensayados.	50
Figura 19. Módulo de elasticidad promedio experimental.	50
Figura 20. Agrietamiento en murete de mampostería.	51
Figura 21. Modelo estructural sin mampostería.	55
Figura 22. Geometría en planta de la estructura.	56

Figura 23. Desplazamientos en el sentido X modelo sin mampostería.....	57
Figura 24. Desplazamientos en el sentido Y modelo sin mampostería.....	57
Figura 25. Primero modo de vibrar modelo sin mampstería.	61
Figura 26. Segundo modo de vibrar modelo sin mampostería.....	61
Figura 27. Tercer modo de vibrar modelo sin mampostería.....	62
Figura 28. Modelo estructural incluida mampostería.....	64
Figura 29. Desplazamientos en el sentido X modelo incluido mampostería.....	65
Figura 30. Desplazamientos en el sentido Y modelo incluido mampostería.....	66
Figura 31. Primer modo de vibrar modelo incluida mampostería.....	68
Figura 32. Segundo modo de vibrar modelo incluido mampostería.	68
Figura 33. Tercer modo de vibrar modelo incluida mampostería.	69
Figura 34. Volteo de paredes no ancladas.....	70
Figura 35. Vista en planta PB.....	71
Figura 36. Vista en planta piso 1.....	72
Figura 37. Vista en planta piso 2.....	72
Figura 38. Vista en planta piso 3.....	73
Figura 39. Vista en planta piso 4.....	73
Figura 40. Esquema de excentricidad.....	76
Figura 41. Distribución espacial de la Red Nacional de Acelerógrafos y de la Red de OCP.....	79
Figura 42. Registro de aceleración depurado de Manta, componente E. ...	81
Figura 43. Acelerograma de la estación EPNL-E.....	82
Figura 44. Escalamiento de registro de aceleraciones de la estación EPNL-E.....	83

Figura 45. Historia de desplazamientos en la planta baja de la estructura sentido X.....	84
Figura 46. Historia de desplazamientos en la planta baja de la estructura sentido Y.....	85
Figura 47. Historia de aceleraciones del piso 1.....	86
Figura 48. Historia de aceleraciones piso 4.....	87
Figura 49. Historia de velocidades piso 1.....	87
Figura 50. Historia de velocidades piso 4.....	87
Figura 51. Historia de desplazamientos piso 1.....	88
Figura 52. Historia de desplazamientos piso 4.....	88
Figura 53. Esfuerzos perpendiculares pared exterior, base aislada.....	90
Figura 54. Esfuerzos perpendiculares pared exterior, base empotrada.....	90
Figura 55. Esfuerzos perpendiculares pared interior, base aislada.....	91
Figura 56. Esfuerzos perpendiculares pared interior, base empotrada.....	91
Figura 57. Modelo con mampostería separada.....	93
Figura 58. Esfuerzos dentro del plano en vano tipo.....	94
Figura 59. Modelo matemático tipo del puntal a compresión.....	94
Figura 60. Propiedades geométricas del puntal equivalente.....	96
Figura 61. Modelo estructural colocado diagonales equivalentes.....	101
Figura 62. Desplazamientos en el sentido X modelo con diagonales equivalentes.....	102
Figura 63. Desplazamientos en el sentido Y modelo con diagonales equivalentes.....	102
Figura 64. Fuerzas axiales.....	103
Figura 65. Fuerzas cortantes.....	104

Figura 66. Agrietamiento y desprendimiento de mampostería en el sismo de Manabí de 2016.....	105
Figura 67. Sistema constructivo Steel Framing.....	107
Figura 68. Edificio residencial de varios pisos.	108
Figura 69. Distribución de elementos del entramado Steel Framing eje 7.	110
Figura 70. Distribución total del sistema Steel Framing en la estructura...	110
Figura 71. Desplazamientos en el sentido X modelo sistema Steel Framing.....	111
Figura 72. Desplazamientos en el sentido Y modelo sistema Steel Framing.....	112
Figura 73. Historia de aceleraciones en pared interior del primer piso.	114
Figura 74. Historia de aceleraciones en pared exterior del cuarto piso.....	114
Figura 75. Estructura residencial con sistema Molecule.	117
Figura 76. Detalle de nudo del sistema Molecule.....	117
Figura 77. Distribución de elementos del sistema Molecule eje 7.....	119
Figura 78. Distribución total del sistema Molecule en la estructura.....	119
Figura 79. Desplazamientos en el sentido X modelo sistema Molecule....	120
Figura 80. Desplazamientos en el sentido X modelo sistema Molecule....	121
Figura 81. Historia de aceleraciones en pared interior del primer piso.	123
Figura 82. Historia de aceleraciones en pared exterior del cuarto piso.....	123

RESUMEN

Debido a las catástrofes producidas en varias ciudades del país y del mundo producto de los terremotos, es necesario estudiar nuevas alternativas de diseño estructural y el comportamiento de la mampostería en ellas. Inicialmente se determina experimentalmente la resistencia fundamental a la compresión y el módulo de elasticidad de la mampostería tradicional conformada por bloques huecos de hormigón y mediante la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-MP (2015). Fundamentalmente se desarrollan modelos lineales elásticos con elementos finitos en la mampostería de relleno de una estructura aporticada con sistema de aislación de base y se optimizan para simular puntales a compresión de acuerdo a la metodología del FEMA 356 (2000). Se estudia el comportamiento de la estructura incluida mampostería mediante un análisis lineal paso a paso en el tiempo. Se desarrollan modelos lineales elásticos con alternativas de menor fragilidad y peso en el diseño de paredes como el sistema constructivo Steel Framing y el sistema constructivo Molecule. Se compara el desempeño de la estructura que tiene mampostería tradicional con los sistemas alternativos de menor fragilidad y peso y se elige el mejor sistema aplicable a nuestro medio que brinde un óptimo comportamiento ante cargas sísmicas.

PALABRAS CLAVE:

MAMPOSTERÍA

MÓDULO DE ELASTICIDAD

PUNTALES A COMPRESIÓN

ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO

HISTORIA EN EL TIEMPO

ABSTRACT

Due to the catastrophes produced in several cities of the country and the world caused by earthquakes, it is necessary to study new structural design alternatives and the behavior of the masonry in them. Initially, the fundamental resistance to compression and the modulus of elasticity of the traditional masonry formed by concrete hollow blocks are experimentally determined and by the Ecuadorian Construction Norm NEC-SE-MP (2015). Fundamentally, elastic linear models with finite elements were developed in the filling masonry of a frame structure with base isolation system that is optimized to simulate compression struts according to FEMA 356 (2000) methodology. The behavior of the structure including masonry was studied through a nonlinear time history analysis. Elastic linear models were developed with alternatives of less fragility and weight in the design of walls such as the Steel Framing construction system and the Molecule construction system. It compares the performance of the structure that has traditional masonry with the alternative systems of lower fragility and weight and chooses the best system applicable to our environment that provides an optimal behavior to seismic loads.

KEY WORDS:

MASONRY

MODULUS OF ELASTICITY

COMPRESSION STRUTS

LINEAR ELASTIC ANALYSIS

TIME HISTORY

CAPÍTULO 1: GENERALIDADES

1.1. Introducción

Ecuador forma parte de Cinturón de Fuego del Pacífico, siendo ésta una de las zonas con mayor actividad sísmica del planeta y que recientemente ha vuelto a registrar sismos de magnitudes superiores a 7.0 Mw. Sismos que además se caracterizan por generar tsunamis que producen cuantiosas pérdidas humanas y materiales. La historia del Ecuador se ha visto afectada por grandes terremotos, resultado del desplazamiento entre dos placas tectónicas, la placa de Nazca (Oceánica) que se sumerge bajo la placa Sudamericana (Continental). Éste es el fenómeno que dio origen al terremoto más fuerte registrado en Ecuador, con epicentro en Esmeraldas, el 31 de enero de 1906 de magnitud 8.8 Mw y el sexto más fuerte a nivel mundial. (Singaucho, Laurendeau, Viracucha, & Ruiz, 2016).

Otros sismos importantes son:

- Manabí, 14 de mayo de 1942, magnitud 7.8 Mw.
- Costa norte de Ecuador y Colombia, 19 de Enero de 1958, magnitud 7.8 Mw.
- Zona fronteriza de Ecuador y Colombia, 12 de diciembre de 1979, magnitud 8.1 Mw.
- Manabí, 16 de abril de 2016, magnitud 7.8 Mw.

Como producto de los terremotos de gran magnitud se originan réplicas que se definen como sismos de menor magnitud. De acuerdo a la información disponible en el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, el sismo principal del 7.8 Mw del 16 de abril de 2016 registró 3075 réplicas hasta el 25 de diciembre de 2016, con magnitudes que varían entre 3.5 y 6.1 Mw. Los datos indican que las réplicas registradas por la red sísmica nacional tuvieron una profundidad focal menor al del sismo principal de 20 Km.

Debido a las catástrofes producidas en varias ciudades del país y del mundo producto de los terremotos, es necesario realizar un análisis y diseño sísmico resistente de las estructuras, de forma que sean capaces de salvaguardar la integridad y vida de sus ocupantes.

En los terremotos producidos en la Costa ecuatoriana se confirmaron varias lecciones, entre ellas la de construir con materiales de menor fragilidad y peso, que además de reducir el peso total de la estructura y por ende disminuir la afectación sísmica, evita que se pierdan vidas humanas ante desprendimientos o agrietamiento de los materiales.

Generalmente los terremotos no atentan contra la vida humana, lo que atenta contra la vida humana son las estructuras mal diseñadas o demasiados pesadas, incapaces de brindar seguridad a sus ocupantes, por ello la necesidad de analizar el comportamiento del material que conforman los elementos no estructurales, entre ellos la mampostería tradicional conformada por bloques huecos de hormigón unidos mediante mortero.

Es fundamental el estudiar el desempeño estructural en sistemas alternativos constructivos de paredes livianas, entre ellos el sistema Steel Framing y el sistema Molecule, su geometría y disposición para conformar paneles que dividan ambientes.

Además nótese que inclusive en países vecinos como Perú, Colombia, Chile, se ha apostado a construcciones seguras y rápidas que pretenden aumentar el rendimiento, reducir costos y tiempos de trabajo; se hace por tanto cada vez más frecuente encontrar edificaciones construidas con sistemas alternativos de paredes aligeradas y cielos rasos a base de materiales livianos como el Gypsum, recubrimientos con láminas de yeso o fibrocemento.

Algunas de las ventajas de utilizar estos materiales son: rapidez, fácil instalación, bajo peso, fácil manipulación, mínimos desperdicios, máxima limpieza y en algunos casos participación conjunta como elemento estructural.

1.2. Justificación e Importancia

El riesgo en América del Sur propone diversos desafíos para los profesionales de la ingeniería estructural, responsables del diseño, planificación, organización, ejecución y control del proyecto. La zona sudamericana constituye una de las regiones sísmicas más peligrosas alrededor del planeta ya que la zona de subducción domina el riesgo de terremoto en las costas de los países como Colombia, Perú, Chile y Ecuador.

El proyecto de Evaluación de Riesgos de América del Sur, South America Risk Assessment (SARA) es el proyecto que evalúa el riesgo de terremotos en el continente, ha tomado lugar en países como Perú, Colombia, Chile y Ecuador, brindando una metodología de estimación de riesgo físico ante sismo, vulnerabilidad social y económica apropiada que engloba varios parámetros de evaluación.

$$\text{Riesgo Físico} = \text{Amenaza} * \text{Exposición} * \text{Vulnerabilidad Física}$$

En la expresión anterior es importante destacar ciertos aspectos definidos por SARA como:

Vulnerabilidad física, misma que se define como la clase de construcción existente, en la región de estudio que determinan las características estructurales, además de la calidad de los materiales empleados y el sistema de resistencia de cargas laterales como las predominantes para la medición de la vulnerabilidad física y rendimiento esperado.

La vulnerabilidad social, destaca el desarrollo de indicadores como: desarrollo comercial e industrial, status socioeconómico, estructuración familiar, servicios médicos, etc. Los cuales se enfocan en mostrar los diferentes niveles de vulnerabilidad social y resiliencia que se traduce como la capacidad del ser humano a reponerse mentalmente de manera oportuna y eficaz después de un evento traumático.

La exposición, es la condición de desventaja debido a la localización o ubicación geográfica de la edificación que se encuentra expuesta al riesgo.

La amenaza, es un factor externo de riesgo que puede ser de origen natural o de origen antrópico (ocasionado por el hombre) y puede ocasionar la muerte, lesiones u otros impactos a la salud, al igual que daños a la propiedad, pérdida de bienes y servicios además de afectaciones ambientales. (South America Risk Assessment, 2017).

Adicionalmente SARA promueve el cálculo del impacto directo de un terremoto bajo la siguiente expresión:

$$R_t = R_f (1 + F)$$

Donde “ R_t ” es el índice total de riesgo por terremoto, “ R_f ” es el índice de riesgo físico, y “ F ” es el índice de fragilidad social determinado por medio de la vulnerabilidad social. (South America Risk Assessment, 2017).

Es decir, la probabilidad de exceder unas consecuencias sociales y económicas durante un período de tiempo dado. (Cardona, 1991).

La mayor parte del territorio ecuatoriano se encuentra ubicado en una zona de alta peligrosidad sísmica, por lo que es necesario implementar técnicas de modelamiento y construcción de estructuras sismo resistentes, por ejemplo, con materiales alternativos livianos y de menor fragilidad para salvaguardar la integridad de sus habitantes.

Adicionalmente, las estructuras aporticadas metálicas son relativamente muy flexibles lo que se contrapone a la rigidez de las mamposterías tradicionales. Efectivamente, en el caso de cargas sísmicas, la mampostería tradicional no es capaz de seguir las deformaciones de la estructura metálica y se rompe con facilidad.

Sustituir la construcción tradicional por un sistema alternativo liviano no es tarea fácil, es una labor que debe recomendarse y aplicarse por los ingenieros estructurales, quienes al conocer el comportamiento del sistema tradicional y sus afecciones, están en el deber promover el uso de materiales livianos y de aplicar correctamente la normativa nacional e internacional vigente, con el fin de convertirse en una opción de construcción moderna y se puedan desarrollar nuevas investigaciones que fortalezcan y complementen las ya existentes.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

- Verificar el comportamiento estructural del Bloque 1 del Centro de Investigación y Posgrados de la Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE usando mampostería tradicional y otros materiales de menor fragilidad y peso, haciendo énfasis en las propiedades estructurales de sus componentes y siguiendo los requerimientos de la NEC 15.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Determinar las propiedades estructurales más adecuadas de los materiales constituyentes de mampostería.
- Elaborar un modelo estructural conformado por mampostería tradicional y evaluar sus resultados ante diferentes tipos de cargas sísmicas.

- Elaborar un modelo estructural equivalente de la mampostería tradicional con elementos tipo frame, siguiendo la metodología del puntal a compresión establecido en el FEMA 356 (2000).
- Desarrollar al menos dos modelos estructurales con alternativas de menor fragilidad y peso en la construcción de paredes.
- Determinar la mejor alternativa de modelamiento, diseño y construcción de paredes en base a su comportamiento estructural.

CAPÍTULO 2: DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

2.1. Ubicación Geográfica



Figura 1. Bloques estructurales del Centro de Investigación y Posgrados de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE.

La estructura analizada en el presente proyecto es el Bloque 1 del Centro de Investigación y Posgrado de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, parroquia Sangolquí, cantón Rumiñahui, provincia Pichincha.

En la Figura 2 se encuentra la ubicación del Centro de Investigación y Posgrados de la Universidad de las Fuerzas Armadas - ESPE. Las coordenadas geográficas en las cuales se encuentra el proyecto se indican en la Tabla 1.



Figura 2. Ubicación geográfica del Centro de Investigación y Posgrados de UFA-ESPE.

Fuente: Google Earth, 2016.

Tabla 1.

Coordenadas de ubicación del proyecto.

Punto	Latitud	Longitud	Altitud
1	0°19'6.01"S	78°26'50.58"O	2493 msnm
2	0°19'6.09"S	78°26'48.52"O	2492 msnm
3	0°19'8.49"S	78°26'50.83"O	2492 msnm
4	0°19'8.56"S	78°26'48.73"O	2492 msnm

2.2. Configuración Estructural

La estructura tiene una configuración regular en elevación pero irregular en planta, siendo una estructura de cuatro pisos, con una altura de entrepiso de 4.94 metros, luces de vanos entre 4 metros y 13 metros.

Además tiene un sistema de aislación en la base que corresponden a aisladores de triple péndulo de fricción. La distribución de ejes de la estructura se indica en la planta tipo de la Figura 3. Una vista tipo en elevación de uno de los pórticos se indica en la Figura 4. La Figura 5 representa una vista en tres dimensiones de la estructura analizada.

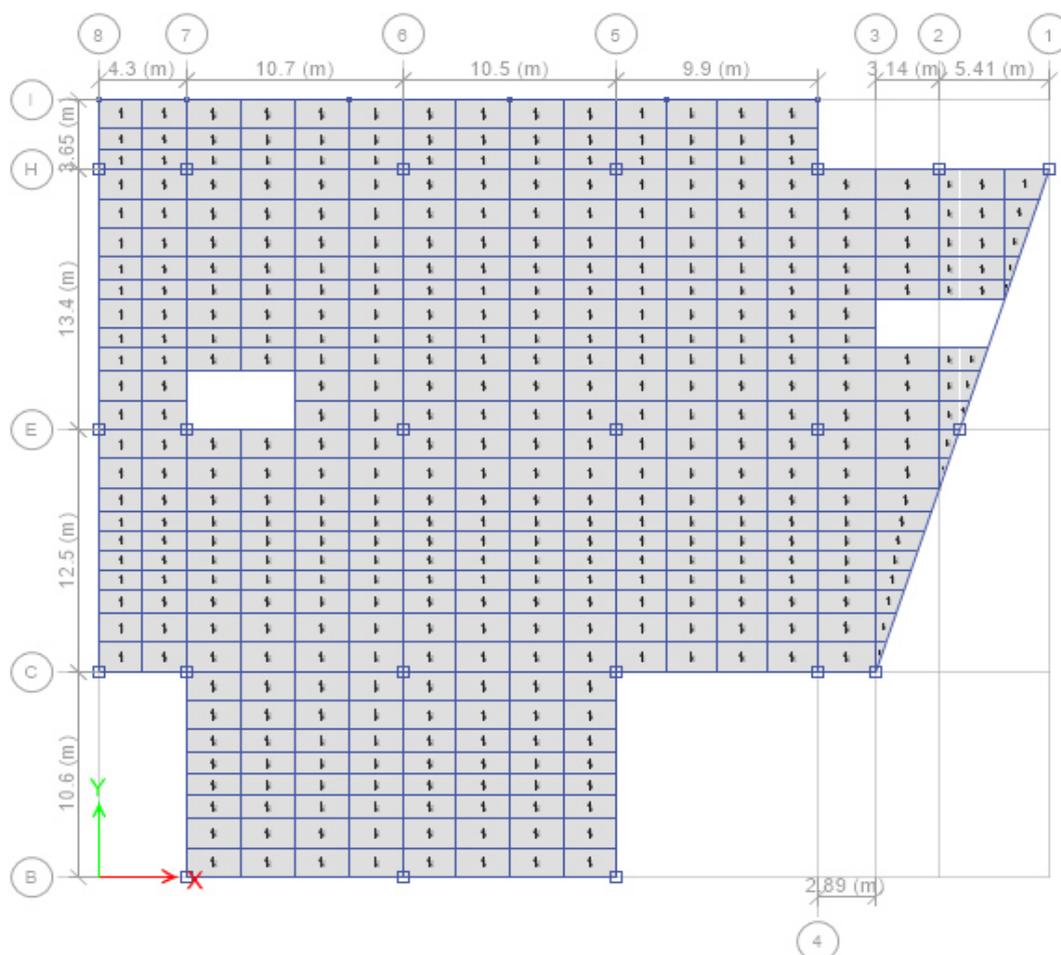


Figura 3. Distribución de ejes en planta del piso 2 (9.88 m).

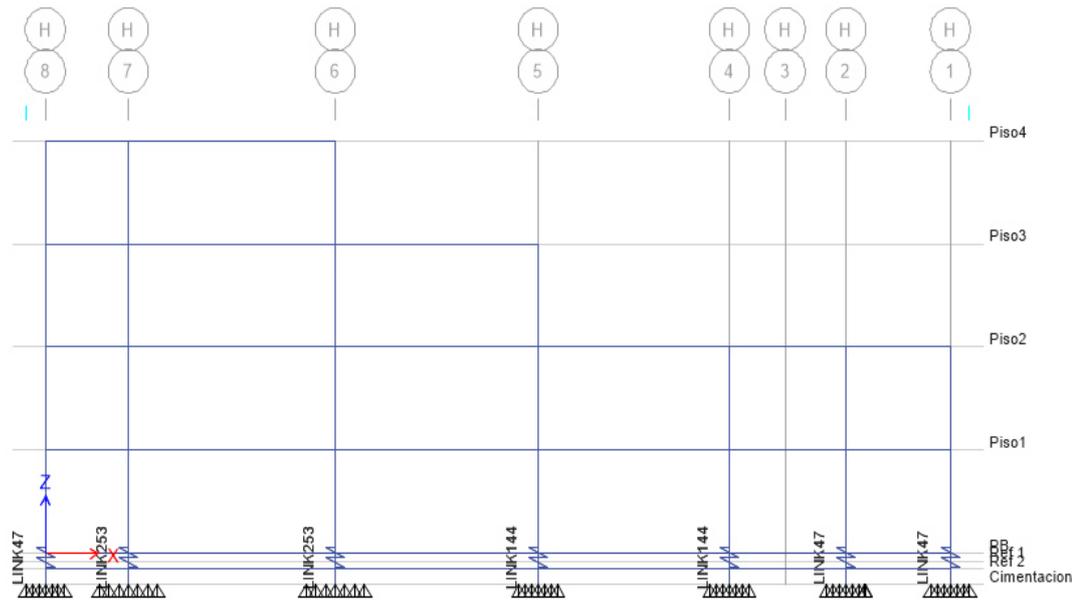


Figura 4. Vista en elevación del pórtico H.

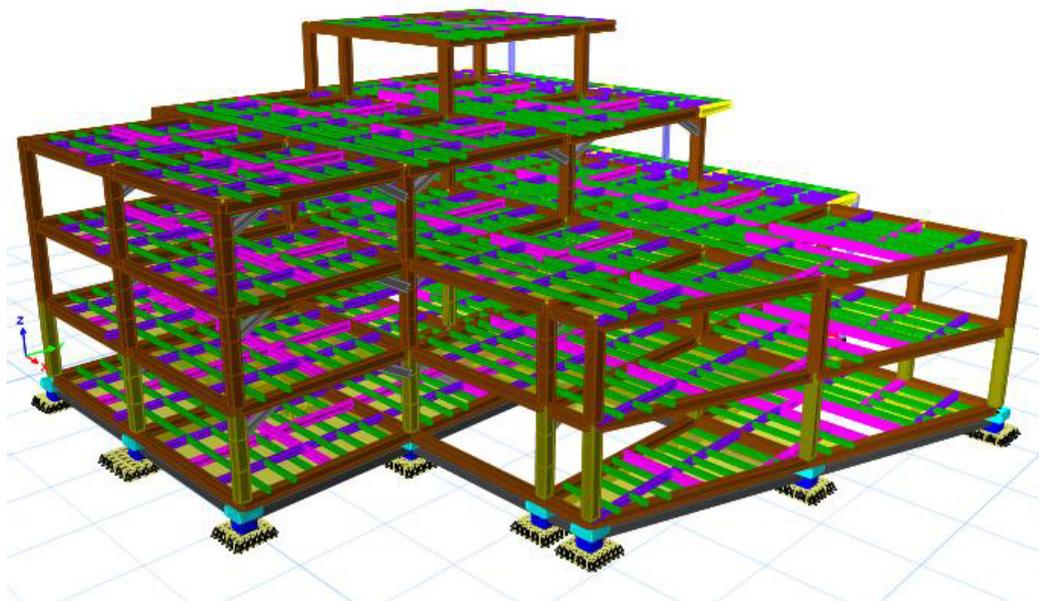


Figura 5. Esquema tridimensional de la estructura analizada.

2.3. Materiales y Secciones

Los materiales empleados en la construcción del Bloque 1 del Centro de Investigación y Posgrados de la Universidad de las Fuerzas Armadas – ESPE, corresponden a un hormigón de $f'c=140$ kgf/cm² para replantillos de plintos y cadenas de cimentación y un hormigón de $f'c=210$ kgf/cm² para plintos, cadenas, pedestales y losas de la placa colaborante. Para la conformación del hormigón armado se emplea acero de refuerzo en barras corrugadas de $f_y=4200$ kgf/cm².

Para la conformación de columnas, vigas y viguetas se emplea acero estructural ASTM A-572 grado 50, con un límite de fluencia mínimo de 3500 kgf/cm² y un esfuerzo de tracción último de 4570 kgf/cm². Siendo un acero de alta resistencia es utilizado principalmente en puentes, torres de energía, torres para comunicación, edificaciones empernadas o soldadas.

Según especificaciones técnicas se emplea soldadura tipo 6011 en filete corrido para la conformación de vigas de acuerdo a la normativa AWS.

Las vigas principales están conformadas por perfiles tipo I de dimensiones en milímetros 550x300x25x12.

Las vigas secundarias de igual manera son perfiles tipo I. Se tiene dos tipos de vigas secundarias:

- Tipo 1 de: 300x150x10x10.
- Tipo 2 de: 400x200x15x12.

Se tiene dos tipos de vigas acarteladas en voladizo:

- Tipo 1: 550x300x25x12 a 300x300x25x12.
- Tipo 2: 400x200x15x12 a 200x200x15x12.

Vigas terciarias o viguetas de dimensiones 200x100x6.

La Figura 6 indica la distribución de vigas en la planta tipo de la estructura con su correspondiente simbología.

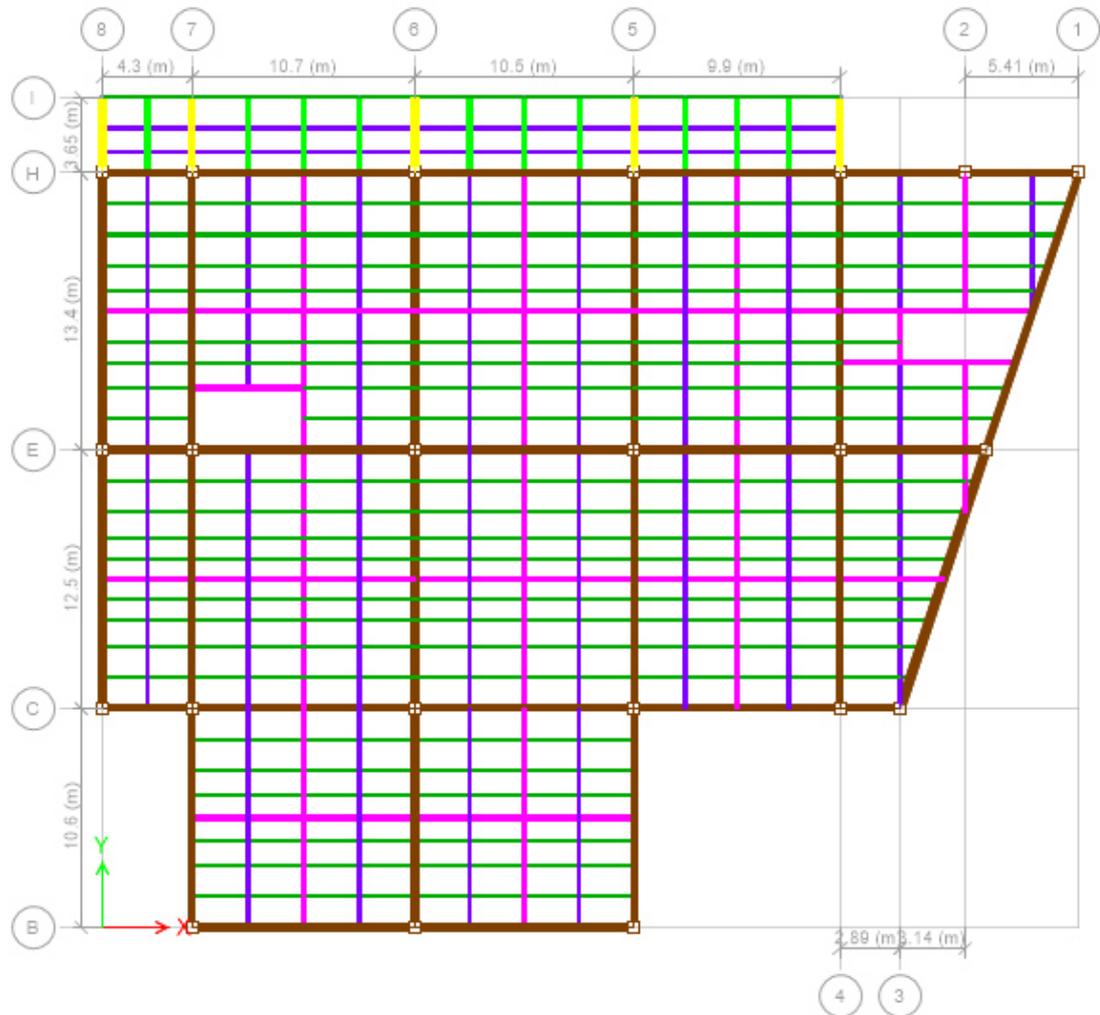


Figura 6. Distribución de vigas en planta del piso 2 (9.88 m).

- Viga principal de: 550x300x25x12.
- Viga secundaria tipo 1 de: 300x150x10x10.
- Viga secundaria tipo 2 de: 400x200x15x12.
- Viga acartelada tipo 1 de: 550x300x25x12 a 300x300x25x12.
- Viga acartelada tipo 2 de: 400x200x15x12 a 200x200x15x12.
- Vigas terciarias de 200x100x6.

En cuanto a las columnas están conformados por perfiles cuadrados tipo O que tienen dimensiones 550x550x20 y columnas de menor dimensión del mismo tipo colocada en los volados de 200x200x3.

La cimentación está conformado por plintos aislados que varían, de acuerdo a las cargas que reciben de toda la estructura, desde 2.0 x 2.0 m a 3.0 x 3.0 m, con una altura de zapata de 0.50 m en todos los casos.

Hay pedestales de hormigón armado sobre todos los plintos de 0.80 x 0.80 m. Además hay cadenas de cimentación que unen los pedestales, de dimensiones 0.30 x 0.40 m. Sobre estos elementos se coloca un sistema de aislación sísmica con aisladores FPS (Frictional Pendulum System) de tercera generación como se indica en la figura 7.



Figura 7. Aislador FPS de tercera generación.

Se ha colocado un solo tipo de aislador en la base de las columnas de toda la estructura, a sabiendas de que por la variación de las cargas de los elementos estructurales, se podía colocar tres diferentes tipos de aisladores. Lo anterior hubiera implicado elaborar tres matrices diferentes y ensayar cada tipo de aislador por parte del fabricante, esto a su vez hubiera elevado el costo de los mismos. Finalmente se colocó un solo tipo de aislador, aunque en algunos casos sobre dimensionado. (Constantinou, Aguiar, Morales, & Caiza, 2016).

Antes de indicar la geometría del aislador FPT que se colocó en la estructura, es de suma importancia indicar la nomenclatura general correspondiente en la Figura 8, en la que principalmente se describen cuatro placas de radios R_i y coeficientes de fricción μ_i con alturas h_i .

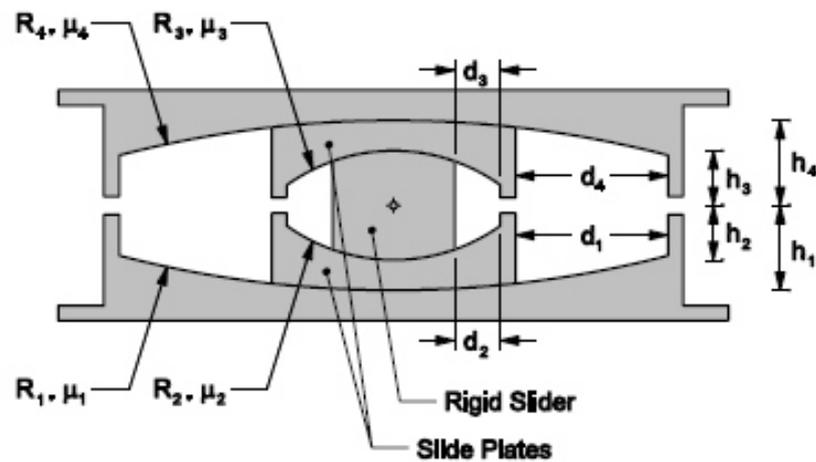


Figura 8. Sección típica de aislador FPT.

Fuente: (Fenz & Constantinou, 2007)

El aislador FPT tiene doce propiedades geométricas, en el que se presentan algunas igualdades, tal que $R_1 = R_4$ y $R_2 = R_3$; de igual manera se tiene $h_1 = h_4$ y $h_2 = h_3$; y los desplazamientos $d_1 = d_4$ y $d_2 = d_3$. El coeficiente de fricción de las placas exteriores es igual, no así el de las placas interiores. Estas son las características del aislador FPT8833/12-12/8-6 colocado en la estructura analizada, su geometría se indica en la Figura 9. (Constantinou, Aguiar, Morales, & Caiza, 2016).

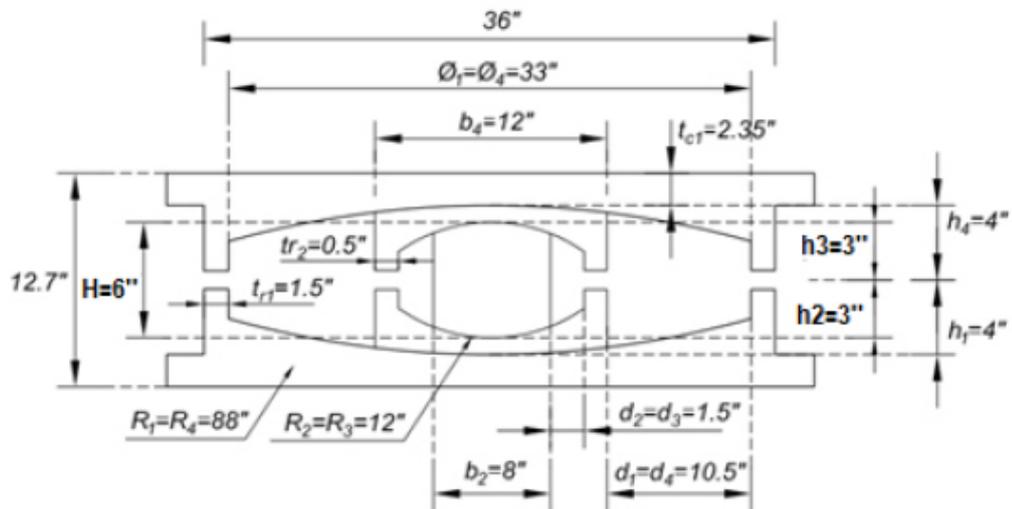


Figura 9. Geometría del aislador FPT8833/12-12/8-6.

Fuente: (Aguiar & Morales, 2016)

La nomenclatura utilizada por EPS (Earthquake Protection System) para identificar los aisladores es la siguiente: **FPT $R_1\phi_1/b_4-R_2/b_2-H$** .

Donde:

- $R_{1,2}$: radios de las placas 1 y 2.
- ϕ_1 : diámetro de las superficies cóncavas 1 y 4.
- b_4 : diámetro del aislador interior.
- b_2 : diámetro del deslizador rígido.
- H : altura interior del deslizador rígido.

Tabla 2.

Geometría del aislador FPT8833/12-12/8-6.

Descripción	Nomenclatura	Dimensiones	
		pulg	cm
Radio de curvatura placas 1 y 4	$R_1 = R_4$	88	223.52
Diámetro placas 1 y 4	$\phi_1 = \phi_4$	33	83.82
Diámetro aislador interior	b_4	12	30.48
Radio de aislador interior	$R_2 = R_3$	12	30.48
Diámetro deslizador rígido	b_2	8	20.32



Altura de aislador interno	H	6	15.24
Espesor de placas exteriores	t_{r1}	1.5	3.81
Espesor de placas interiores	t_{r2}	0.5	1.27
Espesor de aislador interior en el centro	t_{c2}	1.5	3.81
Espesor del aislador exterior en el centro	t_{c1}	2.35	5.969
Capacidad de desplazamiento	$d_1 = d_4$	10.5	26.67
Capacidad de desplazamiento	$d_2 = d_3$	1.5	3.81
Altura de aislador interno	$h_2 = h_3$	3	7.62
Altura del aislador		12.7	32.258
Alturas	$h_1 = h_4$	4	10.16

Tabla 3.

Coeficientes de fricción aislador FPT8833/12-12/8-6.

Propiedad	$\mu_2 = \mu_3$	μ_1	μ_4
Valor Superior UB	0.015	0.07	0.08
Valor Inferior LB	0.008	0.05	0.06
Valor Nominal	0.01	0.06	0.07

Fuente: (Aguiar & Morales, 2016)

En la Tabla 3 se indican los coeficientes de fricción del aislador FPT8833/12-12/8-6. Con los valores UB (Upper Bound) se determinan las fuerzas que actúan en el aislador, mientras que con los valores LB (Lower Bound) se determinan los desplazamientos.

En Constantinou *et al.* (2016) se detalla el modelo de comportamiento del aislador FPT8833/12-12/8-6, así como también la capacidad de desplazamiento, tomando en cuenta que los aisladores no solo se desplazan, sino que también rotan. La capacidad total de desplazamiento se determina mediante la siguiente expresión:

$$d_t = (d_2 + d_3) \frac{L_1}{L_{T1}} + (d_1 + d_4) \frac{L_2}{L_{T2}}$$

Donde

- d_2, d_3, d_1, d_4 es la capacidad de desplazamiento del aislador interno.
- L_1, L_2 son las longitudes del primer y segundo péndulo.
- L_{T1} es la suma de los radios R_2 y R_3 .
- L_{T2} es la suma de los radios R_1 y R_4 .

$$L_1 = 12 + 12 - 6 = 18'' = 45.72 \text{ cm}$$

$$L_2 = 88 + 88 - (4 + 4) = 168'' = 426.72 \text{ cm}$$

$$d_t = (1.5 + 1.5) \frac{18}{12 + 12} + (10.5 + 10.5) \frac{168}{88 + 88}$$

$$d_t = 22.29'' = 56.63 \text{ cm}$$

2.4. Geometría y Distribución de la Mampostería

Para realizar los modelos se emplea una mampostería conformada por bloques huecos de hormigón de dimensiones estándar 15x20x40, cuyo peso aproximado es de 10 kg. La figura 10 muestra las dimensiones estándar de los bloques comerciales del mercado.

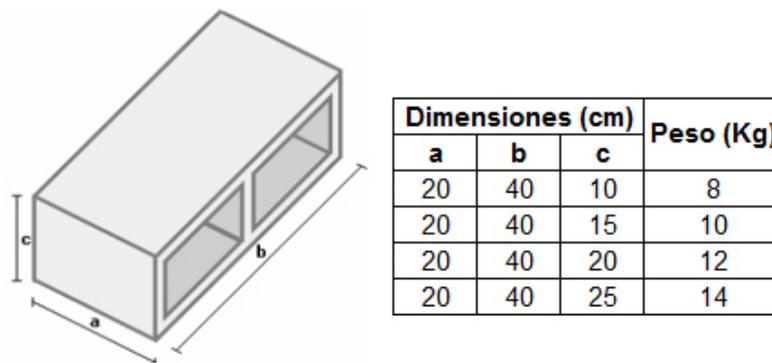


Figura 10. Geometría y pesos de bloques comerciales.

Fuente: (Romo, 2008)

La mampostería es un elemento predominante en el Bloque 1, por lo que es de gran importancia su análisis, gran parte de la misma se ve distribuida en divisiones de ambientes, baños, etc., con la particularidad de que las paredes exteriores son cubiertas en su totalidad, mientras que las paredes interiores tienen un espacio en la parte superior de aproximadamente un metro para el libre paso de las instalaciones, las cuales se cubrirán con cielo raso. Un esquema de la distribución de mampostería en toda la estructura se muestra en la figura 11.

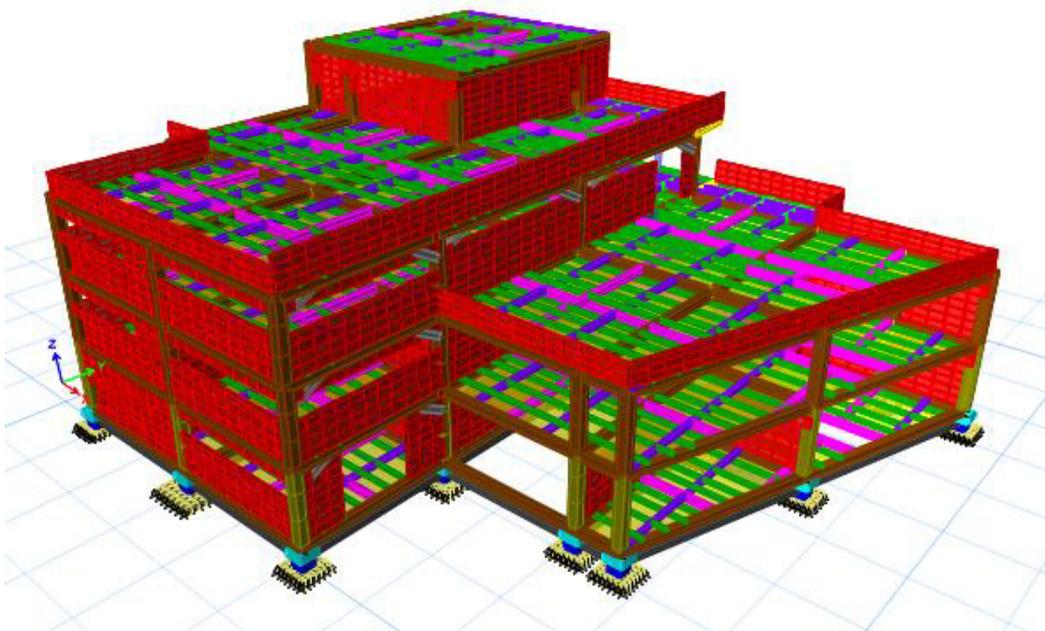


Figura 11. Distribución general de la mampostería.

CAPÍTULO 3: CARGAS Y FUERZAS

3.1. Carga Muerta

Son las cargas permanentes debido al peso propio de la estructura y materiales como muros, columnas, acabados, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, máquinas y todo artefacto que se encuentre aportando carga permanentemente a la estructura.

El programa ETABS define automáticamente el peso propio de los elementos que componen la estructura como tal: vigas principales, secundarias y terciarias; columnas y losas. Para la carga muerta adicional que se coloca en el programa se asumen las siguientes cargas por piso:

- Planta baja: 320 kgf/m²
- Pisos 1, 2, 3, 4: 120 kgf/m²

Se estima una mayor carga permanente para la planta baja debido a que en ella se va a encontrar equipamiento para el Laboratorio de Ingeniería Civil, mientras que en los pisos subsiguientes únicamente el peso adicional de acabados.

3.2. Carga Viva

La carga viva, también llamada sobrecarga de uso, depende de la ocupación a la que está destinada la edificación y está formada por los pesos de personas, muebles, equipos y accesorios móviles o temporales, mercadería en transición, y otras. (NEC-SE-CG, 2015)

Según NEC-SE-CG 2015 la carga viva para oficinas tiene un valor mínimo de 200 kgf/m², sin embargo se han adoptado los siguientes valores de carga viva para cada piso.

- Pisos PB, 1, 2: 300 kgf/m² (para losas de entrepiso).
- Pisos 3, 4: 100 kgf/m² (para losas de cubierta).

En resumen Las cargas gravitacionales asignadas a la estructura se pueden verificar en la Tabla 4.

Tabla 4.

Cargas gravitacionales asignadas en la estructura.

	Carga Viva (kgf/m²)	Carga Muerta (kgf/m²)
Planta Baja	300	320
Piso 1	300	120
Piso 2	300	120
Piso 3	100	120
Piso 4	100	120

3.3. Filosofía de Diseño Sismo Resistente

La filosofía de diseño sismo resistente permite evaluar el nivel de seguridad de vida. El diseño estructural se efectúa para el sismo de diseño (DBE), evento sísmico que tiene período de retorno de 475 años, correspondiente a una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años.

Para determinar el sismo de diseño, se realiza un análisis de peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la edificación, o a partir de un mapa de zonificación sísmica.

Los efectos dinámicos del sitio de emplazamiento de la estructura, pueden ser modelados mediante un espectro de respuesta para diseño de acuerdo a la NEC-SE-DS 2015, como el desarrollado en la sección 3.4.3 de éste documento.

Los objetivos del diseño sismo resistente de acuerdo a la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS 2015 son:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes.
- Las estructuras deben poseer la capacidad para resistir las fuerzas especificadas laterales específicas.
- Determinar derivas de piso inferiores a las admisibles ante dichas fuerzas laterales.
- Las estructuras deben tener capacidad de disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico, como sistemas de asilamiento de base o disipadores de energía.

Tabla 5.

Síntesis de filosofía de diseño sismo resistente.

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daño	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daño considerable	0.00211

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

3.4. Fuerza Sísmica

Las fuerzas sísmicas son causadas por movimientos del suelo provocados por un terremoto, mismas que son transmitidas a la estructura. Las edificaciones deben ser diseñadas para resistir diferentes tipos de acciones, como es el caso del peso propio, sobrecarga, viento, y sollicitaciones sísmicas.

Usualmente las fuerzas sísmicas horizontales ubicadas en el centro de masas de cada piso es el método más simplificado y mayormente usado, denominado estático equivalente.

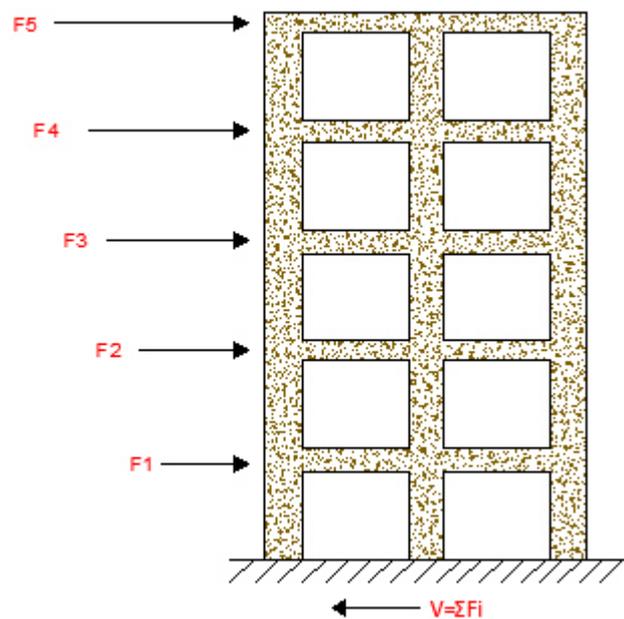


Figura 12. Esquema de acción de fuerzas sísmicas laterales.

3.4.1. Zona Sísmica

Ecuador se divide en seis zonas sísmicas, caracterizada por el valor de factor de zona Z . A excepción del nororiente ecuatoriano, que presenta una amenaza sísmica intermedia y del litoral ecuatoriano que presenta una amenaza sísmica muy alta, todo el Ecuador está catalogado como de amenaza sísmica alta. (NEC-SE-DS, 2015)

La zona sísmica del Ecuador, donde se ubica la estructura es la zona V. Según la Figura 13 corresponde a un factor Z de 0.4 que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

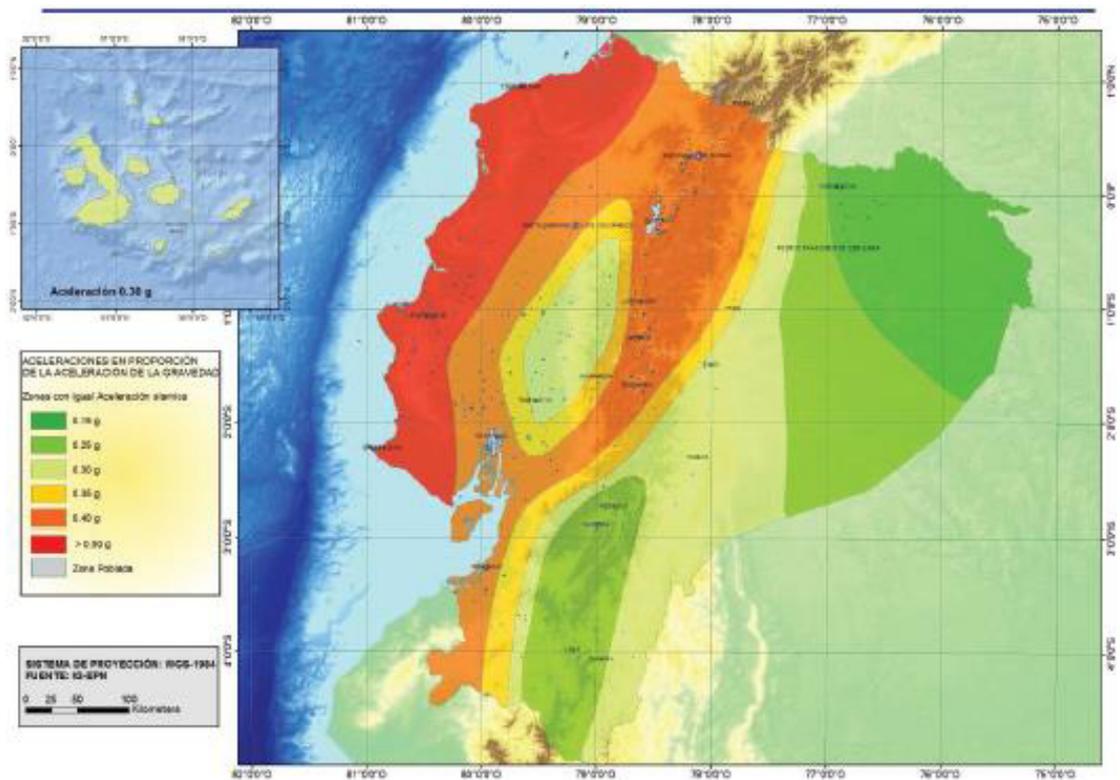


Figura 13. Zonas sísmicas para valores de factor de zona Z.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años).

Tabla 6.

Valores de factor Z en función de la zona sísmica.

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.3	0.35	0.4	≥ 0.50
Caracterización de peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

La caracterización del suelo del sitio de emplazamiento según estudios previos corresponde a un suelo tipo C, perfil de suelo muy denso o roca blanda que cumplen con el criterio de velocidad de onda de corte mayor igual a 360 m/s y menores a 760 m/s, como se muestra en la Tabla 7. (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 7.

Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de Definición	Descripción	
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de la velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa > $S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla con el criterio de la velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ w $\geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa



F	F1- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	F2- Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas o muy orgánicas)
	F3- Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5m con índice de plasticidad IP >75)
	F4- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m)
	F5- Suelos con contrastes de impedancia a ocurriendo dentro de los primeros 30m superiores del perfil del suelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
	F6- Rellenos colocados sin control ingenieril

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

3.4.2. Coeficientes de Perfil de Suelo Fa, Fd, Fs

Los valores de Fa que corresponde al coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto se muestran en la tabla 8 siendo el valor de 1.20 el valor correspondiente a suelo tipo C y factor de zona V.

Tabla 8.
Tipo de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85
F	Según clasificación de los perfiles de suelo					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

El factor F_d que corresponde a la amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca se muestra en la tabla 9, siendo el valor de 1.11 el valor correspondiente a suelo tipo C y factor de zona V.

Tabla 9.

Tipo de suelo y factor de sitio F_d .

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.10	1.75	1.70	1.65	1.60	1.50
F	Según clasificación de los perfiles de suelo					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

El factor F_s que corresponde al comportamiento no lineal de los suelos se muestra en la Tabla 10, siendo el valor de 1.11 el valor correspondiente a suelo tipo C y factor de zona V.

Tabla 10.

Tipo de suelo y factor de sitio F_s .

Tipo de perfil de subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00
F	Según clasificación de los perfiles de suelo					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

3.4.3. Espectro Elástico de Diseño

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , expresado como fracción de la aceleración de la gravedad, para el nivel del sismo de diseño, se detalla en la figura 14. (NEC-SE-DS, 2015).

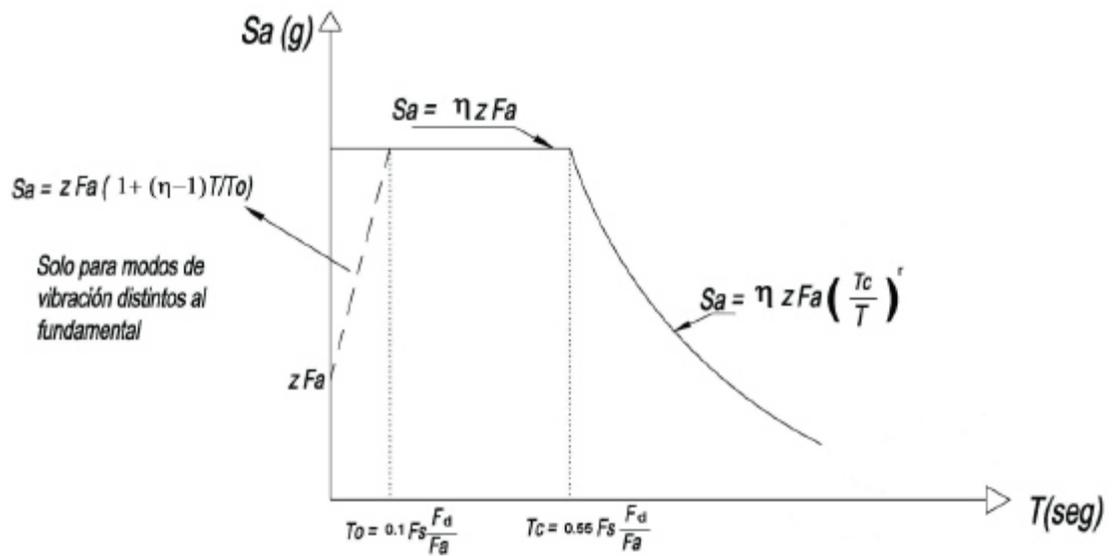


Figura 14. Espectro elástico de aceleraciones.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

η relación entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado, y toma los siguientes valores:

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

r factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto y toma los siguientes valores:

- $r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E.
- $r = 1.5$ para tipo de suelo E.

T_c , T_o , son períodos límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño. T es el período fundamental de vibración de la estructura. El valor de T obtenido al utilizar esta metodología es una estimación inicial razonable del período estructural que permite determinar la sísmica a aplicar sobre la estructura y realizar su dimensionamiento adecuado. (NEC-SE-DS, 2015)

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

C_t es el coeficiente que depende del tipo de edificio y se indica en la tabla 11. h_n es la altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros. Siendo la estructura analizada de 19.76 m. Para el caso de la estructura analizada se utiliza un C_t de 0.072 y un α de 0.80.

Tabla 11.

Valores de C_t y α para determinación del período fundamental

Tipo de estructura	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.80
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Luego de obtener estos valores, se presenta a continuación en la Tabla 12 el resumen de los valores obtenidos para determinar el espectro elástico de diseño denominado DBE como se indica en la figura 15 y el sismo máximo considerado MCE, que se obtiene multiplicando el espectro DBE por 1.4. En la Tabla 13 se muestran los valores determinados con las ecuaciones

descritas anteriormente en la figura 14. (Constantinou, Aguiar, Morales, & Caiza, 2016).

El rango de variación del período para los aisladores FPT se halla entre 1.39 y 4.15 s, de tal manera que ante un sismo de baja magnitud la estructura se flexibiliza muy poco, pero ante sismos de mayor intensidad la flexibilización es notable, llegando a 4.15 s. (Constantinou, Aguiar, Morales, & Caiza, 2016).

Tabla 12.
Datos requeridos para el espectro elástico de diseño

Zona Sísmica	5.00
Valor del factor Z	0.40
Característica de la amenaza sísmica	Alta
Tipo de perfil del suelo	C
Factor de sitio Fa	1.20
Factor del comportamiento Fs	1.11
Factor de sitio Fd	1.11
Región	Sierra
n	2.48
Coefficiente Ct	0.072
Coefficiente α	0.800
Altura máxima del edificio h (m)	19.76
Período de Vibración T (seg)	0.78
Factor r	1.00
Período límite de vibración (To)	0.10
Período límite de vibración (Tc)	0.56

Tabla 13.
Aceleración elástica vs período de vibración

Período de Vibración (T)	Sa Elástico
0.00	0.48
0.10	1.17
0.20	1.19
0.30	1.19
0.40	1.19
0.50	1.19



0.60	1.12
0.70	0.96
0.80	0.84
0.90	0.75
1.00	0.67
1.10	0.61
1.20	0.56
1.30	0.52
1.40	0.48
1.50	0.45
1.60	0.42
1.70	0.40
1.80	0.37
1.90	0.35
2.00	0.34
2.10	0.32
2.20	0.31
2.30	0.29
2.40	0.28
2.50	0.27
2.60	0.26
2.70	0.25
2.80	0.24
2.90	0.23
3.00	0.22
3.10	0.22
3.20	0.21
3.30	0.20
3.40	0.20
3.50	0.19
3.60	0.19
3.70	0.18
3.80	0.18
3.90	0.17
4.00	0.17

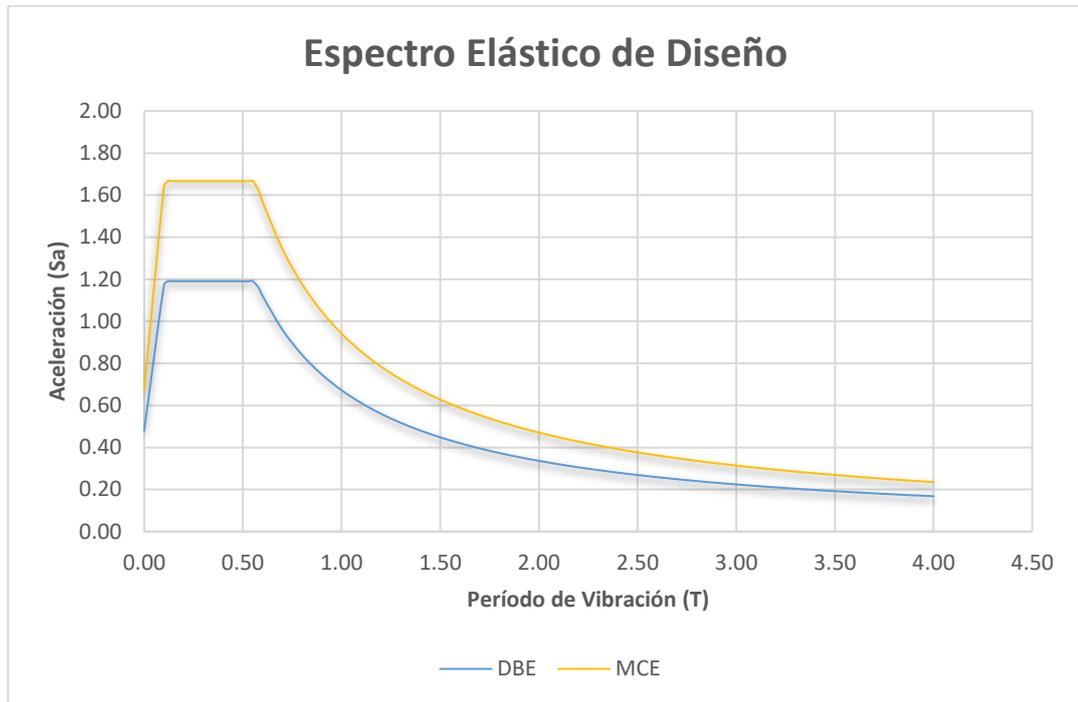


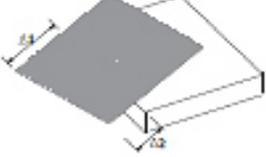
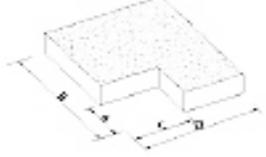
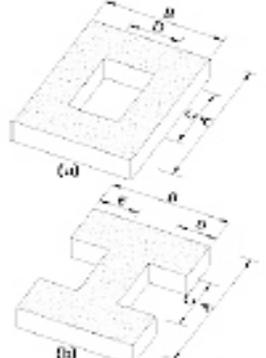
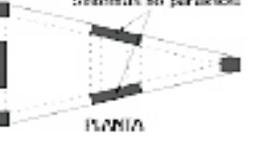
Figura 15. Espectro elástico de diseño.

3.4.4. Irregularidad en Planta y Elevación

En caso de estructuras irregulares, tanto elevación como en planta, se aplica los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con el propósito de tomar en cuenta tales irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un evento sísmico. (NEC-SE-DS, 2015)..

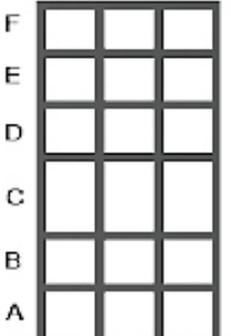
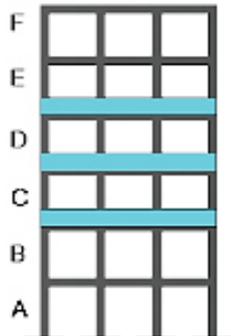
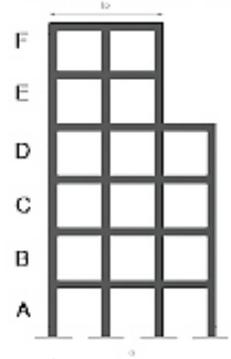
La Tabla 14 y Tabla 15 describen las tipologías de las irregularidades que se pueden presentar con mayor frecuencia tanto en planta como en elevación.

Tabla 14.
Coeficientes de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_T=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_T=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_T=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_T=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 15.
Coeficientes de irregularidad en elevación.

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_E=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_D Rigidez $< 0.80 \frac{(K_D + K_E + K_F)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_E=0.9$ $m_D > 1.50 m_E$ ó $m_D > 1.50 m_C$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_E=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

La estructura tiene irregularidad tanto en planta como en elevación. Al tener todas las plantas con geometría diferente al igual que los pórticos, se castiga a la estructura con los siguientes factores:

- $\phi_P : 0.90$
- $\phi_E : 0.90$

3.4.5. Factor de Reducción de las Fuerzas Sísmicas

Los factores de reducción de resistencia R dependen realmente de algunas variables, tales como tipo de estructura, tipo de suelo, período de vibración considerado, factores de ductilidad, sobre resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura en condiciones límite. (NEC-SE-DS, 2015).

En Aguiar (2007) se detallan los diferentes trabajos de investigación realizados con fundamentación experimental y teórica en los últimos treinta años para determinar el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R .

El ATC-19 (1995) establece que el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R es igual al producto de tres factores, mismo que ha sido adoptada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección b del acápite 6.3.4. Del capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente.

$$R = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \cdot R_R$$

Donde:

- R_{μ} es el factor de reducción por ductilidad.
- R_{Ω} es el factor de reducción por sobre resistencia.
- R_R es el factor de reducción por redundancia.

Para el efecto de ésta estructura se ha seguido las recomendaciones de la NEC-SE-DS 2015 en cuanto al factor R para sistemas estructurales dúctiles, como se indica en la Tabla 16.

Para el caso de la estructura analizada, el código establece un valor máximo de 8, sin embargo el asumido es de 6.

Tabla 16.
Coeficientes R para sistemas estructurales dúctiles.

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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015).

3.4.6. Factor de Importancia de la Estructura

El objetivo de aplicar el factor de importancia “*I*” es elevar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer inmediatamente operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño. (NEC-SE-DS, 2015).

En la Tabla 17 establecida por la NEC-SE-DS 2015 se indican los coeficientes de importancia de las estructuras según categoría, tipo de uso, destino o importancia.

Para el caso de la estructura analizada se ha establecido un factor de importancia *I* de 1.3 correspondiente a estructuras de ocupación especial.

Tabla 17.

Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

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

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

3.4.7. Espectro Inelástico de Diseño

Los mapas de zonificación sísmica en gran parte de los países están asociados a un período de retorno de 475 años que corresponden a sismos muy intensos, a través de los cuales se definen los espectros de respuesta elásticos; diseñar las estructuras con estos espectros implica que deben tener la capacidad de soportar sismos muy intensos sin ningún tipo de daño, lo que resultaría para el constructor muy costoso y poco conveniente, pues se obtendrían dimensiones de los elementos estructurales demasiado grandes.

Tomando en cuenta que la probabilidad de que ocurran estos sismos muy intensos durante la vida útil de la estructura es muy baja, los códigos de diseño proponen la aplicación de un espectro de diseño inelástico, en el que básicamente se reducen las fuerzas sísmicas, asumiendo que la estructura tendrá la suficiente ductilidad y capacidad de disipar la energía.

El espectro inelástico de diseño resulta de dividir; el producto del factor de importancia I por el espectro elástico de diseño, para 3 factores que son: factor de irregularidad en planta ϕ_p , factor de irregularidad en elevación ϕ_E y factor de reducción de las fuerzas sísmicas R .

Los espectros con los que trabaja la NEC-SE-DS 2015, son para un 5% de amortiguamiento. Para determinar el espectro de amortiguamiento efectivo del aislador, se debe calcular el factor B y dividir las ordenadas espectrales del 5% de amortiguamiento para el factor B .

$$B = \left(\frac{\xi_{ef}}{0.05} \right)^{0.3}$$

En la Tabla 18 se muestra los valores de período de vibración con su correspondiente ordenada espectral elástica e inelástica. La figura 16 representa el espectro de diseño elástico e inelástico donde se puede apreciar la diferencia en las fuerzas sísmicas.

Tabla 18.

Aceleración elástica, inelástica vs período de vibración.

Periodo de Vibración (T)	Sa Elástico	Sa Inelástico
0.00	0.48	0.128
0.10	1.17	0.313
0.12	1.19	0.318
0.14	1.19	0.318
0.16	1.19	0.318
0.18	1.19	0.318
0.19	1.19	0.318
0.20	1.19	0.318
0.30	1.19	0.318



0.40	1.19	0.318
0.50	1.19	0.318
0.51	1.19	0.318
0.52	1.19	0.318
0.53	1.19	0.318
0.53	1.19	0.318
0.55	1.19	0.318
0.58	1.16	0.310
0.60	1.12	0.300
0.70	0.96	0.257
0.80	0.84	0.225
0.90	0.75	0.200
1.00	0.67	0.180
1.10	0.61	0.163
1.20	0.56	0.150
1.30	0.52	0.138
1.40	0.48	0.128
1.50	0.45	0.245
1.60	0.42	0.230
1.70	0.40	0.217
1.80	0.37	0.205
1.90	0.35	0.194
2.00	0.34	0.184
2.10	0.32	0.175
2.20	0.31	0.167
2.30	0.29	0.160
2.40	0.28	0.153
2.50	0.27	0.147
2.60	0.26	0.142
2.70	0.25	0.136
2.80	0.24	0.131
2.90	0.23	0.127
3.00	0.22	0.123
3.10	0.22	0.119
3.20	0.21	0.115
3.30	0.20	0.112
3.40	0.20	0.108
3.50	0.19	0.105
3.60	0.19	0.102
3.70	0.18	0.099
3.80	0.18	0.097
3.90	0.17	0.094

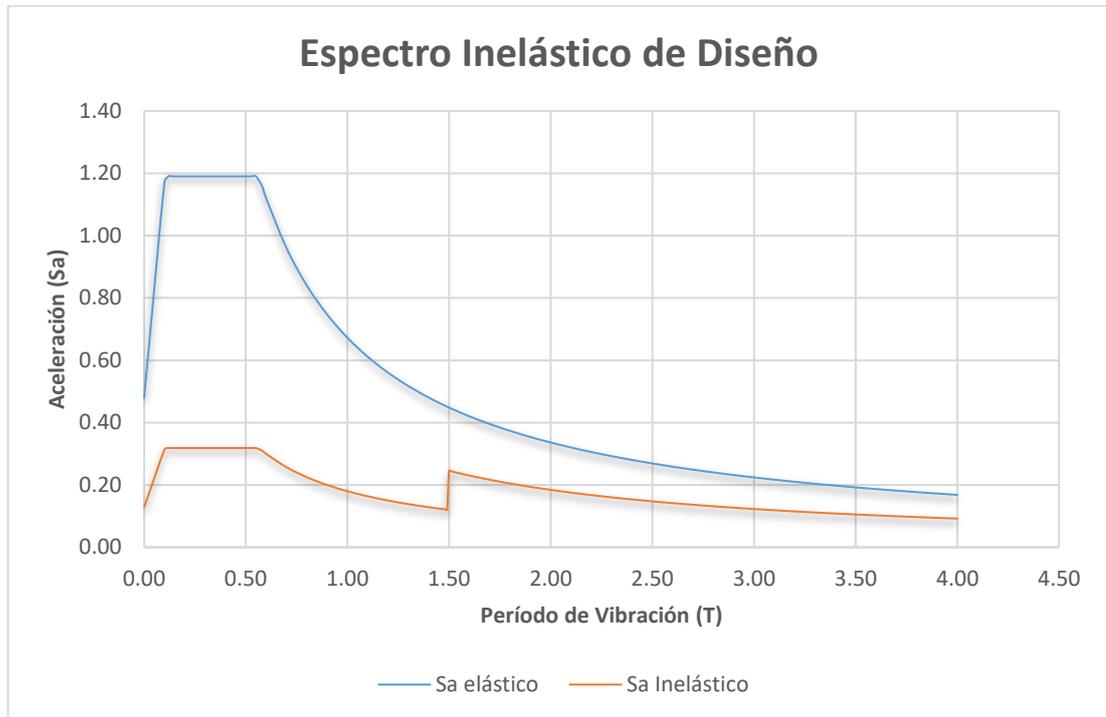


Figura 16. Espectro inelástico de diseño.

3.4.8. Carga Sísmica Reactiva

La carga sísmica W representa la carga reactiva por sismo, igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso general de estructuras, W se calcula como la carga muerta D total de la estructura. Para casos especiales es decir estructuras destinadas a bodegas y almacenaje W se calcula como la carga muerta D total más un 25% de la carga viva L de piso. (NEC-SE-DS, 2015)

Para el presente caso, se asigna al programa ETABS trabajar con el 100% de la carga muerta para determinar la carga sísmica reactiva W en los diferentes modelos, tanto para los modelos considerando la mampostería tradicional como para los modelos considerando el sistema de paredes livianas.

El modelo matemático de la estructura analizada incluirá todos los elementos que conforman el sistema estructural resistente, así como su distribución espacial de masas y rigideces en la estructura. (NEC-SE-DS, 2015)

3.4.9. Cortante Basal de Diseño

El cortante basal de diseño V_{Basal} corresponde a la suma de las fuerzas horizontales provenientes del sismo que actúan sobre la estructura y será distribuido en cada nivel de la estructura y se determina mediante la expresión establecida por NEC-SE-DS 2015.

Es fundamental destacar que el cortante basal se encuentra en función del peso total de la estructura, mientras más pesada sea la estructura mayor fuerza sísmica será la que deba soportar.

$$V_{Basal} = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

Dónde:

- I = Coeficiente de Importancia de la estructura.
- $Sa(Ta)$ = Espectro de diseño en aceleración.
- W = Carga sísmica reactiva.
- R = Factor de reducción de resistencia sísmica R.
- ϕ_P, ϕ_E = Coeficientes de configuración estructural en planta y elevación.
- Ta = Periodo de vibración

3.4.10. Ajuste del Cortante Basal

Para estructuras de configuración regular, el valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 80% del cortante basal (V_{Basal}) obtenido por el método estático. Para estructuras de configuración irregular, el valor del cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método de análisis dinámico, no debe ser menor al 85% del cortante basal (V_{Basal}) obtenido por el método estático. (NEC-SE-DS, 2015)

El período de vibración Ta determinado con anterioridad fue de 0.78 y su ordenada espectral correspondiente para éste periodo fue de 0.96. Aplicando la expresión para determinar el cortante basal se obtiene lo siguiente:

$$V_{Basal} = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi_P * \phi_E} * W$$

$$V_{Basal} = \frac{1.3 * 0.96}{6 * 0.9 * 0.9} * W * 0.85$$

$$V_{Basal} = 0.22 * W$$

El valor de 0.22 será ingresado en el programa ETABS como coeficientes para las componentes de sismo en sentido “x” y sentido “y”, en el análisis estático.

3.5. Límites Permisibles de Derivas de Piso

La deriva de piso se define como el desplazamiento lateral relativo de un piso con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura, generalmente en el centro de masas de la estructura. Para obtener estas derivas se aplican las fuerzas laterales a la estructura y se miden los desplazamientos realizando un análisis estático. Se determinan mediante la siguiente expresión.

$$\delta_i = \frac{q_i - q_{i-1}}{h_i} * 100$$

Donde:

- δ_i deriva en el piso i
- q_i desplazamiento inelástico en el piso i
- q_{i-1} desplazamiento inelástico en el piso inferior al piso i
- h_i altura del piso de análisis

Para la revisión de las derivas de piso se utilizará el valor de la respuesta máxima inelástica en desplazamientos Δ_M de la estructura, causada por el sismo de diseño.

$$\Delta_M = 0.75 * R * \delta_i$$

Donde:

- Δ_M : deriva máxima inelástica.
- R : factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

En el caso de la estructura analizada al poseer un sistema de aislación en la base, las derivas de piso son significativamente pequeñas al ser el sistema de aislación el que se desplaza mayormente con respecto a los pisos consecutivos.

La deriva máxima para cualquier piso no excederá los límites establecidos en la Tabla 19, en la cual, la deriva máxima se expresa como un porcentaje de la altura de piso. (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 19.

Valores de Δ_M máximos, expresados como fracción de altura de piso.

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

CAPÍTULO 4: ENSAYO EN MURETE DE MAMPOSTERÍA

4.1. Descripción del Ensayo

El objetivo fundamental de realizar este ensayo es determinar la resistencia característica a la compresión y el módulo de elasticidad de la mampostería tradicional, conformada por bloques huecos de hormigón unidos mediante mortero, posteriormente introducir estos valores en los modelos matemáticos computacionales.

El ensayo de compresión en muretes de mampostería se efectúa aplicando una carga de compresión perpendicular a la sección transversal hasta llegar a la falla o rotura.

4.2. Prensa de Ensayo

Entre los lineamientos establecidos por la NEC-SE-MP 2015 se destacan los siguientes:

- Debe tener rigidez suficiente para transmitir los esfuerzos del ensayo sin alterar las condiciones de distribución y dirección de la carga.
- Las superficies de aplicación de la carga deben ser lisas y planas; no se aceptan desviaciones con respecto al plano, mayores que 0.015 mm en 100 mm, medidas en cualquier dirección.
- Las dimensiones de las aristas de las placas de carga deben ser mayores que las dimensiones del cabezal de aplicación de la carga.

4.3. Dimensiones del Murete

El espesor del murete debe ser igual al espesor del muro colocado en la estructura, en este caso en particular se utiliza bloque de 15 cm de espesor, por lo que el espesor del murete es de 15 cm. La longitud de las aristas del murete debe ser mayor o igual a 60 cm, debiendo tener el murete por lo menos 3 hiladas. (NEC-SE-MP, 2015)

4.4. Construcción del Murete

Los muretes deben construirse reflejando las condiciones y calidad de los materiales y la mano de obra que se tendrán efectivamente en obra. Según lo establecido por la NTE INEN NEC-SE-MP 2014 para la elaboración del mortero de unión entre mampuestos se utiliza un mortero M10 con una dosificación de 1:4 de resistencia 10 MPa.

Los muretes elaborados deben protegerse adecuadamente de medios externos y transportarse de manera cuidadosa, tal que se evitan golpes y caídas que debiliten su estructura y esto se vea reflejado en los resultados del ensayo.

4.5. Curado del Murete

Los muretes construidos en la obra deben mantenerse en ella por un plazo mínimo de catorce días, en condiciones que reflejen a los elementos que representan. Una vez ubicados los muretes en el laboratorio, el curado debe realizarse manteniéndolos descubiertos en las condiciones ambientales del laboratorio hasta el momento del ensayo. (NEC-SE-MP, 2015).

4.6. Edad del Ensayo

De acuerdo a lo establecido en la NEC-SE-MP 2015, los muretes deben ensayarse, en general, a la edad de 28 días, que se considera como edad de referencia donde obtiene su resistencia característica, sin embargo los muretes elaborados en este proyecto se han ensayado a la edad de 69 días, obteniendo así su máxima resistencia.

4.7. Procedimiento del Ensayo



Figura 17. Murete elaborado previo al ensayo.

Se ensayan cuatro especímenes de similares características como se indica en la Figura 17. Se procede a registrar las dimensiones de cada uno de ellos.

Se coloca un deformímetro para poder registrar la deformación del elemento mientras se aplica la carga en forma continua, sin choques, a una velocidad uniforme, de modo que el ensayo demore entre 4 y 5 minutos en alcanzar la carga máxima en la que se agrieta el espécimen.

4.8. Limitaciones del Ensayo

La principal limitación encontrada al efectuar el ensayo fue debido a la ineficacia de la máquina de compresión, debido a que no se pudo registrar datos digitalizados del esfuerzo aplicado y su correspondiente deformación. Por lo tanto que se registró manualmente los valores del esfuerzo aplicado, al igual que la deformación que medida mediante un deformímetro de 0.001 pulgadas de precisión.

4.9. Resultados del Ensayo

En la Tabla 20 se indica la sección transversal de cada espécimen, así como su máxima carga previa a la falla y su esfuerzo correspondiente.

Tabla 20.

Carga máxima resistente previa a la falla de muretes.

	Espécimen 1	Espécimen 2	Espécimen 3	Espécimen 4
Largo (cm)	55.25	42.00	53.50	54.75
Ancho (cm)	14.80	14.80	14.80	14.80
Área (cm²)	817.70	621.60	791.80	810.30
P (Kgf)	7114.99	6025.87	8106.21	8099.41
f'_m(Kgf/cm²)	8.70	9.69	10.24	10.00

$$\text{Promedio } f'_m = 9.66 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2} \approx 0.97 \text{ MPa}$$

Sin embargo, y de acuerdo a la NEC-SE-HM 2015, las evaluaciones de los resultados de pruebas de resistencia deben tener en cuenta que la producción está propensa a variaciones en los componentes, ya sea por las pruebas, medición y resultados de los ensayos a los que un lote fue sometido.

Debido a estas variaciones se debe establecer un promedio que sea mayor a la resistencia obtenida, dicho promedio debe determinarse basándose en un análisis estadístico de experiencias previas.

Se adopta el procedimiento estadístico para determinar la resistencia del hormigón promedio descrito en la NEC-SE-HM 2015 y se adapta a la mampostería. Para determinar la resistencia media requerida se usa el valor promedio más un porcentaje de la desviación estándar, tal como se indica en la Tabla 21 que corresponde a un modelo de distribución gaussiana.

Tabla 21.

Procedimiento estadístico para determinar la resistencia media requerida.

Resistencia media requerida f'_{mr} (MPa)
Usar el valor crítico obtenido de las 2 ecuaciones:
$f'_{mr} = f'_m + 1.34 S_S$ $f'_{mr} = f'_m - 1.34 S_S$

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015)

Donde:

- f'_m resistencia especificada a la compresión de mampostería (MPa).
- f'_{mr} resistencia media requerida (MPa).
- S_S desviación estándar de la muestra (MPa).

$$S_S = \left[\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n - 1} \right]^{1/2}$$

Donde:

- x_i ensayo individual de resistencia a la compresión (MPa).
- \bar{x} promedio de n resultados de ensayos de resistencia a la compresión.
- n número de ensayos consecutivos de resistencia.

$$S_S = \left[\frac{(0.87 - 0.97)^2 + (0.96 - 0.97)^2 + (1.02 - 0.97)^2 + (1 - 0.97)^2}{4 - 1} \right]^{1/2}$$

$$S_S = 0.067 \text{ MPa}$$

Aplicando las expresiones indicadas en la Tabla 21 se tiene:

$$f'_{mr} = f'_m + 1.34 S_S$$

$$f'_{mr} = 0.97 + 1.34 * 0.067$$

$$f'_{mr} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$f'_{mr} = f'_m - 1.34 S_S$$

$$f'_{mr} = 0.97 - 1.34 * 0.067$$

$$f'_{mr} = 0.88 \text{ MPa}$$

Por lo tanto el valor más crítico de la resistencia requerida a la compresión es:

$$f'_{mr} = 0.88 \text{ MPa} \approx 8.8 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

Según NTE INEN 643 (1999), la resistencia a la compresión que deben cumplir únicamente los bloques huecos de hormigón varía de 2 a 6 MPa. Sin embargo, al efectuar los ensayos en los muretes, se obtuvieron resistencias inferiores al límite, lo que indica la mala calidad de los materiales de elaboración del bloque.

Para establecer un parámetro comparativo entre el módulo de elasticidad experimental que se obtuvo en esta investigación y el indicado por la NEC-SE-MP 2015. Se lo determina por los ambos métodos y se procede a seleccionar el más conservador para efecto de desarrollo de los modelos matemáticos.

Según NEC-SE-MP 2015, el módulo de elasticidad de la mampostería se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$E_m = 900 f'_m \leq 20000 \text{ MPa} \quad (\text{Mampostería en concreto}).$$

$$E_m = 900 * 0.88$$

$$E_m = 792 \text{ MPa} \approx 7920 \frac{\text{Kgf}}{\text{cm}^2}$$

Experimentalmente el módulo de elasticidad se lo determinó elaborando la curva esfuerzo - deformación de los muretes ensayados en laboratorio como se indica en la Figura 18. Se obtiene una curva promedio en la cual se determina la pendiente secante (módulo elástico) desde $0.05 f'_m$ hasta $0.33 f'_m$ como se indica en la Figura 19. (NEC-SE-HM, 2015).

En el Anexo 1 se presentan los puntos con los que se obtuvo la curva esfuerzo - deformación de la Figura 18.

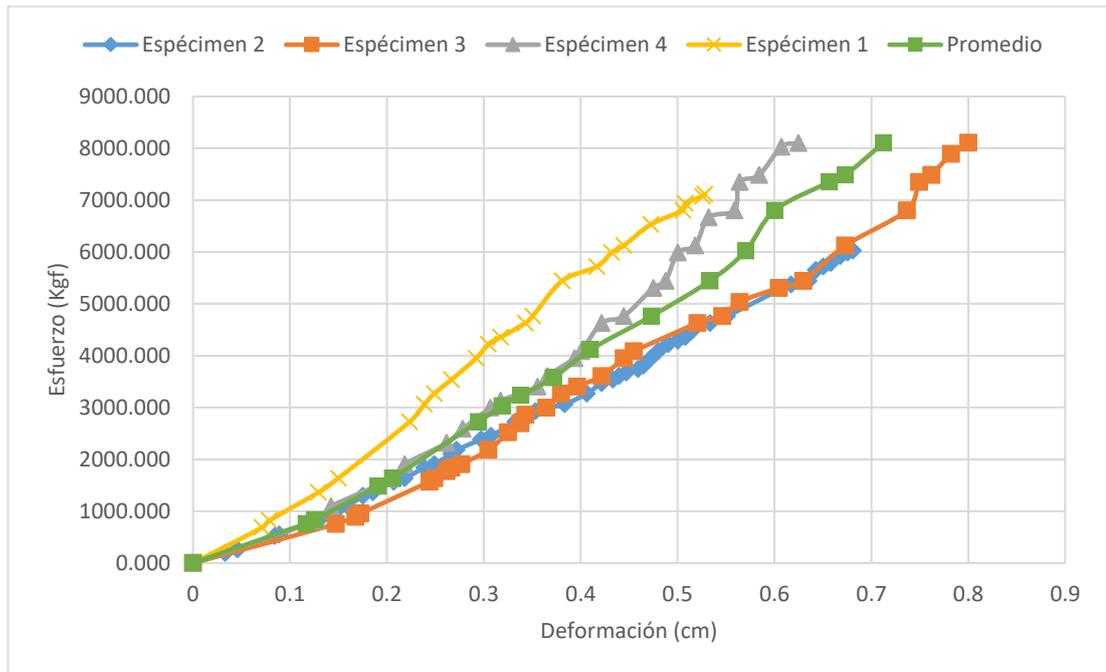


Figura 18. Esfuerzo – deformación de muretes ensayados.

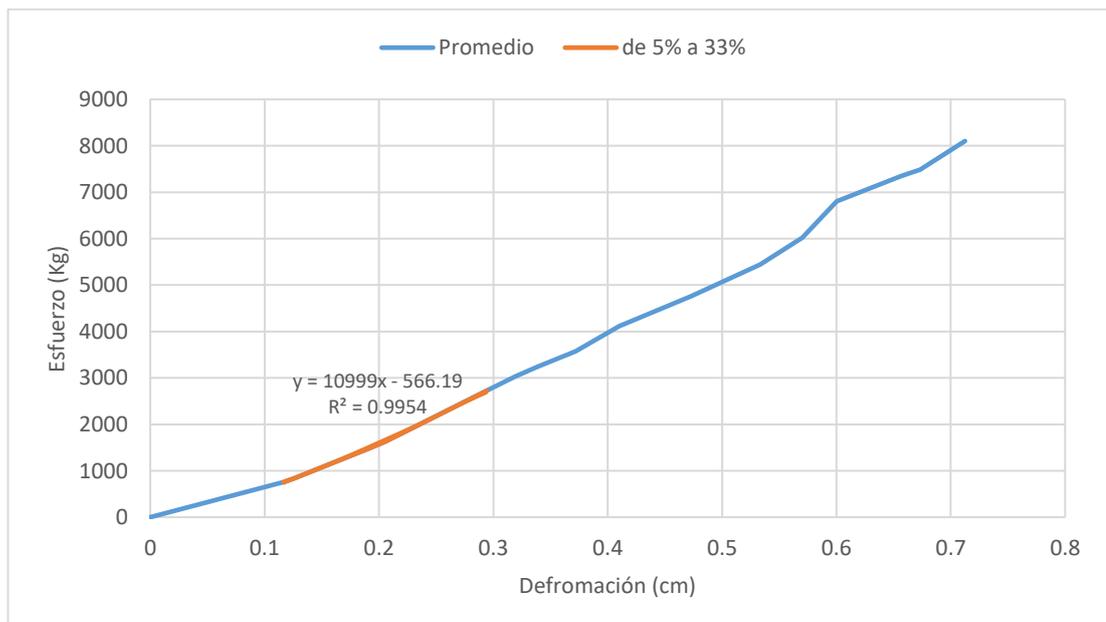


Figura 19. Módulo de elasticidad promedio experimental.

De la Figura 19 se obtiene la pendiente secante del 5% al 33% de f'_m y se determina el módulo de elasticidad que corresponde a:

$$E_m = 10999 \frac{Kg}{cm^2} \approx 1099.9 MPa$$

En la Figura 20 se indica el agrietamiento en uno de los especímenes ensayados.



Figura 20. Agrietamiento en murete de mampostería.

Finalmente el módulo elástico de $792 MPa$, obtenido teóricamente mediante la NEC-SE-MP 2015 resulta ser más conservador que el valor experimental, razón por la cual va a ser adoptado para efecto de desarrollar los modelos matemáticos que se presentan en el Capítulo 5.

CAPÍTULO 5: MODELOS MATEMÁTICOS

5.1. Modelo sin Mampostería

Inicialmente se realiza un modelo matemático con la ayuda del programa computacional ETABS sin colocar la mampostería, de tal manera de modelar únicamente los elementos principales como son columnas, vigas, losas, para establecer un parámetro de comparación con los modelos que se incluye la mampostería.

Se introduce los materiales con los que se va a trabajar, es decir hormigón de 210 kgf/cm² y Acero estructural ASTM A-572 tal como se describió en el Capítulo 2, posteriormente se realiza el ingreso de las secciones tanto de vigas y columnas, cuyas propiedades geométricas se indican en la Tabla 22.

Tabla 22.

Geometría de elementos utilizados.

Elemento (mm)	Área (cm ²)	Inercia (cm ⁴)
C 80x80	6400	5333.3
C 120x120	14400	17280000
HEB 100	24.8	432.3
I 200x100x6	23.3	1461.7
I 200x200x15x12	80.4	5636.3
I 300x150x10x10	58	8139.3
I 400x200x15x12	180	30000
I 400x200x30x12	160.8	45090.4
I 550x300x25x12	210	115937.5
I 550x300x30x15	253.5	136521.1
I 550x300x37x12	279.1	157097.1
O 200x200x3	23.6	1529.4
O 550x550x20	424	198785.3
V 30x40	1200	160000

La NEC-SE-DS (2015) establece que el porcentaje de participación de la masa para realizar un análisis sísmico consiste en el 100% de la carga muerta para el caso de edificaciones normales, y 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva para estructuras destinadas a bodegas y almacenamiento. En el caso de la estructura analizada corresponde a edificación normal con el 100% de la carga muerta como se indica en la Tabla 23.

Tabla 23.

Porcentaje de participación de la masa.

Patrón de carga	Participación de la masa
Muerta	100 %
Viva	-

Se define adicionalmente los patrones de carga con los cuales el programa va a ejecutar el proceso de cálculo. Para el caso de la carga muerta el programa calcula automáticamente el peso propio de la estructura, la carga de acabados se ingresa manualmente como una carga muerta adicional.

Adicionalmente se ingresa la carga viva y el coeficiente basal para el análisis sísmico estático equivalente, previamente determinados en el Capítulo 3.

La combinación de cargas viene dado por la NEC-SE-DS 2015 o a su vez por el código ACI 318 S-14. La estructura, componentes y cimentación, deberán ser diseñadas de tal manera que la resistencia de diseño sea igual o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las siguientes combinaciones.

- 1.4 D
- $1.2 D + 1.6 L + 0.5 \max[Lr; S; R]$
- $1.2 D + 1.6 \max[Lr; S; R] + \max[L; 0.5W]$
- $1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 \max[Lr; S; R]$
- $1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$
- $0.9 D + 1.0 W$
- $0.9 D + 1.0 E$

Para el caso del Ecuador se deben corregir estas combinaciones de carga para los casos donde la combinación tiene presencia de nieve (S), y vientos (W). La carga sísmica E, será determinada de acuerdo al Capítulo de Peligro Sísmico y Diseño Sismo Resistente de la NEC-SE-DS 2015 vigente.

Para el análisis dinámico modal espectral, se ingresa en el programa el espectro inelástico de diseño que fue calculado en el Capítulo 3 correspondiente a la zona donde se encuentra ubicada la estructura. El factor de amortiguamiento ingresado es de 0.03 que corresponde a estructuras metálicas.

La estructura definida con los parámetros previamente mencionados se muestra en la Figura 21, que en detalle fue descrita en el Capítulo 1.

La geometría en planta se detalla en la Tabla 24 y Tabla 25 que corresponden a la Figura 22.

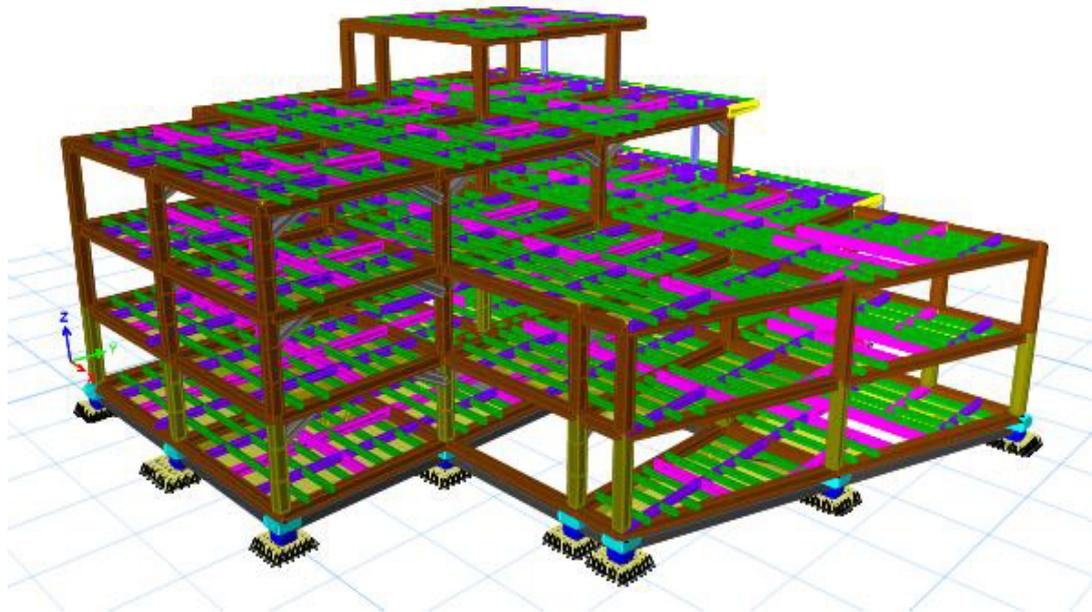


Figura 21. Modelo estructural sin mampostería.

Tabla 24.

Ejes en sentido X.

Eje	Distancia (m)
8	0
7	4.3
6	10.7
5	10.5
4	9.4
3	2.89
2	3.14
1	5.41

Tabla 25.

Ejes en sentido Y.

Eje	Distancia (m)
B	0
C	10.6
E	12.5
H	13.4
I	3.65

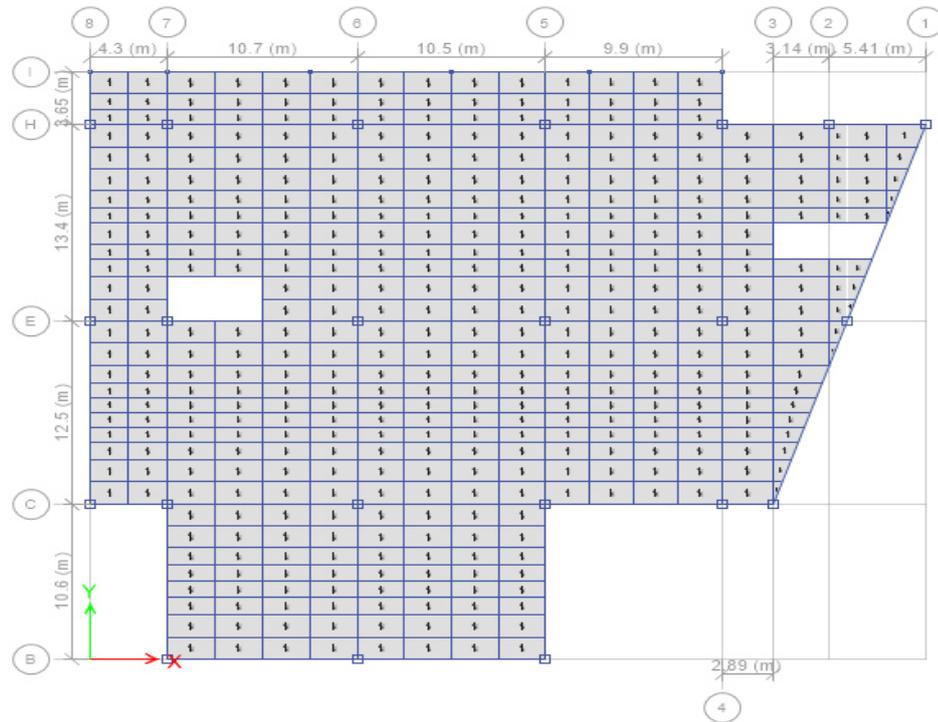


Figura 22. Geometría en planta de la estructura.

5.1.1. Resultados

De los resultados obtenidos en el modelo sin mampostería se tiene que lo correspondiente a desplazamientos se puede ver en la Figura 23 para el sentido X, y en la Figura 24 para el sentido Y. Para el sentido X se evidencia el desplazamiento en el sistema de aislación es de 23.4 cm, mientras que para el sentido Y el sistema de aislación se desplaza 25.3 cm

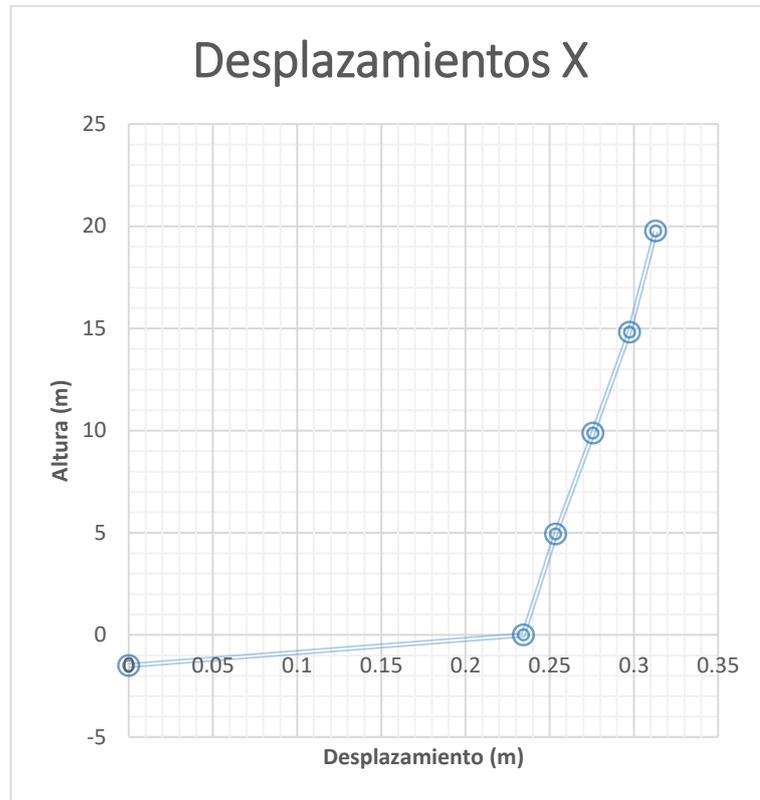


Figura 23. Desplazamientos en el sentido X modelo sin mampostería.



Figura 24. Desplazamientos en el sentido Y modelo sin mampostería.

En la Tabla 26 se indican los máximos desplazamiento por piso en cada sentido de análisis.

Tabla 26.

Desplazamientos máximos modelo sin mampostería.

Piso	Elevación (m)	Desplazamiento X (m)	Desplazamiento Y (m)
4	19.76	0.3129	0.3276
3	14.82	0.2974	0.3131
2	9.88	0.2757	0.2952
1	4.94	0.2535	0.2726
PB	0	0.2343	0.2527
Cimentación	-1.5	0	0

Las derivas de piso del modelo mencionado se indican en la Tabla 27, recalcando que el sistema de aislación es el que recibe el mayor desplazamiento, además de verificar que en los pisos 2 y 3 son los que se desplazan mayormente.

Tabla 27.

Derivas de piso modelo sin mampostería.

Piso	Combo	Dirección	Deriva
Piso4	Sx 1	X	0.31%
Piso4	Sy 1	Y	0.29%
Piso3	Sx 1	X	0.44%
Piso3	Sy 1	Y	0.36%
Piso2	Sx 1	X	0.45%
Piso2	Sy 1	Y	0.46%
Piso1	Sx 1	X	0.39%
Piso1	Sy 1	Y	0.40%
PB	Sx 1	X	62.18%
PB	Sy 1	Y	65.72%

Las derivas de PB corresponden al aislador sísmico, siendo éste un elemento de poca altura y gran capacidad de desplazamiento, se obtienen valores que no son relevantes para el análisis, por lo tanto, para efecto de los siguientes modelos analíticos no se va a considerar la deriva de PB, únicamente se verificará que el desplazamiento en la base sea menor a la máxima capacidad de desplazamiento del aislador.

El peso total del modelo analizado, incluyendo cimentación, vigas, columnas y losas es de 2392.52 toneladas.

Para el análisis dinámico de estructuras irregulares se utilizará un modelo tridimensional (de acuerdo a la complejidad de la respuesta estructural). (NEC-SE-DS, 2015)

En el análisis dinámico modal se tiene que los modos de vibrar de la estructura corresponden a desplazamiento con más del 90% de participación de la masa en el primer y segundo modo de vibrar, mientras que la rotación se cumple en más del 90% de participación de la masa en el tercer modo de vibrar como se indica en la Tabla 28, lo cual indica un comportamiento adecuado de la estructura ante cargas sísmicas laterales.

Tabla 28.

Modos de vibración modelo sin mampostería.

Modo	Períod seg	UX	Sum UX	UY	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	2.085	0.9366	0.9366	0.0002	0.0002	0.005	0.005
2	2.075	0.0005	0.9371	0.9345	0.9348	0.0107	0.0157
3	1.956	0.0063	0.9434	0.0096	0.9443	0.912	0.9276
4	0.467	0.0023	0.9457	0.0004	0.9447	0.0009	0.9286
5	0.432	0.0006	0.9463	0.0015	0.9462	0.0007	0.9293
6	0.336	0.0001	0.9464	0.0003	0.9465	0.0004	0.9297
7	0.243	0.0001	0.9465	3.04E-05	0.9465	3.03E-05	0.9297
8	0.233	1.76E-05	0.9465	4.39E-05	0.9465	3.63E-05	0.9298
9	0.163	7.18E-06	0.9465	0	0.9465	1.02E-05	0.9298
10	0.103	0	0.9465	2.36E-05	0.9466	5.74E-06	0.9298
11	0.015	0.0286	0.9751	0.0119	0.9584	2.13E-06	0.9298



12	0.014	0.0126	0.9878	0.0342	0.9926	0.0011	0.9309
----	-------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Fuente: (ETABS, 2016)

En la Figura 25, Figura 26, Figura 27; se indica el comportamiento de la estructura en el primer, segundo y tercer modo de vibrar respectivamente.

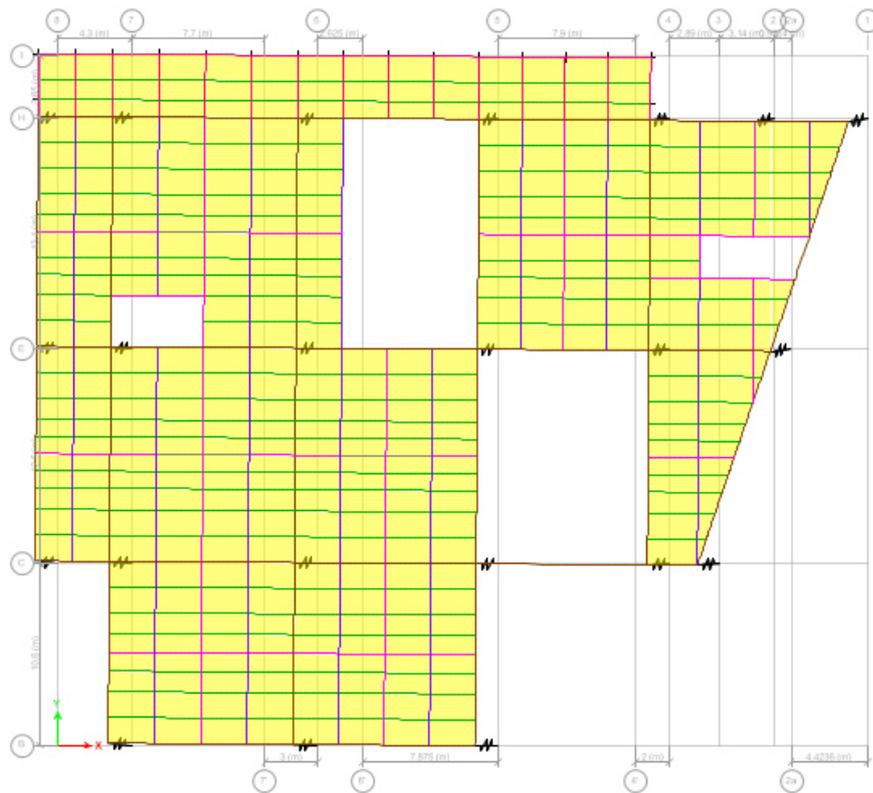


Figura 25. Primero modo de vibrar modelo sin mampostería.



Figura 26. Segundo modo de vibrar modelo sin mampostería.



Figura 27. Tercer modo de vibrar modelo sin mampostería.

5.2. Modelo Incluido Mampostería

Al incorporar la mampostería en el Análisis Sísmico de Estructuras, el cambio más importante que se presenta es la determinación de la matriz de rigidez de la estructura, la misma que debe contener tanto el aporte de la estructura principal como el de la mampostería, por lo tanto es necesario plantear un modelo matemático que asemeje el comportamiento del conjunto de elementos de vigas columnas y mampostería. (Carrillo & Aguiar, 2008).

Se realiza el modelo matemático de la estructura incluyendo la mampostería como elementos finitos, tanto en exteriores como paredes divisorias de ambientes interiores, de tal manera que el modelo se asemeje a la realidad y verificar el comportamiento del mismo.

Los materiales con los que se trabaja y las secciones con fueron descritos con anterioridad, únicamente se añade al modelo la propiedad tipo Wall que corresponde a muro y se da las propiedades de un murete de mampostería.

Las propiedades asignadas al muro de mampostería se indican en la Tabla 29. El modelo incluido la mampostería se refleja en la Figura 28.

Tabla 29.

Características de la mampostería

Parámetro	Valor
Peso volumétrico	850 Kgf/m^3
Módulo de elasticidad	7920 Kgf/cm^2
Módulo de corte	3300 Kgf/cm^2
Coef. De Poisson	0.20
Resistencia a la compresión	8.8 Kgf/cm^2
Espesor de pared	15 cm

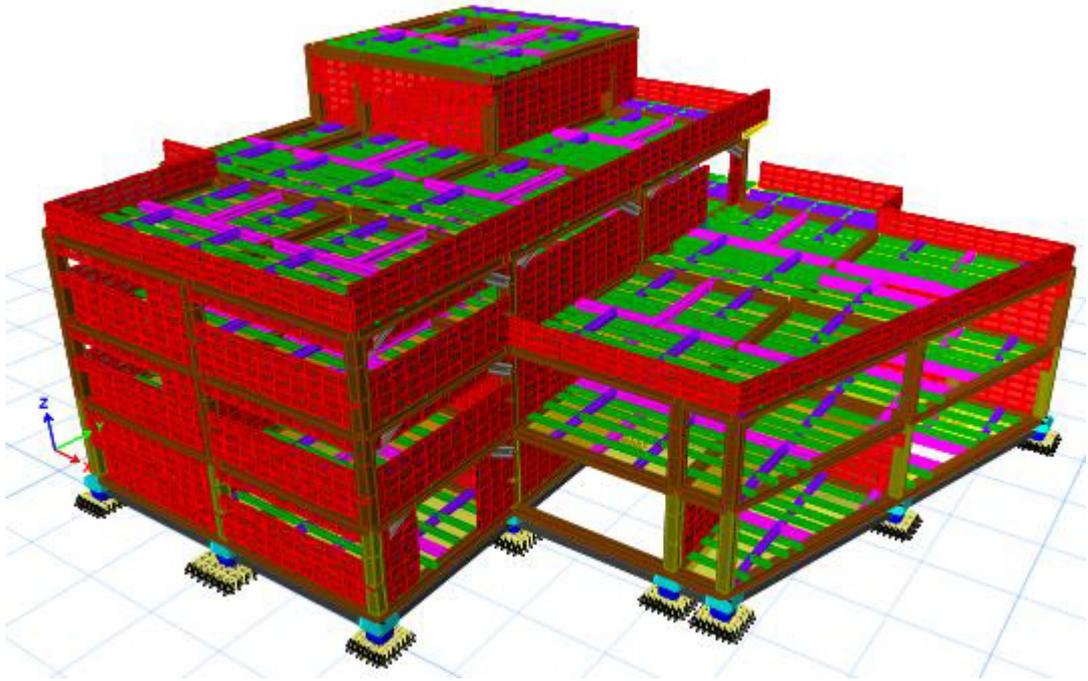


Figura 28. Modelo estructural incluida mampostería.

Se han incluido paredes internas y externas, tomando en consideración que gran parte de las paredes internas no tienen una altura total de entrepiso a entrepiso, debido a que existe una separación de aproximadamente un metro de altura para el paso de instalaciones y colocación de cielo raso, lo que genera en muchos vanos columnas cortas. Adicionalmente a esto gran parte de las paredes internas que dividen ambientes no tienen anclaje alguno a columnas o paredes ortogonales.

5.2.1. Resultados

Los resultados obtenidos en el modelo tomando en cuenta la participación de la mampostería, se tiene que lo correspondiente a desplazamientos se puede ver en la Figura 29 para el sentido X, y en la Figura 30 para el sentido Y. Para el sentido X se puede verificar que el sistema de aislación se desplaza 28.2 cm, mientras que para el sentido Y el sistema de aislación se desplaza 31.3 cm.

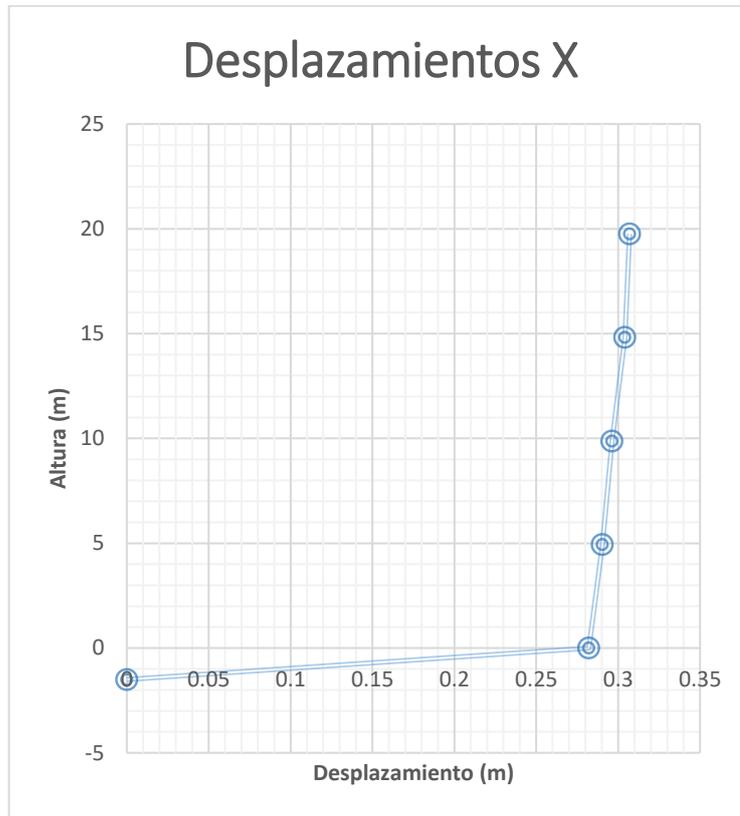


Figura 29. Desplazamientos en el sentido X modelo incluido mampostería.



Figura 30. Desplazamientos en el sentido Y modelo incluido mampostería.

En la Tabla 30 se indican los máximos desplazamiento por piso en cada sentido de análisis.

Tabla 30.

Desplazamientos máximos modelo incluido mampostería.

Piso	Elevación (m)	Desplazamiento X (m)	Desplazamiento Y (m)
Piso4	19.76	0.3069	0.3328
Piso3	14.82	0.3040	0.3283
Piso2	9.88	0.2962	0.3242
Piso1	4.94	0.2903	0.3190
PB	0	0.2821	0.3131
Cimentación	-1.5	0	0

Las derivas de piso del modelo mencionado se indican en la Tabla 31, recalando que el sistema de aislación es el que recibe el mayor desplazamiento, además de verificar que el pisos 2 es el que mayor desplazamiento tiene, a pesar de que, debido a la interacción de la mampostería en el modelo, la rigidez total aumenta, reduciendo significativamente las derivas de piso.

Tabla 31.

Deriva de piso modelo incluido mampostería.

Piso	Combo	Dirección	Deriva
Piso4	Sx 1	X	0.067%
Piso4	Sy 1	Y	0.097%
Piso3	Sx 1	X	0.170%
Piso3	Sy 1	Y	0.091%
Piso2	Sx 1	X	0.192%
Piso2	Sy 1	Y	0.131%
Piso1	Sx 1	X	0.171%
Piso1	Sy 1	Y	0.163%

El peso total del modelo analizado, incluyendo cimentación, vigas, columnas, losas y mampostería es de 2834.04 toneladas.

En el análisis dinámico modal se tiene que los modos de vibrar de la estructura corresponden a desplazamiento con más del 90% de participación de la masa en el tercer modo de vibrar para el sentido X, mientras que para el sentido Y se desplaza con más del 90% de participación de la masa en el segundo modo, la rotación en planta se cumple en más del 90% en el tercer modo de vibrar como se indica en la Tabla 32.

Lo anterior indica que debido a la presencia asimétrica de las paredes en toda la estructura que generan rigidez y peso de manera desproporcionada se genera torsión en planta, razón por la cual existe rotación en el modo fundamental de vibración.

Tabla 32.

Modos de vibración modelo incluido mampostería.

Modo	Period seg	UX	Sum UX	UY	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	2.256	0.626	0.626	0.2276	0.2276	0.0995	0.0995
2	2.24	0.2717	0.8977	0.6803	0.9078	0.0053	0.1047
3	2.135	0.0576	0.9554	0.0477	0.9556	0.8383	0.943
4	0.457	0	0.9554	1.61E-06	0.9556	0	0.943
5	0.324	3.83E-06	0.9554	0	0.9556	0	0.943
6	0.299	0.0003	0.9557	0	0.9556	0	0.943
7	0.244	0	0.9557	0.0002	0.9557	1.50E-06	0.943
8	0.209	0	0.9557	2.35E-06	0.9557	0.0001	0.9431
9	0.148	7.49E-06	0.9557	0	0.9557	0	0.9431
10	0.102	5.36E-07	0.9557	1.23E-05	0.9557	3.35E-06	0.9431
11	0.014	0.0128	0.9685	0.0224	0.9781	0.0003	0.9434
12	0.013	0.0236	0.9921	0.0146	0.9928	0.001	0.9443

Fuente: (ETABS, 2016)



Figura 31. Primer modo de vibrar modelo incluida mampostería.

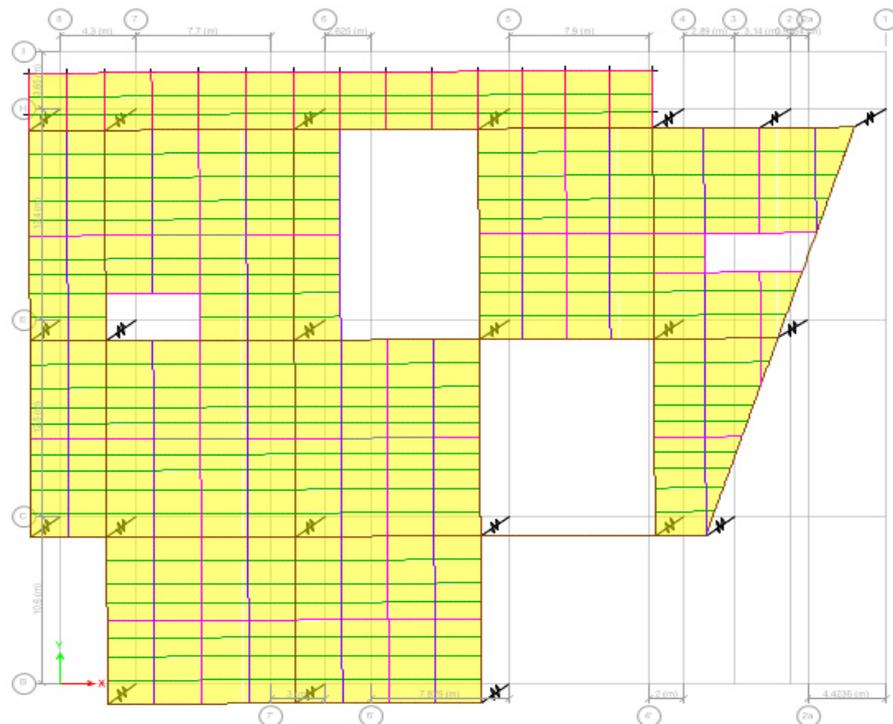
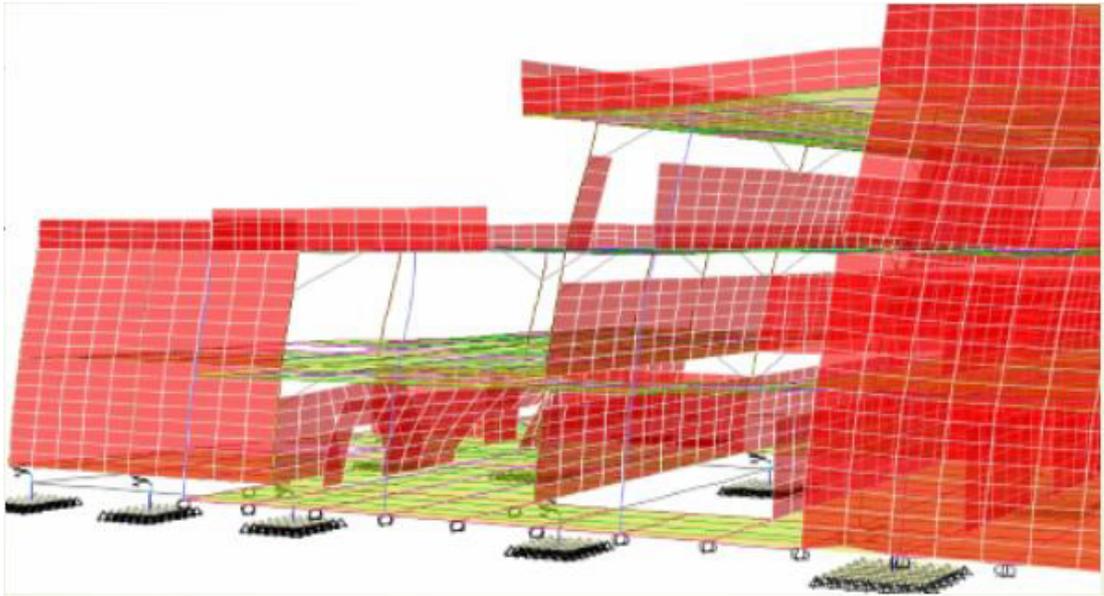


Figura 32. Segundo modo de vibrar modelo incluido mampostería.



(b)

Figura 34. Volteo de paredes no ancladas

Adicionalmente se puede verificar que las paredes que no tienen ningún anclaje a las columnas como son las paredes divisorias de ambientes se vuelven determinantes a partir del cuarto modo de vibrar en adelante, debido a que existe el volteo inmediato ante cargas laterales, además del agrietamiento como se indica en la Figura 34. Lo anterior se detalla en el análisis de historia en el tiempo en el numeral 5.2.3 de éste documento.

5.2.2. Torsión en Planta

Se define a la torsión en planta como el esfuerzo de torsión que sufre una edificación al estar sometida a grandes esfuerzos laterales. Debido a que este movimiento se transmite por la zona más rígida del edificio o centro de rigidez, mientras que cada planta se va a mover en torno a su centro de masa.

El comportamiento ideal se da cuando el centro de masa y el centro de rigidez coinciden en el mismo lugar geométrico, de tal manera que no se generen excentricidades.

El centro de masas (CM) se define como el lugar geométrico donde se considera se concentra el peso de la estructura y coincide con el centro de gravedad de cada planta. Las fuerzas sísmicas actúan en éste punto.

El centro de rigidez (CR) se define como el lugar geométrico donde al aplicar una fuerza horizontal, la estructura se desplaza y no rota.

5.2.2.1. Centro de Masas

Siendo la estructura analizada irregular en planta, el centro de masas no coincide en ningún caso, por lo que es necesario determinar para cada planta su CM.

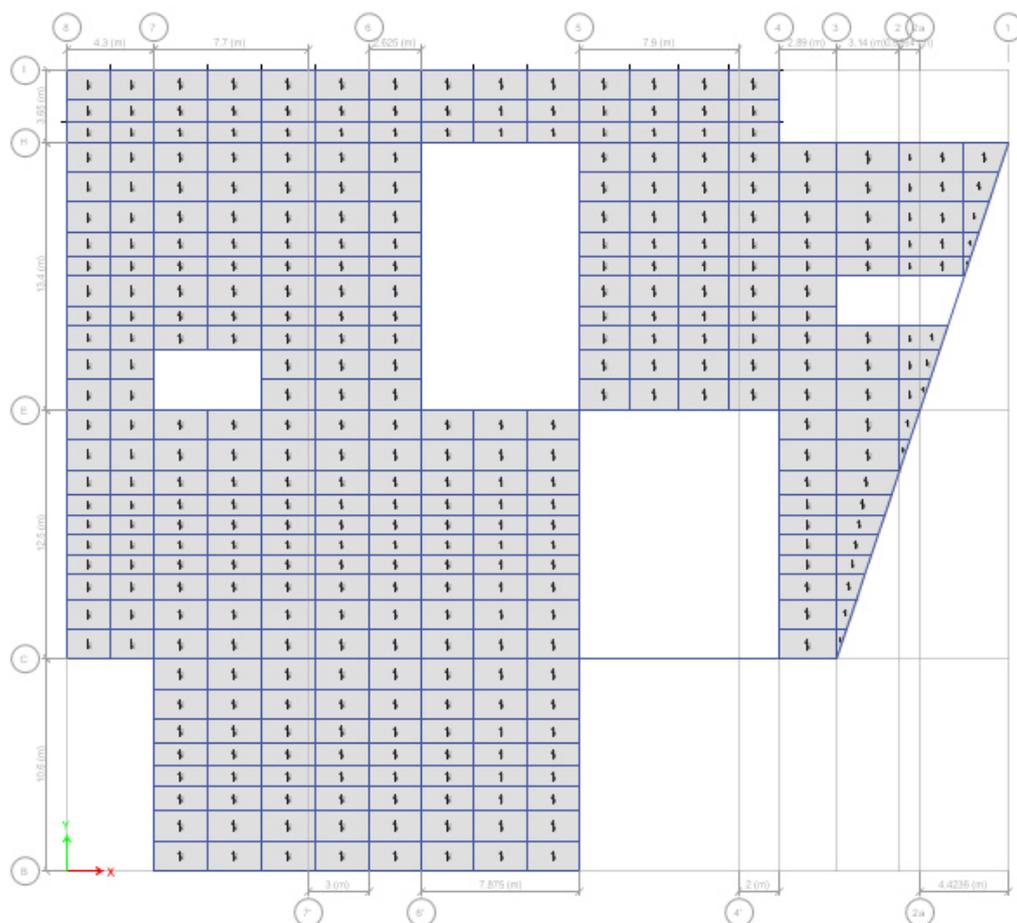


Figura 35. Vista en planta PB.

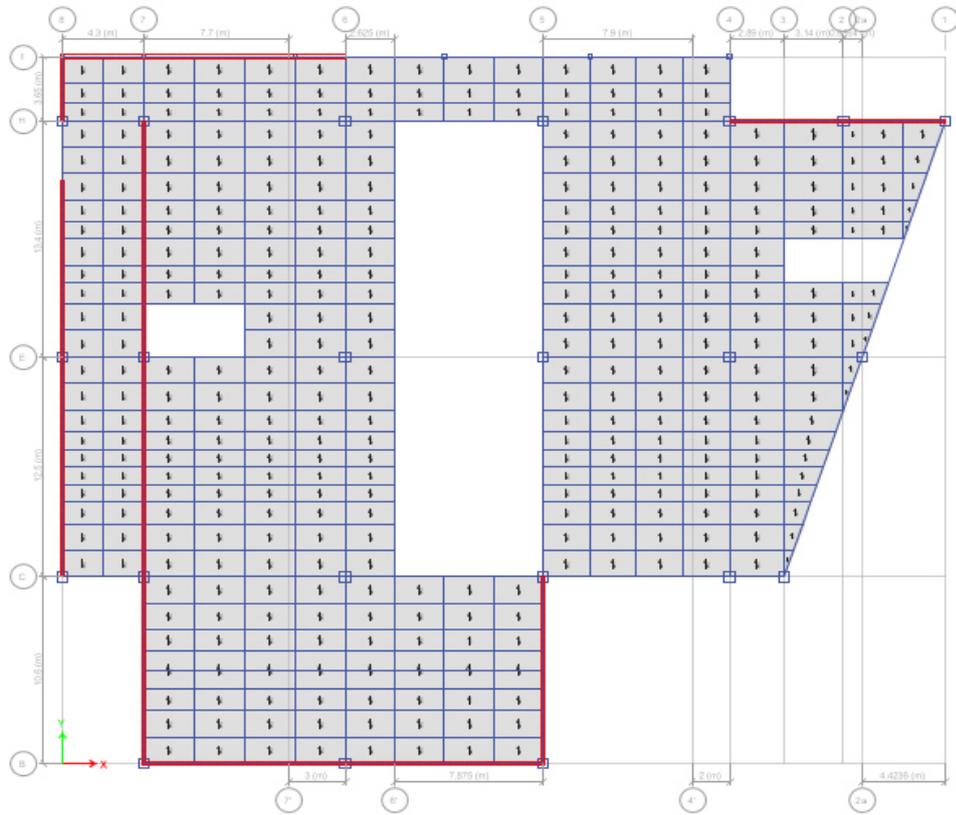


Figura 36. Vista en planta piso 1.

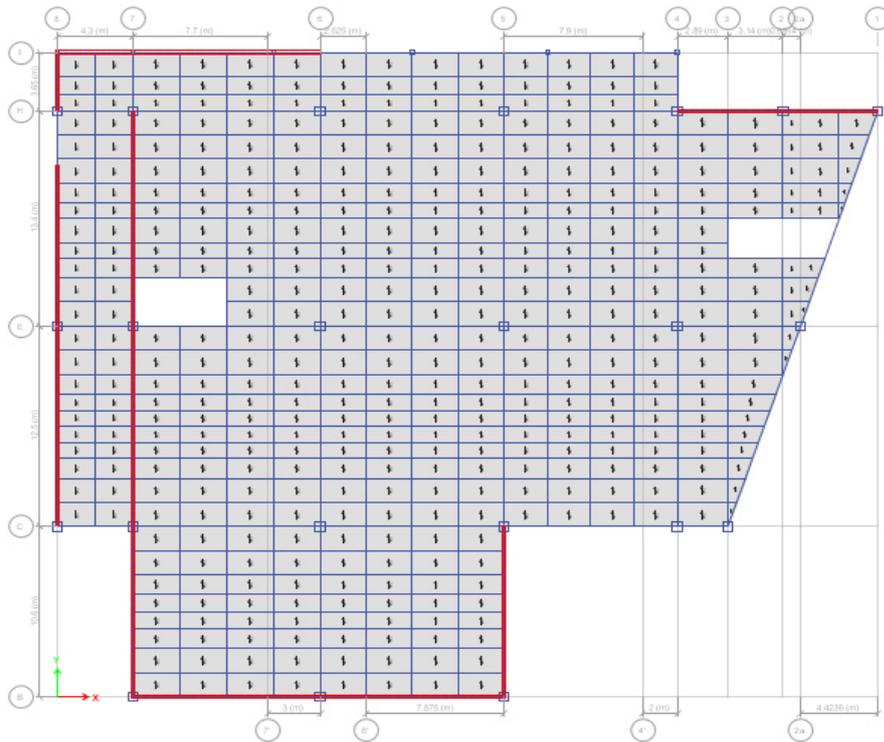


Figura 37. Vista en planta piso 2.

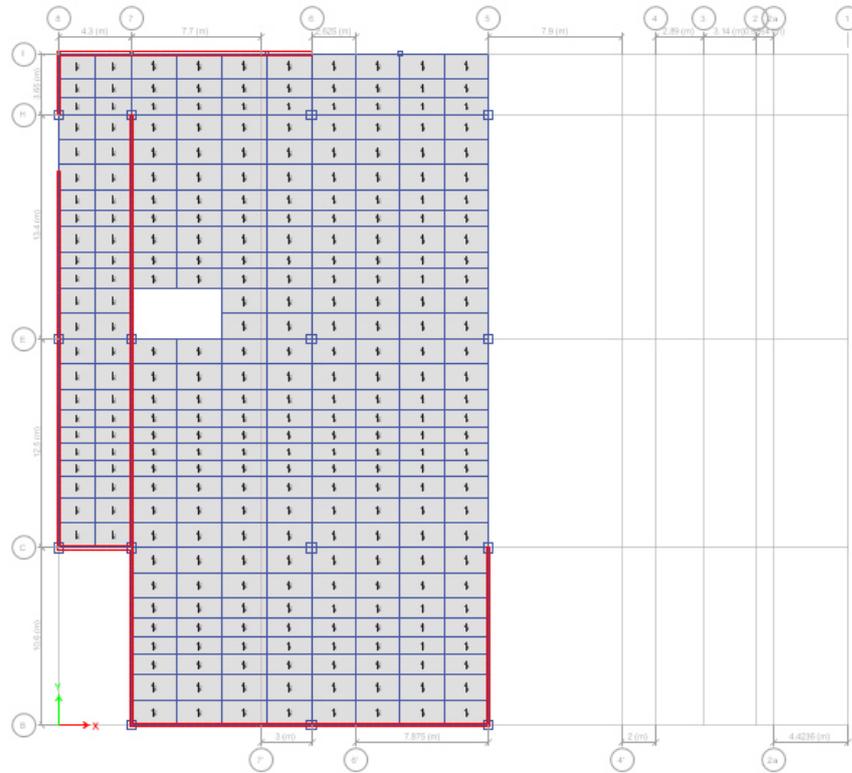


Figura 38. Vista en planta piso 3.

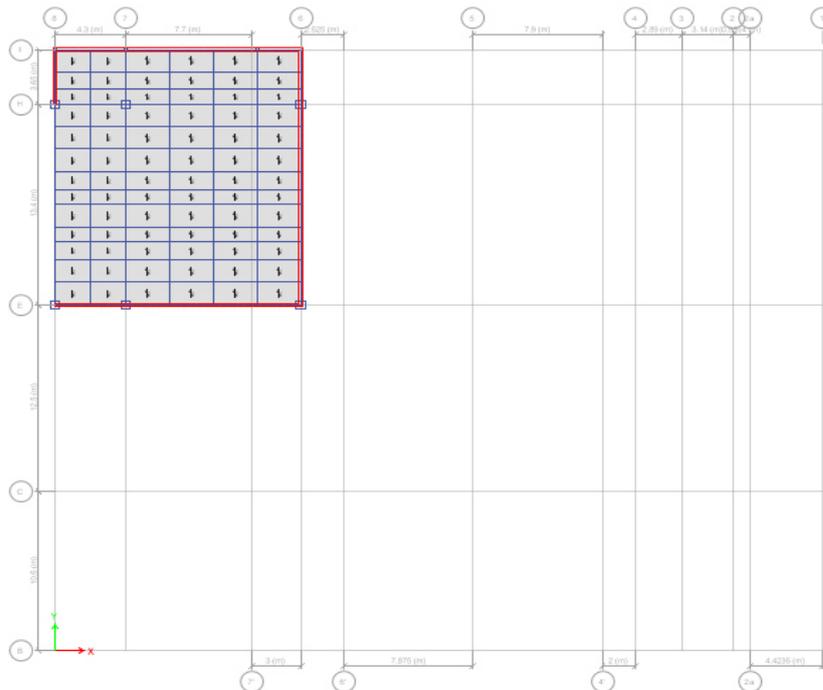


Figura 39. Vista en planta piso 4.

El centro de masa con respecto al origen de coordenadas para cada piso se indica en la Tabla 33.

Tabla 33.

Coordenadas del centro de masas por piso de la estructura.

Piso	Coordenada centro de masas	
	Xcm (m)	Ycm (m)
PB	18.72	21.82
1	18.70	21.54
2	19.01	22.00
3	13.02	20.92
4	7.75	31.59

5.2.2.2. Centro de Rigidez

Es el punto donde se pueden considerar concentradas las rigideces de cada piso y el punto de rotación de la estructura.

La rigidez de piso se define como la relación existente entre la fuerza lateral absorbida por el pórtico y el desplazamiento horizontal relativo entre los dos niveles.

Las coordenadas del centro de rigidez se pueden determinar mediante las siguientes expresiones:

$$X_{CR} = \frac{\sum K_i * x_i}{\sum K_i}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum K_i * y_i}{\sum K_i}$$

Donde:

- X_{CR} , Y_{CR} , son las coordenadas del centro de rigidez en sentido X, Y respectivamente.
- K_i rigidez de piso del pórtico de análisis.
- x_i , y_i , son las distancias a los pórticos en sentido X, Y respectivamente.

La rigidez de cada pórtico en cada piso se puede definir como la fuerza necesaria para producir un desplazamiento unitario, en otras palabras, es la fuerza sísmica acumulada por piso dividido para deriva del mismo.

$$K_i = \frac{F \text{ sísmica acumulada de piso}}{\delta}$$

Donde:

- δ , es el desplazamiento del piso superior menos el desplazamiento del piso inferior.

El centro de rigideces con respecto al origen de coordenadas para cada piso se indica en la tabla Tabla 34.

Tabla 34.

Coordenadas del centro de rigidez por piso de la estructura.

Piso	Coordenada centro de rigideces	
	Xcr (m)	Ycr (m)
PB	17.73	22.54
1	17.70	22.54
2	17.60	22.60
3	17.39	22.63
4	16.80	23.64

5.2.2.3. Excentricidad

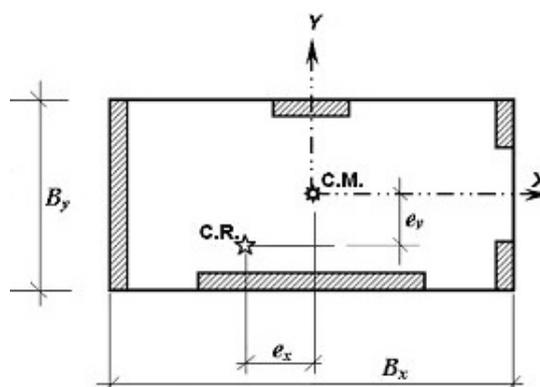


Figura 40. Esquema de excentricidad.

La excentricidad se define como la distancia entre el centro de masas y el centro de rigideces. Se la determina según las direcciones de cada eje y se detalla en la Tabla 35.

Tabla 35.

Excentricidades por cada piso.

Piso	Centro de masas		Centro de rigideces		Excentricidades	
	Xcm (m)	Ycm (m)	Xcr (m)	Ycr (m)	ex (m)	ey (m)
PB	18.72	21.82	17.73	22.54	1.00	-0.72
1	18.70	21.54	17.70	22.54	1.00	-1.00
2	19.01	22.00	17.60	22.60	1.41	-0.59
3	13.02	20.92	17.39	22.63	-4.37	-1.71
4	7.75	31.59	16.80	23.64	-9.05	7.95

5.2.2.4. Momento de Torsión en Planta

Cuando el centro de masa y el centro de rigidez no coinciden en el mismo lugar geométrico, las plantas tenderán a rotar, produciendo un efecto de torsión en los elementos estructurales que conectan cada planta.

Una vez definido el centro de masas y la excentricidad del centro de rigideces, se puede determinar la fuerza de torsión en planta mediante el

producto de la fuerza sísmica lateral y la excentricidad. En la Tabla 36 se detalla el momento de torsión para cada planta.

Tabla 36.
Momento torsional por planta

Piso	Excentricidades		Fuerza lateral (tonf)	Mx (tonf.m)	My (tonf.m)
	ex (m)	ey (m)			
PB	1.00	-0.72	34.31	34.18	-24.76
1	1.00	-1.00	113.18	113.15	-112.89
2	1.41	-0.59	215.36	303.29	-127.51
3	-4.37	-1.71	211.00	-922.39	-360.51
4	-9.05	7.95	71.73	-649.12	570.03

Debido a este efecto, la edificación puede sufrir múltiples daños, tanto estructurales como fisuras o pandeo; como no estructurales como agrietamiento en mampostería o ventanería.

5.2.3. Análisis de Historia en el Tiempo

El análisis paso a paso en el tiempo consiste en un análisis de la respuesta dinámica lineal de la estructura en cada incremento de tiempo, cuando la base de la misma está sujeta a un registro de aceleraciones específico por acción del suelo. Se usarán acelerogramas que sean representativos a terremotos reales esperados en la zona.

Se realiza un análisis paso a paso en el tiempo con el objeto de justificar un diseño estructural que no pueda ser justificado con el método de diseño estático o lineal modal espectral. (NEC-SE-DS, 2015)

5.2.3.1. Registros de Aceleración

La normativa ecuatoriana establece que los análisis paso a paso en el tiempo se realizarán utilizando las dos componentes horizontales de registros de acelerogramas apropiadamente seleccionados y escalados, de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio,

a partir de los registros de no menos de tres eventos sísmicos. Para el presente análisis se utiliza los registros de aceleración del sismo del 16 de abril del 2016 de Pedernales-Ecuador, en tres diferentes estaciones sismográficas que corresponden a Pedernales (APED), Manta (AMNT) y Quito (EPNL).

La Red Nacional de Acelerógrafos (RENAC) del Instituto Geofísico posee estaciones sismográficas colocadas en todo el país, adicionalmente se tiene el valor de aceleración máxima (PGA) de la red de la empresa Oleoductos de Crudo Pesado (OCP) los cuales se ha obtenido la información necesaria de los registros de aceleración, y si indican en la Figura 41. La estrella negra indica el epicentro del evento, y las máximas aceleraciones se encuentran ubicadas al sur de éste.

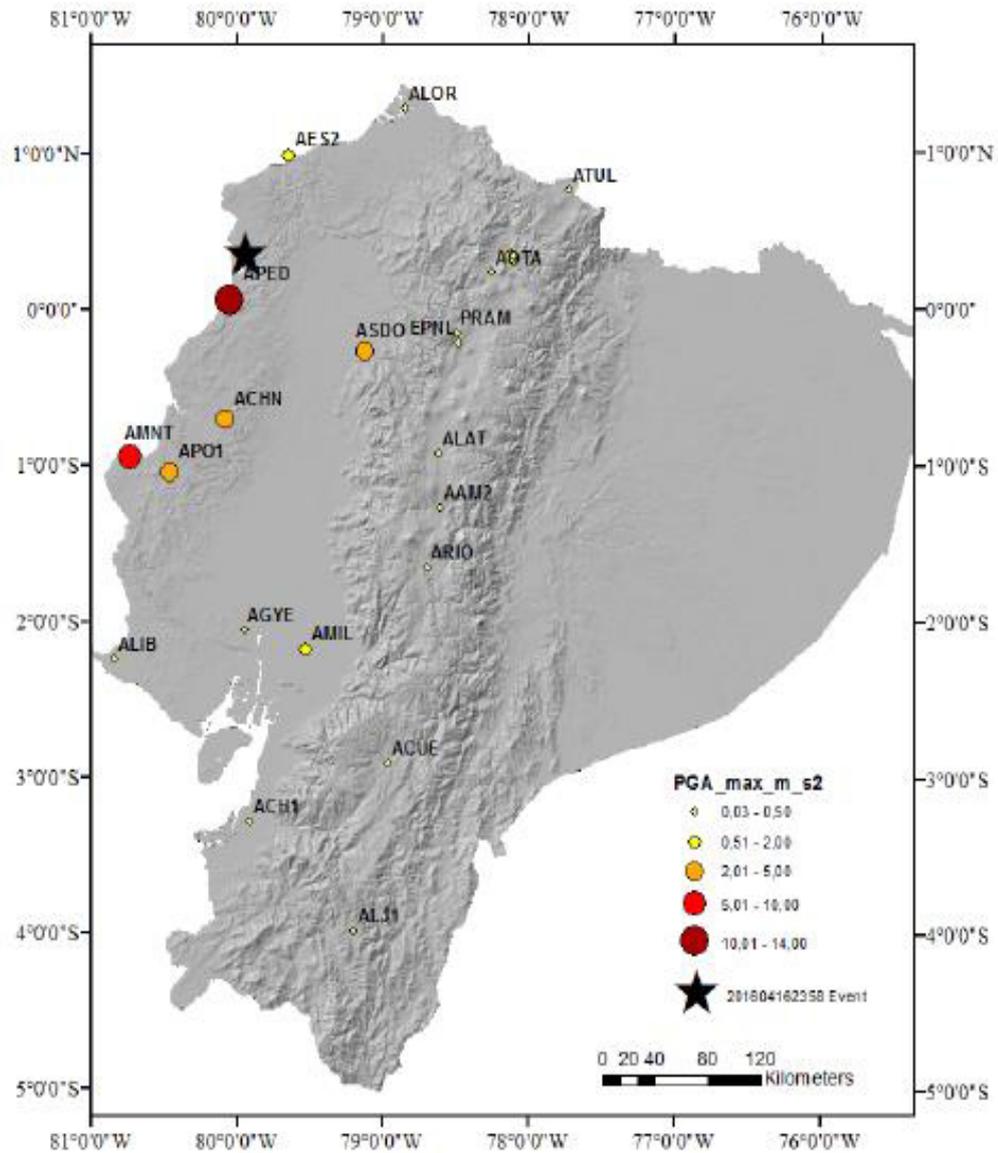


Figura 41. Distribución espacial de la Red Nacional de Acelerógrafos y de la Red de OCP.

Fuente: (Singaucho, Laurendeau, Viracucha, & Ruiz, 2016).

En la Tabla 37 se indican los valores de aceleración máxima (m/s^2) para cada componente de los registros de aceleración, la ubicación de los acelerógrafos y distancia epicentral de los registros disponibles.

Tabla 37.

Registro de aceleraciones máximas para cada componente.

RED	Estación	Latitud	Longitud	Altitud (m)	Dis. Epi. (Km)	PGA E (m/s ²)	PGA N (m/s ²)	PGA Z (m/s ²)
RENAC	AAM2	-1.269	-78.611	2664	235	0.255	0.347	0.147
	ACH1	-3.287	-79.910	13	407	0.250	0.237	0.081
	ACHN	-0.698	-80.084	18	120	3.235	3.627	1.729
	ACUE	-2.910	-78.959	2578	381	0.342	0.290	0.175
	AES2	0.991	-79.646	4	76	1.512	1.083	0.431
	AGYE	-2.054	-79.952	30	270	0.183	0.230	0.146
	AIB1	0.347	-78.125	2208	202	0.484	0.568	0.122
	AIB2	0.349	-78.106	2298	204	0.208	0.325	0.084
	ALAT	-0.926	-78.618	2777	206	0.310	0.274	0.119
	ALIB	-2.243	-80.846	40	308	0.411	0.390	0.207
	ALJ1	-3.987	-79.197	2147	492	0.149	0.160	0.088
	ALOR	1.293	-78.847	22	159	0.256	0.262	0.151
	AMIL	-2.181	-79.529	20	288	0.510	0.450	0.184
	AMNT	-0.941	-80.735	38	171	3.972	5.142	1.621
	AOTA	0.240	-78.256	2529	188	0.410	0.344	0.182
	APED	0.068	-80.057	15	36	13.803	8.319	7.273
	APO1	-1.038	-80.460	47	167	3.115	3.730	1.018
	ASDO	-0.263	-79.124	615	115	2.022	1.088	0.499
	ATUL	0.772	-77.723	3097	251	0.160	0.207	0.066
	EPNL	-0.212	-78.492	283	174	0.263	0.199	0.131
PRAM	-0.145	-78.495	2840	171	0.245	0.229	0.132	
ADN**	LGCB	0.382	-79.575	160	41	0.834	0.689	0.428
	PDNS	0.111	-79.991	442	29	10.409	9.550	5.618
OCP**	AMA1	0.935	-79.725	234	67	4.175	1.987	1.320
	APR1	-0.046	-78.614	2981	155	0.005	0.004	0.002
	APR2	0.077	-78.968	804	113	0.991	1.077	0.554
	APS4	-0.371	-78.106	2887	220	0.069	0.063	0.024
	AV11	-0.073	-78.371	2058	181	0.293	0.384	0.196
	AV18	0.313	-79.478	107	52	1.414	1.291	0.676
	AV21	0.661	-79.547	62	54	1.896	1.472	0.894

** *Trabajos cooperativos.***Fuente:** (Singaicho, Laurendeau, Viracucha, & Ruiz, 2016).

Se realizan los análisis para los tres pares de registros de las estaciones de Pedernales (APED), Manta (AMNT) y Quito (EPNL), es decir que cada par contenga su componente Norte y Este, se tomarán para el

análisis la respuesta máxima de los parámetros de interés. (NEC-SE-DS, 2015)

Para la corrección de los registros de aceleración de cada estación sismográfica mencionada anteriormente se utilizó el software de uso comercial SeismoSpect, el cual proporciona un registro de aceleraciones depuradas en un intervalo de tiempo designado, en este caso de 0.01 segundos. La Figura 42 indica el registro depurado de la estación de Manta en su componente Este, cabe mencionar que este procedimiento se realiza para las tres estaciones indicadas anteriormente en cada una de sus componentes.

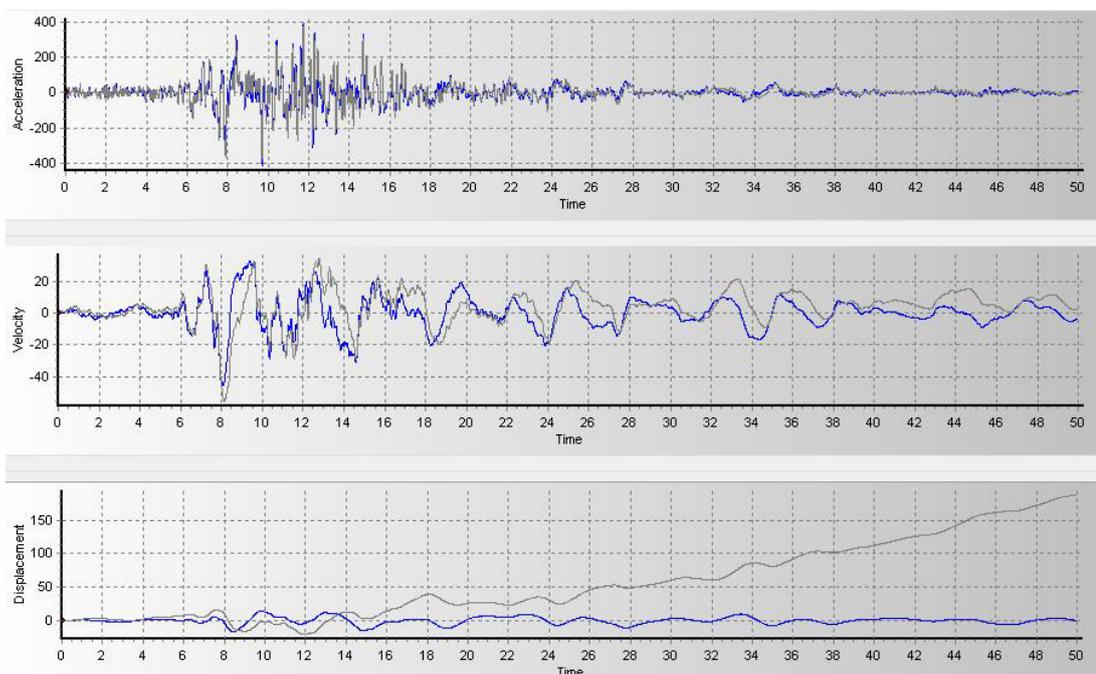


Figura 42. Registro de aceleración depurado de Manta, componente E.

Fuente: SeismoSpect

5.2.3.2. Modelo Analítico

Para ingresar en el modelamiento de ETABS los casos de historia en el tiempo se ingresan los acelerogramas de todas las estaciones obtenidas de software SeismoSpect como función de tiempo-historia tomando en

consideración las unidades de la aceleración. En la Figura 43 se indica el ingreso del acelerograma de la estación sismográfica de Quito (EPNL) en su componente Este, similar procedimiento se realiza con la componente Norte y las estaciones sismográficas de Pedernales (APED) y Manta (AMNT).

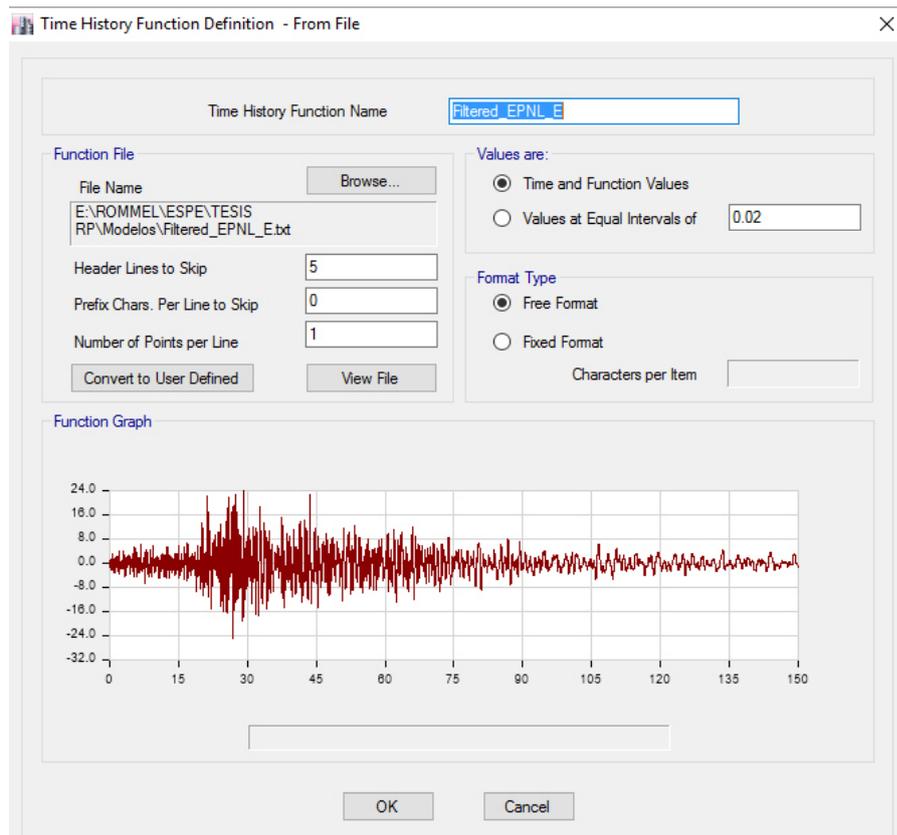


Figura 43. Acelerograma de la estación EPNL-E.

Fuente: (ETABS, 2016).

Una vez definido los acelerogramas por cada uno de los tres registros se procede a crear los casos de historia en el tiempo. ETABS posee la función de escalamiento automático siguiendo las recomendaciones del ASCE 7-10, en la que estos registros deberán normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio, definido por el espectro elástico antes calculado en el Capítulo 3.

La Figura 44 indica el escalamiento entre el espectro definido en el Capítulo 3 y el registro del acelerograma de la estación EPNL (Quito) componente Este, tomando en cuenta que el espectro está en unidades $g(m/s^2)$ y el acelerograma en las mismas unidades $g(m/s^2)$. Este procedimiento se realizó para cada componente de las tres estaciones en sus dos componentes definidas en el acápite anterior.

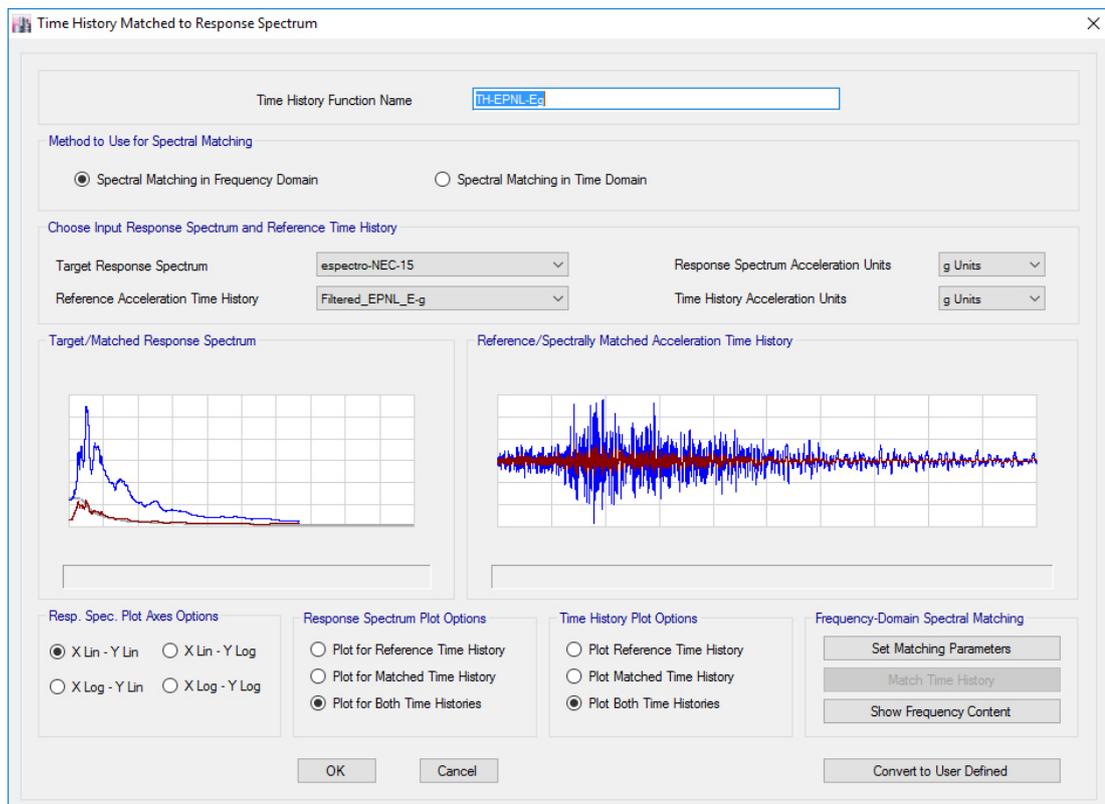


Figura 44. Escalamiento de registro de aceleraciones de la estación EPNL-E

Fuente: (ETABS, 2016).

5.2.3.3. Resultados

De los resultados obtenidos al aplicar los registros de aceleración del sismo del Pedernales de Abril del 2016 en la estructura tridimensional, se obtuvieron diferentes desplazamientos por piso de cada registro de aceleración.

Realizado el análisis paso a paso en el tiempo de la estructura con los tres registros de aceleraciones antes mencionados de acuerdo a la NEC-SE-DS (2015), se obtuvo que la estación AMNT (Manta) es la que registra mayores desplazamientos con respecto a APED (Pedernales) y EPNL (Quito).

En la Figura 45 se ejemplifica la historia en el tiempo de la planta baja de la estructura en sentido X para la estación AMNT. Se indica un desplazamiento máximo de 14.62 cm para el sismo de diseño DBE, y de 20.47 cm para el sismo máximo considerado MCE; siendo menor a la capacidad de desplazamiento del aislador de 56.63 cm previamente determinado en numeral 2.3 de éste documento.

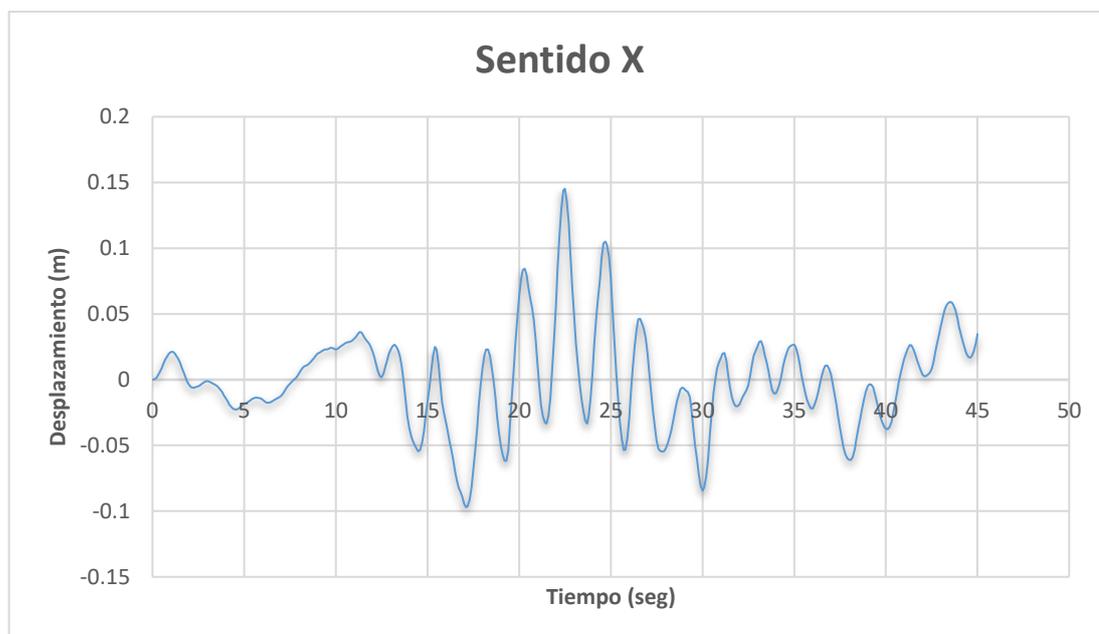


Figura 45. Historia de desplazamientos en la planta baja de la estructura sentido X.

En la Figura 46 se indica la historia en el tiempo de la planta baja de la estructura en sentido Y para la estación AMNT, mismo que indica un desplazamiento máximo de 10.7 cm para el sismo de diseño DBE, y de 14.98 cm para el sismo máximo considerado MCE; siendo menor a la capacidad de desplazamiento del aislador de 56.63 cm previamente determinado en numeral 2.3 de éste documento.

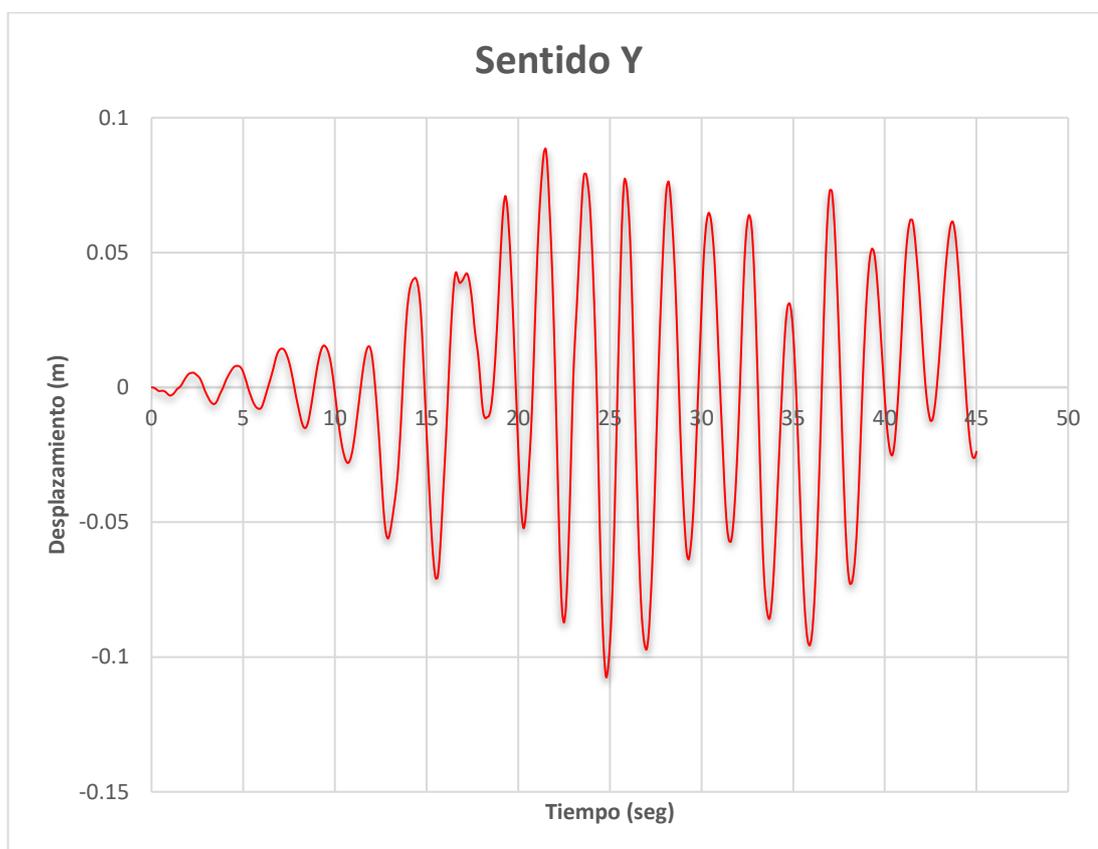


Figura 46. Historia de desplazamientos en la planta baja de la estructura sentido Y.

En la Tabla 38, producto de la aplicación del registro de aceleración de cada estación sismográfica se indican las derivas de piso al modelo aplicando el análisis paso a paso en el tiempo, recalcando que siendo un proceso dinámico de mayor precisión se obtienen derivas menores que las derivas del método modal espectral aplicado previamente en el modelo detallado del numeral 5.2.

Tabla 38.

Derivas de piso del análisis de historia en el tiempo para cada estación sismográfica.

Piso	Dirección	Deriva		
		APED	AMNT	EPNL
Piso4	X	0.014%	0.018%	0.004%
Piso4	Y	0.012%	0.013%	0.004%
Piso3	X	0.039%	0.051%	0.011%
Piso3	Y	0.014%	0.014%	0.004%
Piso2	X	0.053%	0.066%	0.016%
Piso2	Y	0.034%	0.025%	0.009%
Piso1	X	0.056%	0.072%	0.016%
Piso1	Y	0.038%	0.035%	0.010%

Para analizar el efecto que producen los aisladores y la mampostería en la estructura, se comprueba la historia de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, de una pared interior ubicada en el primer piso y una pared exterior ubicada en el último piso. Lo anterior se comprueba con un modelo de empotramiento en la base y otro modelo de base aislada.

**Figura 47.** Historia de aceleraciones del piso 1.



Figura 48. Historia de aceleraciones piso 4.



Figura 49. Historia de velocidades piso 1.



Figura 50. Historia de velocidades piso 4.



Figura 51. Historia de desplazamientos piso 1.



Figura 52. Historia de desplazamientos piso 4.

De acuerdo a las gráficas de historia en el tiempo de aceleración, velocidad y desplazamiento de cada piso, se obtiene la Tabla 39, que resume los máximos valores obtenidos para los diferentes pisos.

Tabla 39.

Máximo valores de historia en el tiempo.

	Aceleración (m/s ²)		Velocidad (m/s)		Desplazamiento (m)	
	Base aislada	Base empotrada	Base aislada	Base empotrada	Base aislada	Base empotrada
Piso 1	1.3324	2.2153	0.2480	0.0440	0.1226	0.0029
Piso 4	1.2447	4.0035	0.2590	0.2760	0.1262	0.0210

Claramente se puede comprobar que el sistema de aislación es el que atenúa gran parte de la aceleración y disminuye conforme aumentan los pisos, a diferencia del sistema con base empotrada, en el cual aumenta la aceleración conforme aumenta el número de pisos.

Se registra mayor velocidad en el sistema aislado y aumenta conforme el número de pisos. Menor velocidad se registra en el sistema empotrado y aumenta conforme el número de pisos, al igual que el sistema aislado.

5.2.4. Esfuerzos Perpendiculares al Plano

Debido a la aplicación de las fuerzas sísmicas laterales en la estructura, se puede producir múltiples daños en elementos no estructurales como la mampostería, entre ellos agrietamiento o volteo, lo cual hace que su análisis sea predominante.

Se analizan los esfuerzos perpendiculares al plano de una pared interior del pórtico 7 en el primer y último piso, considerando base aislada y base empotrada. De igual manera se analiza una pared exterior del pórtico B considerando base aislada y base empotrada.

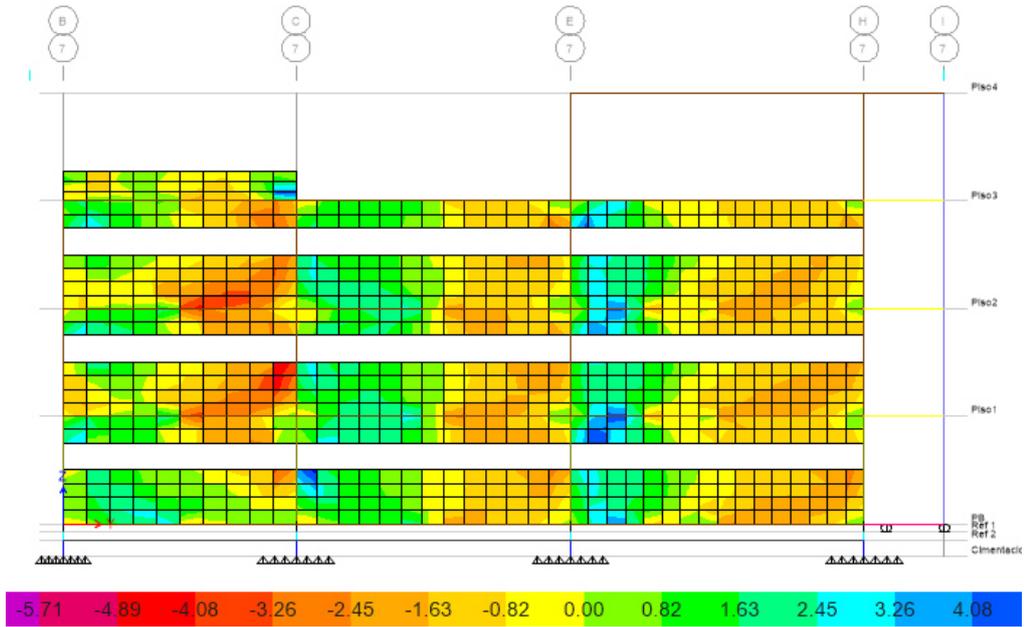


Figura 53. Esfuerzos perpendiculares pared exterior, base aislada.

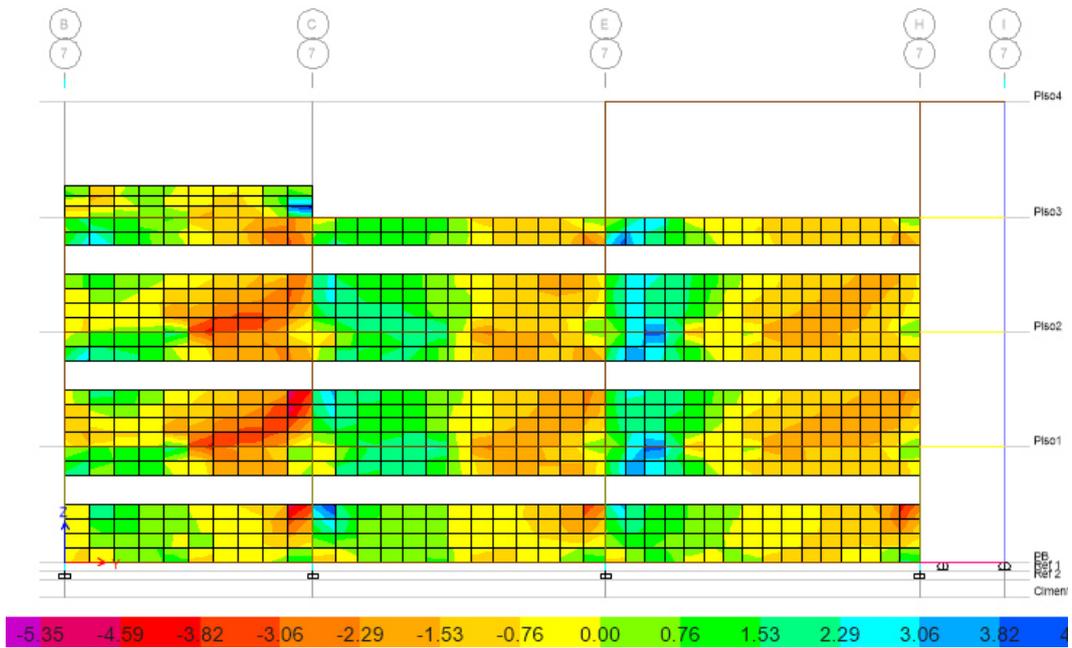


Figura 54. Esfuerzos perpendiculares pared exterior, base empotrada.

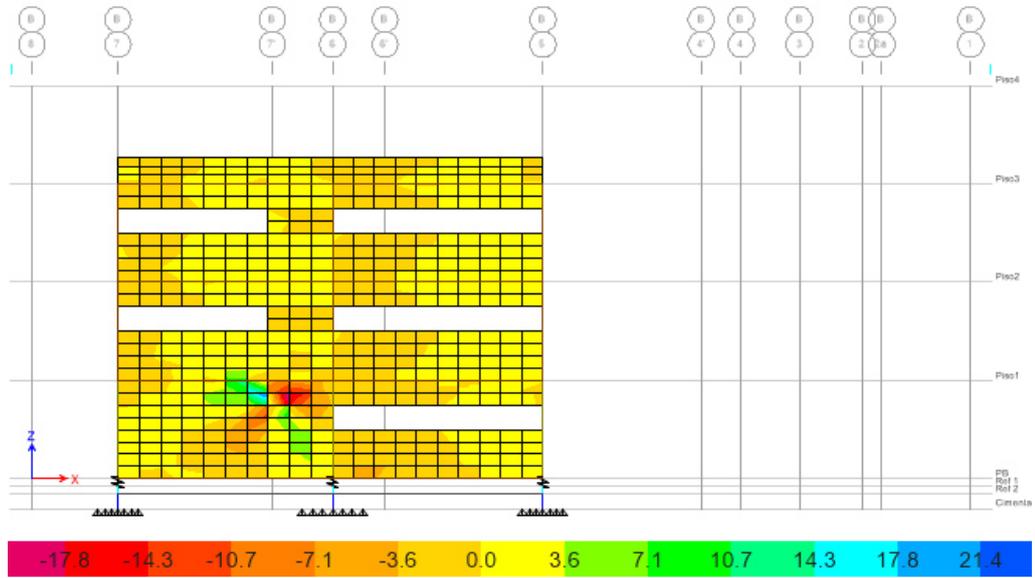


Figura 55. Esfuerzos perpendiculares pared interior, base aislada.

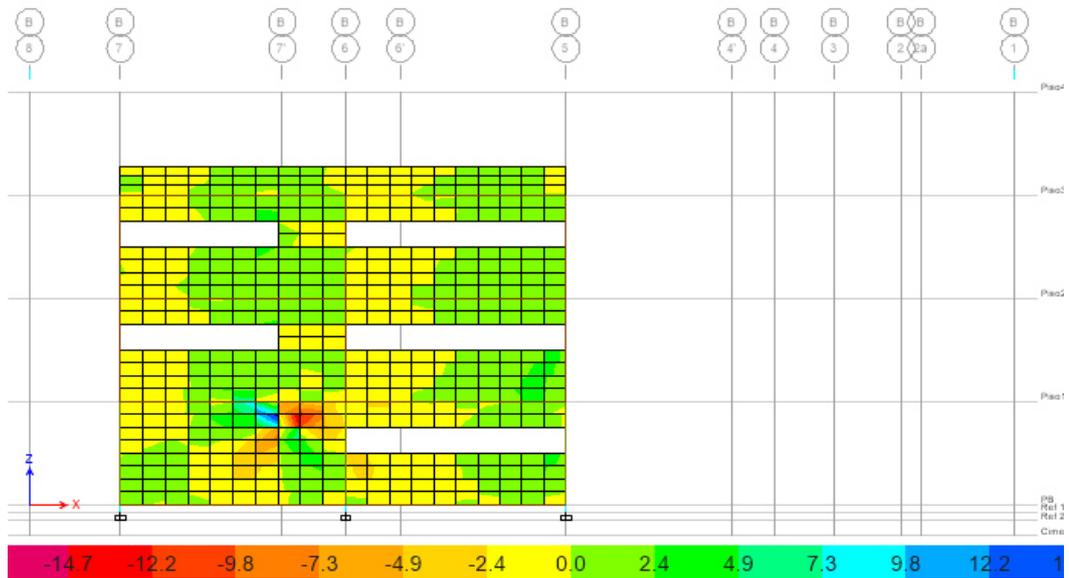


Figura 56. Esfuerzos perpendiculares pared interior, base empotrada.

De acuerdo a los esfuerzos perpendiculares registrados en los pórticos 7 y B, que corresponden a pared interior y exterior respectivamente. En la Tabla 40 se presentan los valores obtenidos en centros de vanos para diferentes pisos, debido a que en las esquinas se presentan concentración de esfuerzos.

Tabla 40.

Esfuerzos perpendiculares en pared interior y exterior.

	Pared interior pórtico 7		Pared exterior pórtico B	
	Esfuerzo perpendicular (kgf/m²)		Esfuerzo perpendicular (kgf/m²)	
	Base aislada	Base empotrada	Base aislada	Base empotrada
Piso 1	1510	270	1840	1250
Piso 4	1020	730	550	2610

En el caso de paredes interiores de la estructura con base aislada, se evidencia mayores esfuerzos que la estructura con base empotrada, sin embargo, estos esfuerzos disminuyen conforme aumenta el número de piso. Lo contrario ocurre con los esfuerzos de la estructura con base empotrada, pues estos aumentan conforme aumentan los niveles.

En el caso de paredes exteriores de la estructura con base aislada, se evidencia que los esfuerzos disminuyen conforme aumentan los niveles. Lo contrario ocurre con la estructura de base empotrada, pues los esfuerzos aumentan conforme aumentan los niveles.

5.3. Modelo con Diagonales Equivalentes

Para determinar las diagonales equivalentes en el modelo propuesto se realizaron varias acciones, entre ellas se reduce el módulo de elasticidad en los elementos finitos laterales, superiores e inferiores con el propósito de identificar las diagonales que trabajan a compresión en cada una de las paredes de la estructura. (Viera & Caiza, 2016).

Se utiliza la misma geometría general y específica para la estructura, descrita en el Capítulo 2. Para la definición de las cargas de servicio y sísmicas, se aplica lo descrito en el Capítulo 3.

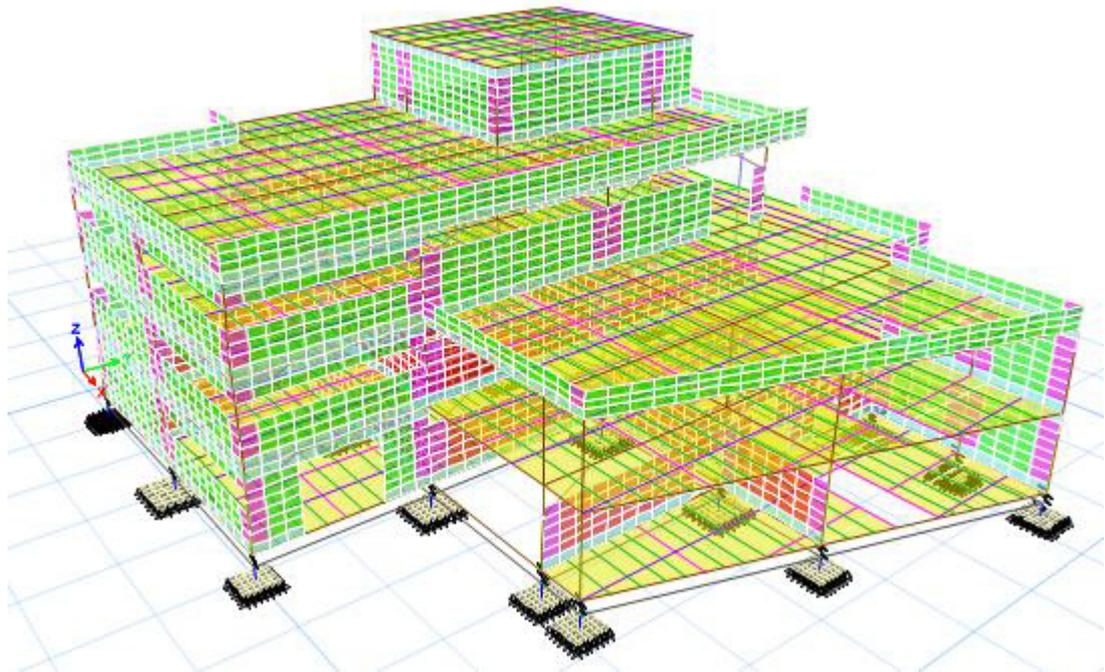


Figura 57. Modelo con mampostería separada

Para visualizar los esfuerzos en las paredes y determinar la diagonal que trabaja a compresión se ilustra en la Figura 58 el eje 5 de la estructura en el cual se identifica los esfuerzos diagonales.

Estrictamente únicamente las paredes que estén confinadas por sus cuatro lados se puede aplicar el modelo de la diagonal equivalente, sin embargo en el modelo mencionado se ha encontrado la presencia de esfuerzos diagonales en paredes confinadas por los tres lados como se indica en la Figura 58, por lo que se aplicó este modelo a aquellas paredes de igual manera.

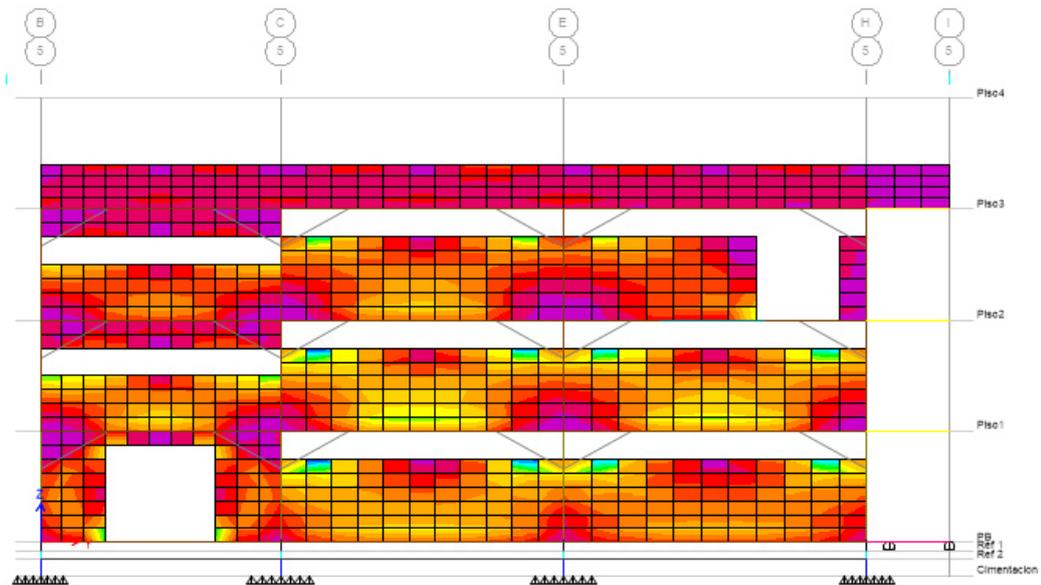


Figura 58. Esfuerzos dentro del plano en vano tipo.

Se esperaba que se forme una zona de compresión en la forma de una diagonal como se indica de color amarillo en la Figura 58. Posterior a esto se siguen las recomendaciones del FEMA 356 (2000) donde se reemplaza los elementos finitos a compresión por una diagonal equivalente que tenga similar efecto que el modelo con mampostería completa. (Viera & Caiza, 2016).

Luego de varias investigaciones, se ha determinado que la mampostería actúa monolíticamente con el marco estructural que lo conforma, es decir, vigas y columnas, por lo que la mejor manera de representar el comportamiento de ésta es reemplazarla por un puntal o diagonal que trabaje sólo axialmente a compresión, como se muestra en la Figura 59.

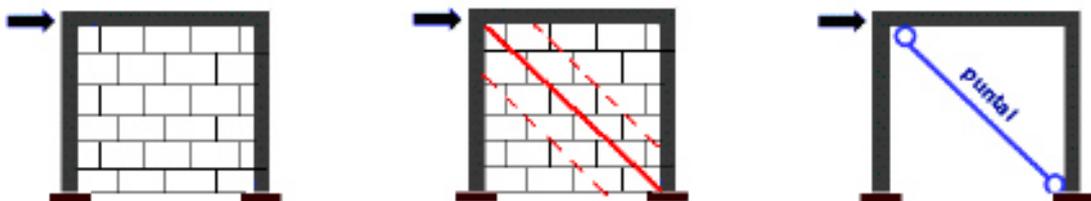


Figura 59. Modelo matemático tipo del puntal a compresión.

Fuente: (Carrillo & Aguiar, 2008).

Es importante considerar en el modelo estructural la participación de la mampostería, pues ésta puede aportar con rigidez a la superestructura.

La matriz de rigidez de la diagonal equivalente es la siguiente:

$$K = \frac{E_m \cdot A_m}{L} \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & -\cos^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta \\ \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & -\sin^2 \theta \\ -\cos^2 \theta & -\cos \theta \sin \theta & \cos^2 \theta & \cos \theta \sin \theta \\ -\cos \theta \sin \theta & -\sin^2 \theta & \cos \theta \sin \theta & \sin^2 \theta \end{bmatrix}$$

$$A_m = a * t$$

Donde

- E_m es el módulo de elasticidad de la mampostería.
- A_m es el área equivalente de la diagonal.
- L es la longitud de la diagonal.
- θ es el ángulo de inclinación del puntal (entre ejes) con respecto a la horizontal.
- a es el ancho equivalente del puntal.
- t es el ancho de la mampostería.

Existen varios modelos para determinar el ancho del puntal equivalente propuesto por diferentes autores, en Carrillo & Aguiar (2008) se presentan algunos de los modelos, entre ellos Holmes (1961); Mainstone (1971); Bazan y Meli (1980); Hendry (1981); Liauw y Kwan (1984), Decanini y Fantin (1986); Paulay y Priestley (1992); FEMA (1997); Crisafulli (1997).

Los principales componentes geométricos del puntal equivalente que trabaja a compresión, los mismos que permitirán calcular el ancho equivalente de la diagonal se indican en la siguiente Figura 60.

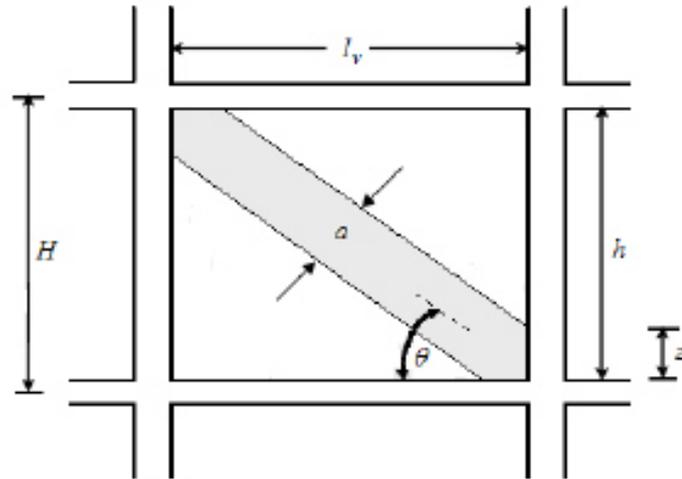


Figura 60. Propiedades geométricas del puntal equivalente.

Fuente: Internet.

El módulo elástico de la mampostería para el efecto de este trabajo se ha determinado mediante un análisis teórico y experimental, previamente descrito en el Capítulo 4, dicho módulo corresponde al valor de $E_m = 7920 \text{ kg/cm}^2$.

Tomando como referencia las recomendaciones del FEMA 356 (200) para determinar el ancho del puntal a compresión se tiene la siguiente expresión:

$$a = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} L$$

$$\lambda_1 = \left[\frac{E_m t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{1/4}$$

Donde:

- a ancho del puntal.
- λ_1 factor que depende tanto de la mampostería como de la columna en la que se apoya.
- h_{col} alto de pie a cabeza de columna entre centros de vigas.

- L longitud del puntal.
- E_m módulo de elasticidad esperado de la mampostería.
- t_{inf} espesor de la mampostería.
- θ ángulo entre el alto y el largo de la mampostería.
- E_{fe} módulo de elasticidad esperado de la columna.
- I_{col} inercia de la columna.
- h_{inf} alto de la mampostería.
- El espesor y el módulo de elasticidad son los de la mampostería real.

Considerando los vanos diferentes existentes en la estructura, se realiza un procedimiento para determinar el ancho del puntal en cada pared. Siendo las longitudes del puntal diferentes, se realiza un promedio de todas las longitudes para determinar un ancho común del puntal.

Se colocan columnetas tipo O de 200x200x3 aproximadamente cada cuatro metros donde se requieren para anclar y soportar las diagonales equivalentes.

En la Tabla 41 se indican los valores generales para determinar el ancho del puntal del modelo matemático.

En la Tabla 42 se desarrolla el procedimiento para determinar la longitud del puntal, se mide en cada eje de la estructura y en cada vano debido a que los ejes y vanos son diferentes. Además existen variaciones en la altura de paredes, considerando espaciamientos designados para ventanas, puertas, pasajes. Finalmente se calcula dos tipos de diagonales equivalentes debido a las variaciones descritas.

Tabla 41.

Datos generales para determinar ancho de puntal.

Módulo de elasticidad mampostería	E_m	7920.0	kgf/cm^2
Espesor de la mampostería	t_{inf}	15	cm
Módulo elasticidad columna	E_{fe}	2038901.92	kgf/cm^2
Inercia de la columna	I_{col}	198785.3	cm^4
Alto de la mampostería entre ejes	h_{col}	494	cm

Tabla 42.

Procedimiento para determinar un puntal equivalente promedio.

Eje (Vano)		B 6-5			B 7-6		
Longitud diagonal	$L (m)$	5.08	5.42	5.4	7.4	5.9	5.49
Angulo de la diagonal	$\theta (^\circ)$	25	14.23	13.14	43	24.46	12.59
Altura de mampostería	$h_{inf} (m)$	2.47	1.35	1.24	4.94	2.47	1.24
Factor	λ	0.0041	0.0042	0.0042	0.0037	0.0041	0.0042
Ancho equivalente	$a (cm)$	67.25	70.83	70.48	102.25	78.23	71.94

Eje (Vano)		C 8-7		C 7-6		C 6-5	C 5-4	C 4-3
Longitud diagonal	$L (m)$	4.5	6.55	6.51	5.14	6.43	5.1	3.19
Angulo de la diagonal	$\theta (^\circ)$	17.23	48.57	34.42	46.5	35.12	14	24.5
Altura de mampostería	$h_{inf} (m)$	1.35	4.94	3.7	3.7	3.7	1.35	1.35
Factor	λ	0.0044	0.0036	0.0039	0.0039	0.0039	0.0042	0.0047
Ancho equivalente	$a (cm)$	57.80	90.56	87.98	68.99	86.82	66.74	39.81

Eje (Vano)		C 8-7		C 7-6		C 6-5	C 5-4	C 4-2a
Longitud diagonal	$L (m)$	6.55	7.28	5.66	4.9	4.55	8.72	5.1
Angulo de la diagonal	$\theta (^\circ)$	48.57	42.43	40.52	49.5	54.4	25.7	46.33
Altura de mampostería	$h_{inf} (m)$	4.94	4.94	3.7	3.7	3.7	3.7	3.7
Factor	λ	0.0036	0.0037	0.0039	0.0039	0.0039	0.0037	0.0039
Ancho equivalente	$a (cm)$	90.56	100.61	76.06	65.84	61.40	119.95	68.45

Eje (Vano)		H 4-2		H 2-1	
Longitud diagonal	$L (m)$	5.78	3.3	5.63	3.02
Angulo de la diagonal	$\theta (^\circ)$	58.36	24.4	61.17	26.28
Altura de mampostería	$h_{inf} (m)$	4.94	1.35	4.94	1.35
Factor	λ	0.0036	0.0047	0.0035	0.0048
Ancho equivalente	$a (cm)$	80.76	41.20	79.10	37.50



Eje (Vano)		18-7	17-7'	17'-6	16-5	15-4
Longitud diagonal	$L (m)$	6.55	6.23	5.62	5.3	5.21
Angulo de la diagonal	$\theta (^{\circ})$	48.57	48.3	61.33	13.14	18.24
Altura de mampostería	$h_{inf} (m)$	4.94	4.94	4.94	1.35	1.35
Factor	λ	0.0036	0.0037	0.0035	0.0041	0.0044
Ancho equivalente	$a (cm)$	90.56	86.12	78.99	69.77	66.59

Eje (Vano)		4 C-E	4 E-H	4 H-I	
Longitud diagonal	$L (m)$	7.53	4.45	8.48	3.89
Angulo de la diagonal	$\theta (^{\circ})$	25.56	47.4	22.5	20.15
Altura de mampostería	$h_{inf} (m)$	3.7	3.7	3.7	1.35
Factor	λ	0.0037	0.0039	0.0036	0.0045
Ancho equivalente	$a (cm)$	103.62	59.74	117.82	49.30

Eje (Vano)		4' E-H
Longitud diagonal	$L (m)$	7.65
Angulo de la diagonal	$\theta (^{\circ})$	28.56
Altura de mampostería	$h_{inf} (m)$	3.7
Factor	λ	0.0038
Ancho equivalente	$a (cm)$	104.48

Eje (Vano)		5 B-C			5 C-E		5 E-H		5 H-I
Longitud diagonal	$L (m)$	5.65	5.84	4.45	6.55	7	6.98	7.46	4.15
Angulo de la diagonal	$\theta (^{\circ})$	20.26	24.59	47.4	17.32	27.47	16.25	26.1	28.25
Altura de mampostería	$h_{inf} (m)$	1.98	2.47	3.7	1.98	3.7	1.98	3.7	1.98
Factor	λ	0.0041	0.0041	0.0039	0.0040	0.0037	0.0039	0.0037	0.0044
Ancho equivalente	$a (cm)$	74.37	77.40	59.74	87.38	95.85	93.64	102.51	53.28

Eje (Vano)		6' C-E	6' E-H
Longitud diagonal	$L (m)$	7.26	7.65
Angulo de la diagonal	$\theta (^{\circ})$	30.39	28.56
Altura de mampostería	$h_{inf} (m)$	3.7	3.7
Factor	λ	0.0038	0.0038
Ancho equivalente	$a (cm)$	98.77	104.48

Eje (Vano)		6 B-C	6 C-E	6 E-H	6 H-I	
Longitud diagonal	$L (m)$	4.45	7.06	6.32	7.46	6.14
Angulo de la diagonal	$\theta (^{\circ})$	47.4	27.47	36.24	26.1	53.32
Altura de mampostería	$h_{inf} (m)$	3.7	3.7	4.94	3.7	4.94
Factor	λ	0.0039	0.0037	0.0036	0.0037	0.0036
Ancho equivalente	$a (cm)$	59.74	96.67	87.72	102.51	85.19



Eje (Vano)		7' B-C	7' C-E	7' E-H
Longitud diagonal	$L (m)$	6.46	7.26	6.7
Angulo de la diagonal	$\theta (^{\circ})$	34.57	30.39	33.34
Altura de mampostería	$hinf (m)$	3.7	3.7	3.7
Factor	λ	0.0039	0.0038	0.0038
Ancho equivalente	$a (cm)$	87.29	98.77	90.69

Eje (Vano)		7 B-C			7 C-E		7 E-H	
Longitud diagonal	$L (m)$	5.46	5.44	5.84	6.36	6.72	6.81	7.14
Angulo de la diagonal	$\theta (^{\circ})$	14.15	13.7	24.59	11.1	21.33	10.26	20.14
Altura de mampostería	$hinf (m)$	1.35	1.24	2.47	1.24	2.47	1.24	2.47
Factor	λ	0.0042	0.0043	0.0041	0.0040	0.0039	0.0040	0.0039
Ancho equivalente	$a (cm)$	71.39	70.73	77.40	84.34	90.05	90.99	96.13

Eje (Vano)		8 C-E	8 E-H	8 H-I
Longitud diagonal	$L (m)$	7.96	7.04	6.14
Angulo de la diagonal	$\theta (^{\circ})$	38.19	44.3	53.32
Altura de mampostería	$hinf (m)$	4.94	4.94	4.94
Factor	λ	0.0036	0.0037	0.0036
Ancho equivalente	$a (cm)$	110.28	97.26	85.19

Eje (Vano)		Antepecho	
Longitud diagonal	$L (m)$	6.71	7.18
Angulo de la diagonal	$\theta (^{\circ})$	11.34	10.48
Altura de mampostería	$hinf (m)$	1.35	1.35
Factor	λ	0.0040	0.0039
Ancho equivalente	$a (cm)$	89.56	96.55

Promedio ancho eq. 1	$a (cm)$	89.21
Promedio ancho eq. 2	$a (cm)$	70.36

El puntal de 89.21 cm de ancho se modela en las paredes de mayor altura, mientras que el del 70.36 cm se modela en las paredes más pequeñas como antepechos.

La estructura modelada con diagonales equivalentes en todas las paredes existentes se puede visualizar en la Figura 61.

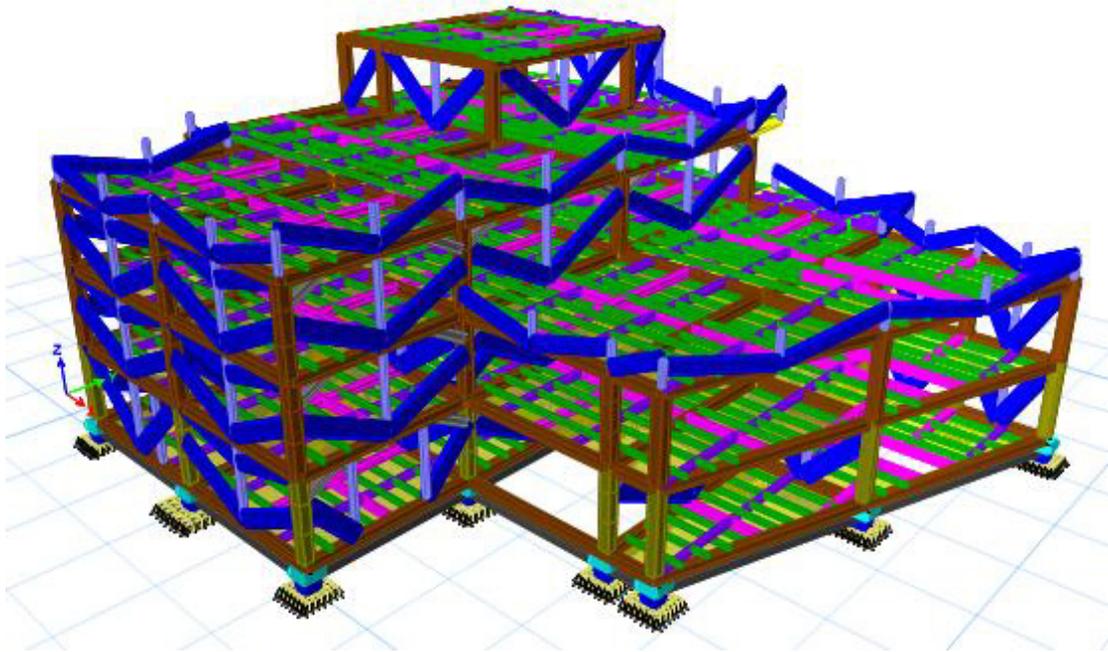


Figura 61. Modelo estructural colocado diagonales equivalentes.

5.3.1. Resultados

De los resultados obtenidos en el modelo de diagonales equivalentes se tiene que lo correspondiente a desplazamientos se puede ver en la Figura 62 para el sentido X, y en la Figura 63 para el sentido Y.

Para el sentido X se puede verificar que el sistema de aislación se desplaza 28.3 cm, mientras que para el sentido Y el sistema de aislación se desplaza 29.4 cm.

Se tiene desplazamientos similares al modelo de mampostería con elementos finitos, lo que indica fiabilidad en el modelo propuesto de diagonales equivalentes.



Figura 62. Desplazamientos en el sentido X modelo con diagonales equivalentes.



Figura 63. Desplazamientos en el sentido Y modelo con diagonales equivalentes.

Las derivas de piso del modelo mencionado se indican en la Tabla 43, comprobando que el sistema de aislación es el que recibe el mayor desplazamiento, además de verificar que en los pisos 2 y 3 son los que mayor desplazamiento sufren.

Tabla 43.

Deriva de piso modelo con diagonales equivalentes.

Piso	Combo	Dirección	Deriva
Piso4	Sx 1	X	0.056%
Piso4	Sy 1	Y	0.071%
Piso3	Sx 1	X	0.104%
Piso3	Sy 1	Y	0.049%
Piso2	Sx 1	X	0.113%
Piso2	Sy 1	Y	0.075%
Piso1	Sx 1	X	0.082%
Piso1	Sy 1	Y	0.096%

5.3.2. Esfuerzos Dentro del Plano

Se presentan los esfuerzos dentro del plano del pórtico 7 de la estructura modelada con puntales. Se indica en la Figura 64 las fuerzas axiales únicamente ante cargas laterales de los elementos estructurales como vigas, columnas y adicionalmente las diagonales. En la Figura 65 se presentan los cortantes del mismo pórtico.

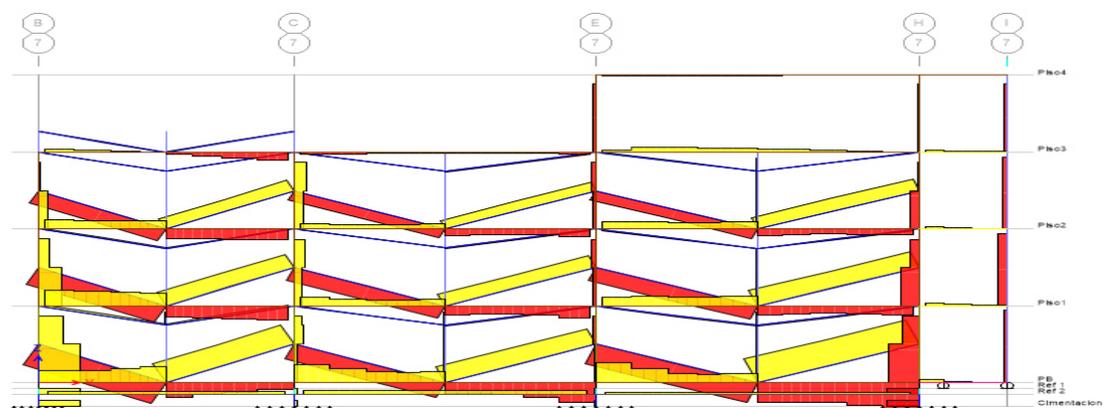


Figura 64. Fuerzas axiales

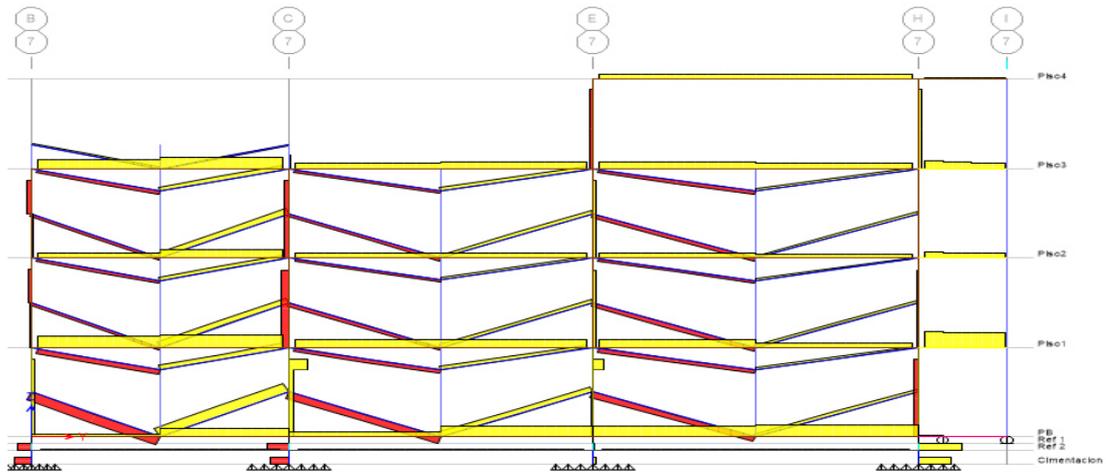


Figura 65. Fuerzas cortantes.

Se muestran importantes esfuerzos axiales en promedio de 12 kg/cm^2 absorbidas por las diagonales, siendo la capacidad de resistencia de la mampostería de 8.8 kg/cm^2 , lo que se traduce en daños significativos en elementos no estructurales.

Debido al espaciamiento existente en paredes de aproximadamente un metro de altura para el paso de instalaciones; se presentan cortantes en columnas en promedio de 2 tonf principalmente en la planta baja de la estructura. Para el cortante en mampostería, se puede usar la componente horizontal de la fuerza axial obtenida en la diagonal equivalente.

Explícitamente la aplicación del modelamiento de mampostería con diagonales equivalentes, de acuerdo a la metodología del FEMA 356 (2000) aplicada en éste documento, puede ser una alternativa sencilla y fiable para tomar en cuenta el efecto que la mampostería tradicional produce en las estructuras.

5.4. Alternativas con Materiales de Menor Fragilidad y Peso

La mampostería tradicional, ya sea conformada por bloques huecos de hormigón o ladrillos de arcilla, unidos mediante mortero de cemento y colocado un recubrimiento ha sido un sistema constructivo ampliamente aplicado en las estructuras del Ecuador.

La mala calidad de los materiales; falta de anclaje adecuado de la mampostería a columnas y vigas; excesivos recubrimientos, aumentando peso innecesario a la estructura por ende mayor vulnerabilidad sísmica debido la tipología de construcción; disposición deficiente de mampostería; columnas cortas; torsión en planta; son algunos de los problemas estructurales que éste sistema ha generado ante la acción de fuerzas sísmicas, además de ser el primer elemento en sufrir algún tipo de daño, ya sea agrietamiento o desprendimiento de los materiales, poniendo en riesgo la vida de los ocupantes.



Figura 66. Agrietamiento y desprendimiento de mampostería en el sismo de Manabí de 2016.

Fuente: lahora.com.ec

Lo anterior lleva a la necesidad de adoptar sistemas alternativos de menor fragilidad y peso, los cuales han ganado un gran campo de aceptación y construcción alrededor del mundo, entre los cuales predominan el sistema

Steel Framing y el Sistema Molecule, los cuales se caracterizan por su bajo peso y buen desempeño sísmico.

5.4.1. Sistema Constructivo Steel Framing

El Steel Framing es un sistema constructivo abierto en seco, ampliamente utilizado en todo el mundo, en el cual la estructura resistente está compuesta por acero galvanizado de bajo espesor, cuyos perfiles para esta investigación se han diseñado con acero ASTM A572 grado 50, el cual permite una amplia variedad de acabados tanto para interiores como para exteriores.

5.4.1.1. Características Generales del Sistema Steel Framing

- No existen restricciones en cuanto a la disposición arquitectónica de los elementos ni de la localización de la estructura.
- Se compone por perfiles de acero galvanizado de bajo espesor, que de acuerdo al manual de construcción se colocan en separación máximo de 60 cm.
- El peso propio de la estructura es mucho menor al de estructuras conformadas con mampostería tradicional.
- Para conformar la unión de los elementos se lo realiza con placas o tornillos de acero autoperforantes.
- No sufre alteraciones por efecto de la humedad o el cambio de temperatura.
- Reduce significativamente los tiempos de ejecución de proyectos y minimiza el uso de recursos naturales y los desperdicios.
- Resiste de mejor manera los esfuerzos producidos por sismos en comparación con sistemas tradicionales.
- Las fuerzas sísmicas son relativamente reducidas, las resistencias de los planos estructurales contribuyen eficientemente a la estabilidad del conjunto y a su vez le confieren una ventaja adicional de un aumento en la rigidez de todo el sistema estructural.

- La cimentación como en todas las estructuras depende de las cargas provenientes de la misma, de un estudio adecuado del tipo de suelo y la zonificación sísmica sobre el cual se va a emplazar la estructura.

En la Figura 67 se indica el sistema constructivo Steel Framing en una estructura básica, que consiste en el uso de entramados de perfiles de acero galvanizado de bajo espesor y alta resistencia. Se indica el tipo de accesorios, techos, revestimientos interiores y exteriores, tipos de acero, aislamiento térmico.



Figura 67. Sistema constructivo Steel Framing.

Fuente: www.acerotec.com.ec

Acorde a la tipología de la estructura, las paredes que la constituyen son paneles estructurales que están compuestas por una gran cantidad de perfiles galvanizados, que van separados entre sí por 40 cm o máximo 60 cm. Los perfiles en disposición vertical son denominados montantes y los horizontales y diagonales, en el caso de existir, son denominados arriostramientos.



Figura 68. Edificio residencial de varios pisos.

Fuente: www.acerotec.com.ec

5.4.1.2. Modelamiento de la Estructura con el Sistema Steel Framing

Para el modelamiento de la estructura se aplican las consideraciones previamente descritas en el Capítulo 3 en cuanto a cargas y fuerzas sísmicas. Los elementos que conforman el entramado de perfilería de acero utilizados en el modelamiento se detallan en la Tabla 44, considerando el peso por unidad de volumen del acero de $7850 \text{ Kg}/\text{m}^3$.

Tabla 44.

Elementos de acero que conforman el entramado de paneles.

Denominación	Perfil		Observación
Montante	2C-100x35x1.2x1.2		595943.5 mm ⁴
Arriostramiento	C-94x30x1		194630.7 mm ⁴

Para la conformación del entramado de acero de los paneles se colocó montantes cada 60 cm y arriostramientos horizontales cada 1.20 m con el fin de controlar la esbeltez de los montantes al tener una altura de piso a piso de 4.94 m. Al colocar arriostramientos horizontales cada 1.20 m de distancia se divide a los montantes en cuatro segmentos iguales, por lo que no es necesario colocar arriostramientos diagonales.

En la Figura 69 se indica el eje 7 de la estructura para ilustrar la distribución del sistema Steel Framing La Figura 70 indica la disposición del sistema Steel Framing en toda la estructura.

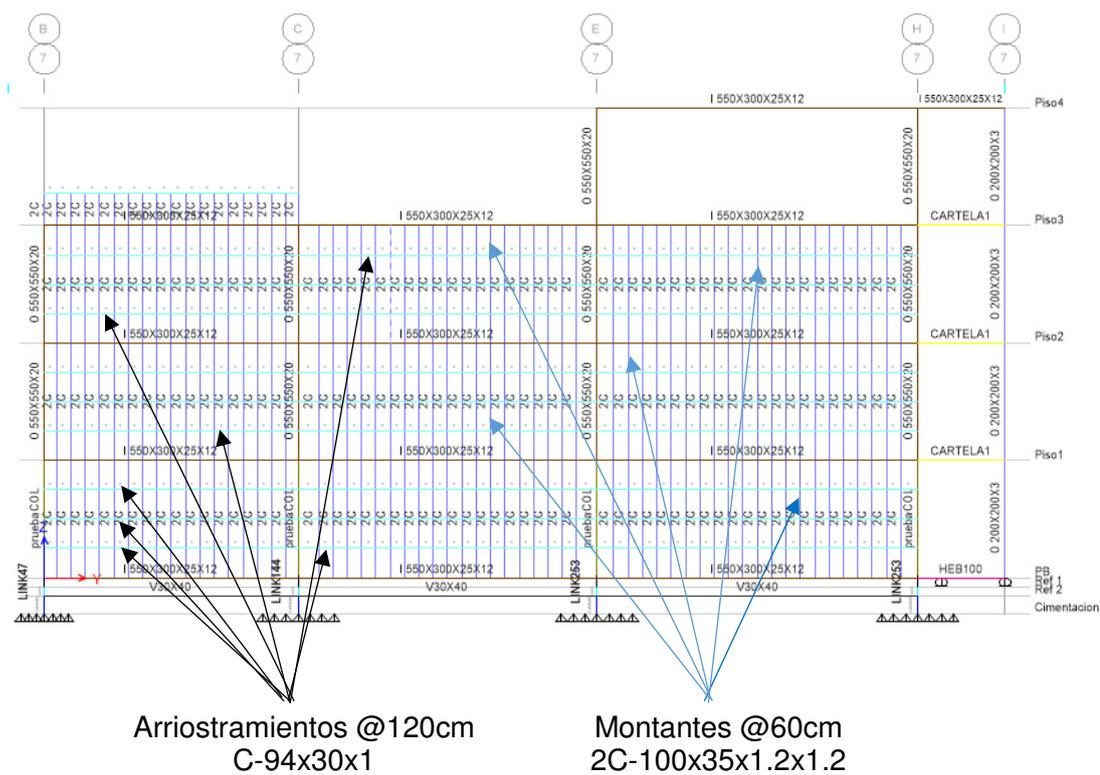


Figura 69. Distribución de elementos del entramado Steel Framing eje 7.

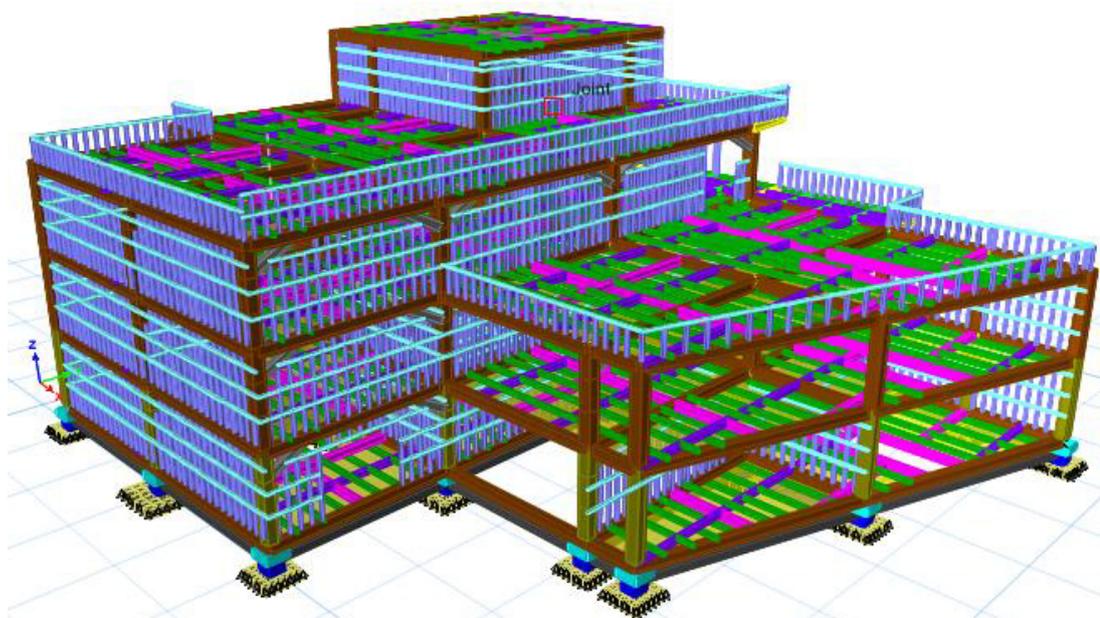


Figura 70. Distribución total del sistema Steel Framing en la estructura.

5.4.1.3. Resultados

De los resultados obtenidos en el modelo con el sistema Steel Framing se tiene que lo correspondiente a desplazamientos se puede ver en la Figura 71 para el sentido X, y en la Figura 30 para el sentido Y.

Para el sentido X se puede verificar que el sistema de aislación se desplaza 23.6 cm, mientras que para el sentido Y el sistema de aislación se desplaza 25.5 cm.



Figura 71. Desplazamientos en el sentido X modelo sistema Steel Framing.

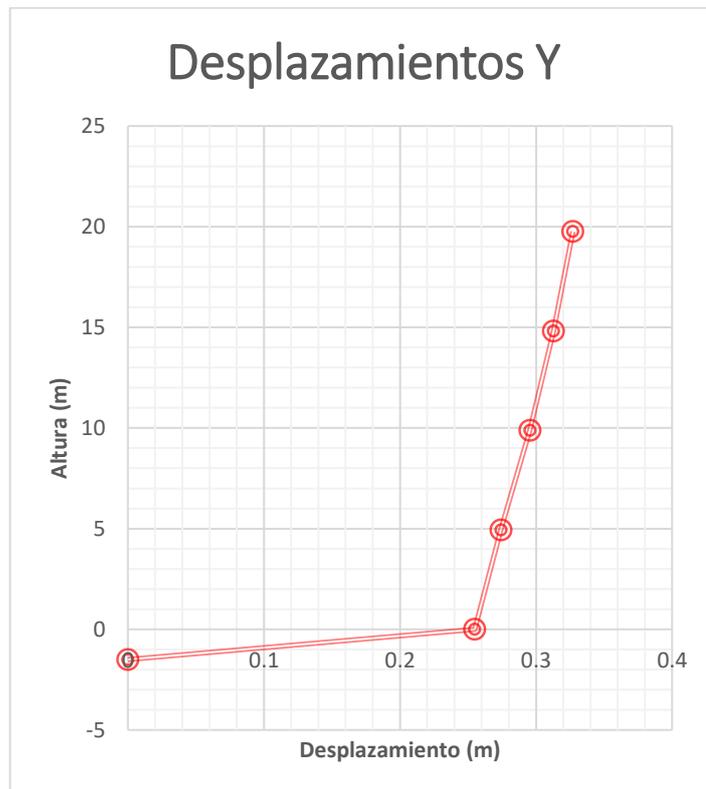


Figura 72. Desplazamientos en el sentido Y modelo sistema Steel Framing.

Las derivas de piso del modelo mencionado se indica en la Tabla 45, recalando que el sistema de aislación es el que recibe el mayor desplazamiento, además se verifica que los valores obtenidos son muy similares a modelo estructural sin mampostería, esto se debe a que es un sistema liviano.

Tabla 45.

Derivas de piso estructura con sistema Steel Framing.

Piso	Combo	Dirección	Deriva
Piso4	Sx 1	X	0.309%
Piso4	Sy 1	Y	0.298%
Piso3	Sx 1	X	0.440%
Piso3	Sy 1	Y	0.352%
Piso2	Sx 1	X	0.446%
Piso2	Sy 1	Y	0.434%
Piso1	Sx 1	X	0.394%
Piso1	Sy 1	Y	0.391%

En el análisis dinámico modal se tiene que los modos de vibrar de la estructura corresponden a desplazamiento con más del 90% de participación de la masa en el primer modo de vibrar para el sentido X, mientras que para el sentido Y se desplaza con más del 90% de participación de la masa en el segundo modo. La rotación en planta se cumple en más del 90% en el tercer modo de vibrar. Lo anterior se indica en la Tabla 46.

Se tienen un comportamiento global de la estructura adecuado. Además se verifica que los períodos fundamentales disminuyen debido a la presencia de los paneles entramados de acero que aportan rigidez a la estructura.

El peso total de la estructura incluyendo el sistema de entramados de acero es de 2405.04 toneladas.

Tabla 46.
Modos de vibración de la estructura con sistema Steel Framing.

Modo	Period seg	UX	Sum UX	UY	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	2.092	0.9369	0.9369	0.0002	0.0002	0.0052	0.0052
2	2.08	0.0005	0.9374	0.9339	0.9342	0.012	0.0171
3	1.963	0.0065	0.9439	0.0107	0.9449	0.9112	0.9283
4	0.463	0.0024	0.9462	0.0003	0.9452	0.0008	0.9291
5	0.423	0.0005	0.9467	0.0014	0.9466	0.0007	0.9299
6	0.331	0.0001	0.9468	0.0003	0.9468	0.0004	0.9303
7	0.24	0.0001	0.9469	9.19E-06	0.9468	4.45E-05	0.9303
8	0.22	3.24E-06	0.9469	4.11E-05	0.9469	1.41E-05	0.9303
9	0.176	4.29E-06	0.9469	1.42E-06	0.9469	1.88E-06	0.9303
10	0.118	3.29E-06	0.9469	8.97E-06	0.9469	1.28E-05	0.9303
11	0.016	0.0055	0.9524	0.0284	0.9753	0.0003	0.9306
12	0.014	0.0367	0.9891	0.0078	0.9831	0.0008	0.9314

Fuente: (ETABS, 2016)

Se analiza la historia en el tiempo de aceleraciones de una pared interior del primer piso y una pared exterior del último piso y se compara su comportamiento.

La Figura 73 indica la historia en el tiempo de aceleración en pared interior del primer piso. La Figura 74 indica la historia en el tiempo de aceleración en pared exterior del cuarto piso.



Figura 73. Historia de aceleraciones en pared interior del primer piso.



Figura 74. Historia de aceleraciones en pared exterior del cuarto piso.

De acuerdo a las gráficas de historia en el tiempo de aceleración, de la estructura con el sistema Steel Framing, se obtiene la Tabla 47, que resume los máximos valores obtenidos para los diferentes pisos.

Tabla 47.

Máximas aceleraciones por piso del sistema Steel Framing.

	Aceleración (m/s ²)	
	Steel Framing	Mampostería
Piso 1	1.2485	1.3324
Piso 4	1.3354	1.2447

Se puede comprobar que en el sistema constructivo Steel Framing las aceleraciones aumentan conforme el número de pisos; contrario al sistema constructivo de mampostería tradicional, en que las aceleraciones disminuyen conforme aumenta el número de pisos.

5.4.2. Sistema Constructivo Molecule

El sistema Molecule es una estructura de aluminio conformada únicamente con mínimo de elementos como un tubo y un nudo. La conformación de estos elementos adopta una disposición piramidal, generando estructuras en forma de armadura extremadamente livianas de gran rigidez con un óptimo comportamiento frente a sollicitaciones sísmicas o gravitatorias.

5.4.2.1. Características Generales del Sistema Molecule

- Sus elementos ensamblados en forma geométrica forman estructuras extremadamente rígidas.
- Posee una gran capacidad para resistir grandes cargas concentradas o excéntricas permitiendo la construcción económica de estructuras espaciales gracias a la facilidad de ensamblaje de sus elementos.
- Es un sistema extremadamente liviano y fácilmente transportable, su peso aproximado es de 2.98 Kg/m², como mínimo 25 veces más liviano que la mampostería tradicional.

- Éste sistema puede ser parcial o totalmente recubierto por paneles, dando un aspecto estético visual a la estructura.
- El procedimiento de ensamblaje y acoplamiento de los elementos es el más eficiente comparado a otros sistemas, debido a que únicamente son tubos de aluminio y un nudo.
- Reduce significativamente los tiempos de ejecución de proyectos y minimiza el uso de recursos naturales y los desperdicios.
- Resiste de mejor manera los esfuerzos producidos por sismos en comparación con sistemas tradicionales.
- Las fuerzas sísmicas son relativamente reducidas, las resistencias de su geometría característica contribuye eficientemente a la estabilidad del conjunto y a su vez le confieren una ventaja adicional de un aumento en la rigidez de todo el sistema estructural.
- La cimentación como en todas las estructuras depende de las cargas provenientes de la misma, de un estudio adecuado del tipo de suelo y la zonificación sísmica sobre el cual se va a emplazar la estructura.

En la Figura 75 se indica el sistema constructivo Molecule en una estructura básica, que consiste en el uso de tubos de aluminio unidos mediante un nudo. Se coloca el revestimiento adecuado para el sistema. La Figura 76 indica un detalle de la conformación del nudo con un paso libre del sistema de instalaciones eléctricas.



Figura 75. Estructura residencial con sistema Molecule.

Fuente: (Konstandt, 2011)



Figura 76. Detalle de nudo del sistema Molecule.

Fuente: (Konstandt, 2011)

5.4.2.2. Modelamiento de la Estructura con el Sistema Molecule

Para el modelamiento de la estructura se aplican las consideraciones previamente descritas en el Capítulo 3 en cuanto a cargas y fuerzas sísmicas. Los elementos que conforman el sistema se detalla en la Tabla 48, considerando el peso por unidad de volumen del aluminio de 2712 Kg/m^3 .

Tabla 48.
Elementos para la conformación del sistema Molecule

Denominación	Perfil	Observación
Barras de aluminio	 Diámetro externo: 30 mm Espesor: 3 mm	17329 mm ⁴
Nudo		Elemento para unir barras

Fuente: (Konstandt, 2011).

Para la conformación de la armadura de los elementos, se colocó tubos de aluminio de la geometría especificada en la Tabla 48 de 60 cm de longitud para los elementos horizontales y verticales de 85 cm de longitud para los elementos diagonales.

En la Figura 77 se indica el eje 7 de la estructura para ilustrar la distribución del sistema Molecule. La Figura 78 indica la disposición del sistema Molecule en toda la estructura.