



UNIVERSIDAD RICARDO PALMA

FACULTAD DE INGENIERÍA **ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

Análisis de la vulnerabilidad de una vivienda autoconstruida de 3 pisos
incorporando encamisado de columnas para mitigar el riesgo sísmico en
San Juan de Miraflores

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES

Quispe Dominguez, Abraham
ORCID: 0009-0009-5926-4768

Vilchez Mendoza, Axel Byron
ORCID: 0009-0008-6652-2027

ASESOR

Garate Caceres, Francisco Hector
ORCID: 0000-0003-0413-3399

Lima, Perú

2023

METADATOS COMPLEMENTARIOS

Datos de los autores

Quispe Dominguez, Abraham

DNI: 76098058

Vilchez Mendoza, Axel Byron

DNI: 74844781

Datos de asesor

Garate Caceres, Francisco Hector

DNI: 07640930

Datos del jurado

JURADO 1

Pereyra Salardi, Enriqueta

DNI: 06743824

ORCID: 0000-0003-2527-3665

JURADO 2

Carmenates Hernandez, Dayma Sadami

DNI: 002944620

ORCID: 0000-0001-5482-7562

JURADO 3

Lopez Silva, Maiquel

DNI: 002946058

ORCID: 0000-0002-0946-6160

Datos de la investigación

Campo del conocimiento OCDE: 2.01.01

Código del Programa: 732016

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Nosotros, Abraham Quispe Dominguez , con código de estudiante N° 201721124 con DNI N° 76098058, con domicilio en Sector 9, Grupo 5 manzana F, Lote 11, distrito Lima, provincia y departamento de Lima, y Axel Byron Vilchez Mendoza, con código de estudiante N° 201720448, con DNI N° 74844781, con domicilio en sector el Brillante, Pamplona Alta, Manzana 88, Lote 14, distrito San Juan de Miraflores, provincia y departamento de Lima, en nuestra condición de bachilleres en Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería, declaramos bajo juramento que:

La presente tesis titulada: “Análisis de la vulnerabilidad de una vivienda autoconstruida de 3 pisos incorporando encamisado de columnas para mitigar el riesgo sísmico en San Juan de Miraflores” es de nuestra única autoría, bajo el asesoramiento del docente Francisco Hector Garate Caceres, y no existe plagio y/o copia de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación presentado por cualquier persona natural o jurídica ante cualquier institución académica o de investigación, universidad, etc.; la cual ha sido sometida al antiplagio Turnitin y tiene el 21% de similitud final.

Dejamos constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en la tesis, el contenido de estas corresponde a las opiniones de ellos, y por las cuales no asumimos responsabilidad, ya sean de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o de internet.

Asimismo, ratificamos plenamente que el contenido íntegro de la tesis es de nuestro conocimiento y autoría. Por tal motivo, asumimos toda la responsabilidad de cualquier error u omisión en la tesis y somos conscientes de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de falsa declaración, nos sometemos a lo dispuesto en las normas de la Universidad Ricardo Palma y a los dispositivos legales nacionales vigentes.

Surco, 05 de noviembre de 2023



Abraham Quispe Dominguez
DNI N° 76098058



Axel Byron Vilchez Mendoza
DNI N° 74844781

INFORME DE ORIGINALIDAD–TURNITIN

Análisis de la vulnerabilidad de una vivienda autoconstruida de 3 pisos incorporando encamisado de columnas para mitigar el riesgo sísmico en San Juan de Miraflores

INFORME DE ORIGINALIDAD

21 %	20 %	2 %	10 %
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	4 %
2	Submitted to Universidad Ricardo Palma Trabajo del estudiante	4 %
3	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	3 %
4	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	2 %
5	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	1 %
6	bibdigital.epn.edu.ec Fuente de Internet	1 %
7	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	1 %
8	idoc.pub Fuente de Internet	<1 %


Dra. Vargas Chang Esther Joni

DEDICATORIA

La presente tesis está dedicada a mis seres más queridos, quienes me apoyaron en momentos difíciles y me alentaron durante la carrera y el desarrollo de esta tesis.

Abraham Quispe Dominguez

Dedico esta investigación a mi madre, Flor Mendoza T., cuyo apoyo incondicional y amor constante han sido el motor detrás de mi búsqueda de conocimiento y crecimiento personal. A mi padre, Percy Vilchez L., cuyo sacrificio, dedicación y valores inquebrantables han sido mi inspiración a lo largo de los años. A mi hermano, Antony Vilchez M., agradezco su comprensión y apoyo en cada paso del camino. Y a mi tíos, Clara y Carlos Vilchez L., por creer en mí y por alentarme a seguir mis sueños.

Axel Vilchez Mendoza

AGRADECIMIENTO

Deseamos expresar nuestra gratitud a todas las personas que contribuyeron de manera significativa a la realización de esta tesis.

A nuestro asesor de tesis el Ing. Francisco Gárate por su guía y apoyo constante a lo largo de este proyecto. Su experiencia y conocimiento fueron fundamentales para dar forma a la investigación.

Agradecemos a los profesores y asesores de la facultad, quienes compartieron sus conocimientos y brindaron orientación valiosa en momentos críticos de la carrera. Sus enseñanzas nos han enriquecido académicamente y personalmente.

Y a nuestros familiares, cuyo amor, sacrificio, paciencia y apoyo inquebrantable han sido nuestro sostén durante este arduo proceso.

Abraham Quispe Dominguez

Axel Vilchez Mendoza

INDICE GENERAL

METADATOS COMPLEMENTARIOS	ii
DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD	iii
INFORME DE ORIGINALIDAD–TURNITIN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTO	vi
INDICE GENERAL	vii
INDICE DE TABLAS	x
INDICE DE FIGURAS.....	xii
RESUMEN	xv
ABSTRACT.....	xvi
INTRODUCCION	1
CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO Y DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	2
1.1. Descripción y formulación del Problema general y específicos	2
1.1.1. Descripción del problema	2
1.1.2. Formulación Del Problema	3
1.2. Objetivos De La Investigación	3
1.3. Delimitación de la investigación.....	3
1.3.1. Delimitación temporal	3
1.3.2. Delimitación espacial.....	3
1.3.3. Delimitación temática	4
1.4. Justificación e importancia	4
1.4.1. Justificación teórica	4
1.4.2. Justificación práctica.....	4
1.4.3. Justificación social.....	5
1.4.4. Aporte practico	5
1.4.5. Importancia	5
CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO.....	6
2.1. Antecedentes del estudio de investigación	6
2.1.1. Investigaciones internacionales	6
2.1.2. Investigaciones nacionales.....	7
2.2. Bases teóricas vinculadas a la variable de estudio.....	8
2.2.1. Sistemas estructurales	8

2.2.2. Vivienda autoconstruida	13
2.2.3. Análisis de vulnerabilidad sísmica	13
2.2.4. Patologías estructurales.....	24
2.2.5. Diseño sísmico.....	26
2.2.6. Reforzamiento estructural.....	26
2.2.7. Proceso de encamisado de columnas	26
2.3. Definición de Términos Básicos.....	27
CAPÍTULO 3: SISTEMA DE HIPÓTESIS	29
3.1. Hipótesis	29
3.1.1. Hipótesis general.....	29
3.1.2. Hipótesis específicas.....	29
3.2. Variables	29
3.2.1 Definición conceptual de las variables	29
3.2.2 Operacionalización de las variables.....	29
CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	32
4.1 Tipo y nivel.....	32
4.1.1. Tipo.....	32
4.1.2. Nivel.....	32
4.2 Diseño de investigación	32
4.3. Población y muestra.....	32
4.3.1. Población	32
4.3.2. Muestra	33
4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	33
4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos	33
4.4.2 Criterios para la validez y confiabilidad de datos.....	34
4.4.3 Procedimientos para la recolección de datos	34
4.5 Técnicas de procesamiento y análisis de la información.....	35
CAPITULO 5: DESARROLLO Y ANALISIS DE RESULTADOS DE LA	
 INVESTIGACION	36
5.1 Descripción de la vivienda.....	36
5.2 Análisis de la vulnerabilidad sísmica de la vivienda mediante el método de	
Benedetti y Petrini	36
5.3. Características de la estructura de la vivienda.....	37
5.3.1 Características de los materiales	37

5.2.2 Tipología estructural	41
5.4 Modelación de la estructura	41
5.4.1 Proceso de modelación	41
5.4.2 Análisis Lineal Estático.	44
5.4.3 Cálculo de la densidad mínima de muros	47
5.4.4. Modelo matemático	49
5.4.5. Análisis Lineal dinámico	66
5.4.6 Análisis tiempo – historia	86
5.5 Reforzamiento estructural.....	90
5.5.1 Encamisado de estructuras.....	90
5.5.2 Proceso de encamisado en el modelado.....	92
5.5.3. Control de derivas con el encamisado	96
5.5.4. Comparación del análisis tiempo historia.	97
CAPITULO 6: DISCUSION DE RESULTADOS	102
6.1 Análisis comparativo de la edificación con y sin la implementación del encamisado de columnas	102
6.1.1 Comparación de las Derivas de la Estructura con y sin Refuerzo Sismo en Dirección X:	102
6.2 Contrastación de hipótesis	105
6.2.1 Contrastación de hipótesis general	105
6.2.2 Contrastación de hipótesis específica 1	105
6.2.3 Contrastación de hipótesis específica 2	105
6.2.4 Contrastación de hipótesis específica 3	105
CONCLUSIONES	106
RECOMENDACIONES.....	107
REFERENCIAS.....	108
ANEXOS	111
Anexo A: Matriz de Consistencia.....	111
Anexo B: Cronograma.....	112
Anexo C: Presupuesto.....	113

INDICE DE TABLAS

Tabla 1	Tabla de operacionalización de variables	30
Tabla 2	Densidad mínima de muros en la dirección X.....	47
Tabla 3	Densidad mínima de muros en la dirección Y	47
Tabla 4	Análisis estático en la dirección X.....	53
Tabla 5	Fuerza cortante por piso en la dirección X	54
Tabla 6	Análisis estático en la dirección Y.....	54
Tabla 7	Fuerza cortante por piso en la dirección Y	55
Tabla 8	Desplazamientos por niveles en el centro de masa.....	55
Tabla 9	Análisis de desplazamientos por niveles en el centro de masa en dirección X .	55
Tabla 10	Análisis de desplazamientos por niveles en el centro de masa en dirección Y	56
Tabla 11	Irregularidad rigidez piso blando en dirección X	57
Tabla 12	Irregularidad de extrema rigidez.....	58
Tabla 13	Irregularidad de extrema rigidez en dirección Y	58
Tabla 14	Irregularidad por resistencia piso débil en dirección X	59
Tabla 15	Irregularidad por resistencia piso débil en dirección Y	59
Tabla 16	Irregularidad por extrema de resistencia en dirección X	60
Tabla 17	Irregularidad por extrema de resistencia en dirección Y	60
Tabla 18	Irregularidad en masa en dirección X	61
Tabla 19	Irregularidad en masa en dirección Y	61
Tabla 20	Irregularidad geométrica vertical en dirección X	61
Tabla 21	Irregularidad geométrica vertical en dirección Y	62
Tabla 22	Irregularidad torsional en dirección X.....	62
Tabla 23	Irregularidad torsional en X.....	63
Tabla 24	Irregularidad torsional en dirección Y	64
Tabla 25	Irregularidad torsional en Y	65
Tabla 26	Irregularidad de discontinuidad de diafragmas.....	65
Tabla 27	Espectro de diseño en la dirección X.....	66
Tabla 28	Espectro de diseño en la dirección Y	68
Tabla 29	Modos de vibración.....	75
Tabla 30	Datos de flexo compresión para la columna C25x25 analizada incluida phi ..	78
Tabla 31	Datos de flexo compresión para la columna C25x25 analizada excluida phi..	79
Tabla 32	Fuerzas de flexo compresión de las 9 combinaciones	79

Tabla 33	Tabla de comparación de derivas de entrepiso por nivel – Dir. X.....	97
Tabla 34	Tabla de comparación de derivas de entrepiso por nivel – Dir. Y.....	99
Tabla 35	Porcentaje de reducción de derivas de entrepiso por nivel – Dir. X.....	103
Tabla 36	Porcentaje de reducción de derivas de entrepiso por nivel – Dir. Y.....	104

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 Ubicación de la vivienda	4
Figura 2 Sistema aporticado.....	9
Figura 3 Sistema de muros estructurales.....	10
Figura 4 Sistema dual.....	10
Figura 5 Albañilería confinada	11
Figura 6 Albañilería armada	12
Figura 7 Albañilería no reforzada o simple	12
Figura 8 Escala de vulnerabilidad de Benedetti Petrini	14
Figura 9 Ficha para el levantamiento de una edificación.....	15
Figura 10 Coeficiente de participación del sistema resistente	16
Figura 11 Coeficiente de participación del sistema resistente	17
Figura 12 Coeficiente de participación de la resistencia convencional	18
Figura 13 Coeficiente de participación de la disposición del edificio y cimentación.....	19
Figura 14 Coeficiente de participación de diafragmas horizontales	19
Figura 15 Geometría de las irregularidades en planta.....	20
Figura 16 Coeficiente de participación de configuración en planta.....	20
Figura 17 Geometría de las irregularidades en elevación	21
Figura 18 Coeficiente de participación de la configuración en elevación.	21
Figura 19 Coeficiente de participación de la separación máxima entre muros	21
Figura 20 Coeficiente de participación del tipo de cubierta	22
Figura 21 Coeficiente de participación de elemento no estructurales	23
Figura 22 Coeficiente de participación del estado de conservación	24
Figura 23 Comportamiento de un piso blando ante un sismo.....	25
Figura 24 Efecto de columna corta	25
Figura 25 Diagrama de flujo para el diagnóstico de vulnerabilidad de la vivienda autoconstruida	34
Figura 26 Diagrama de flujo para el modelado la vivienda autoconstruida ante un sismo severo en el software ETABS	34
Figura 27 Diagrama de flujo para el diseño de la vivienda mejorada con el reforzamiento de elementos estructurales	35
Figura 28 Vista de la fachada de la edificación de 3 pisos y azotea.	36
Figura 29 Análisis de Benedetti y Petrini aplicado a la vivienda en estudio	37

Figura 30 Uso del esclerómetro para la medición de la resistencia a la compresión del concreto armado.....	38
Figura 31 Lecturas del esclerómetro	39
Figura 32 Microzonificación sísmica de la ciudad de Lima	40
Figura 33 Valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo	41
Figura 34 Definición de las características del concreto.....	42
Figura 35 Definición de elementos frame.....	43
Figura 36 Definición de cargas muertas y vivas.....	44
Figura 37 Mapa de zonificación.....	45
Figura 38 Valores del factor "U"	46
Figura 39 Valores "S" por tipo de suelo	46
Figura 40 Modelamiento de la vivienda	50
Figura 41 Valor del peso de la edificación	52
Figura 42 Inserción del peso sísmico	52
Figura 43 Distorsión en el eje X	56
Figura 44 Distorsión en el eje Y	57
Figura 45 Verificación de irregularidad torsional en el eje X.....	63
Figura 46 Verificación de irregularidad torsional en el eje Y.....	64
Figura 47 Datos generales de la vivienda en la dirección X.....	66
Figura 48 Espectro inelástico en el eje "X"	68
Figura 49 Datos generales de la vivienda en la dirección Y	68
Figura 50 Espectro inelástico en el eje "Y"	70
Figura 51 Casos de carga	70
Figura 52 Combinaciones de carga.....	72
Figura 53 Caso de carga sismo dinámico en X.....	73
Figura 54 Caso de carga sismo dinámico en Y.....	74
Figura 55 Primer modo de vibración	75
Figura 56 Segundo modo de vibración	76
Figura 57 Tercer modo de vibración.....	77
Figura 58 Diseño en planta, primer piso	78
Figura 59 Gráfico de interacción de C.25x.25	80
Figura 60 Gráfico de interacción de la combinación 1	80
Figura 61 Gráfico de interacción de la combinación 2	81
Figura 62 Gráfico de interacción de la combinación 3	81

Figura 63 Gráfico de interacción de la combinación 4	82
Figura 64 Gráfico de interacción de la combinación 5	82
Figura 65 Gráfico de interacción de la combinación 6	83
Figura 66 Gráfico de interacción de la combinación 7	83
Figura 67 Gráfico de interacción de la combinación 8	84
Figura 68 Gráfico de interacción de la combinación 9	84
Figura 69 Verificación de cortante basal	85
Figura 70 Verificación de derivas en el eje X.....	85
Figura 71 Verificación de derivas en el eje Y.....	86
Figura 72 Datos acelerográficos eje X del 1951 Y 1974	87
Figura 73 Datos acelerográficos eje X del 1974 Y 2019	88
Figura 74 Load cases del 1951, 1979, 1974 y 2019.....	88
Figura 75 Derivas en la dirección X del sismo de 1951, 1970, 1974 y 2019	89
Figura 76 Derivas en la dirección Y del sismo de 1951, 1970, 1974 y 2019	90
Figura 77 Encamisado de columnas.....	91
Figura 78 Elementos estructurales a encamisar	92
Figura 79 Encamisado de columna 40x40xcm	93
Figura 80 Encamisado de columna 25x50xcm	93
Figura 81 Columnas encamisadas (color negro).....	94
Figura 82 Vista en planta del modelo reforzado con el encamisado	95
Figura 83 Diagrama de interacción de C.40x.40	96
Figura 84 Derivas de entrepiso para el modelo con encamisado de columnas.....	96
Figura 85 Derivas de la estructura reforzada del sismo de 1951, 1970, 1974 y 2019. ...	98
Figura 86 Derivas de la estructura reforzada del sismo de 1951, 1970, 1974 y 2019. .	101
Figura 87 Derivas en Dirección X	102
Figura 88 Derivas de entrepiso - Dirección Y	104

RESUMEN

El propósito de esta tesis fue implementar un refuerzo estructural en una vivienda de autoconstrucción con un sistema de albañilería confinada. Esto fue modelado y analizado ante un terremoto severo, obteniendo desplazamientos mayores a los establecidos por la Norma Técnica Peruana E.030 (2018) para diseño resistente a terremotos.

La casa está construida en un terreno de 160 metros cuadrados, consta de 3 niveles y una azotea con una altura de 2.6 metros por nivel y 10.4 metros en su totalidad. Los desplazamientos totales y laterales del entrepiso se obtuvieron mediante un análisis espectral modal siguiendo los criterios establecidos por la norma técnica peruana E 030. Además de ello, se realizó un análisis no lineal de historias de tiempo con el uso del software ETABS 20. Con este análisis mencionado, fue posible obtener la respuesta sísmica de la vivienda existente y con estos resultados se diseñó el refuerzo, que fue modelado y añadido al modelo inicial.

El encamisado de columnas mejoró significativamente el comportamiento de la vivienda, reduciendo los desplazamientos de la estructura hasta un 74% para cumplir con los criterios establecidos por las regulaciones actuales de resistencia a terremotos, que restringen los desplazamientos superiores a 0.007.

Palabras claves: Encamisado de columnas, análisis dinámico, análisis tiempo-historia, Norma Técnica Peruana E.030 (2018), reforzamiento, vulnerabilidad, derivas.

ABSTRACT

The purpose of this thesis was to implement structural reinforcement in a self-construction home with a confined masonry system. This was modeled and analyzed in the event of a severe earthquake, obtaining displacements greater than those established by the Peruvian Technical Standard E.030 (2018) for earthquake-resistant design.

The house is built on a 160 square meter plot of land, it consists of 3 levels and a roof terrace with a height of 2.6 meters per level and 10.4 meters in its entirety. The total and lateral displacements of the mezzanine were obtained through a modal spectral analysis following the criteria established by the Peruvian technical standard E 030. In addition, a non-linear analysis of time histories was carried out with the use of the ETABS 20 software. With this mentioned analysis, it was possible to obtain the seismic response of the existing home and with these results the reinforcement was designed, which was modeled and added to the initial model.

Column casing significantly improved the performance of the home, reducing structural displacements by up to 74% to meet the criteria established by current earthquake resistance regulations, which restrict displacements greater than 0.007.

Keywords: Column casing, dynamic analysis, time-history analysis, Peruvian Technical Standard E.030 (2018), reinforcement, vulnerability, drifts.

INTRODUCCION

La mayoría de las viviendas de distritos en Barranco, San Isidro, Miraflores, San Miguel, Rímac, Magdalena del Mar, Punta Hermosa, San Juan de Miraflores fueron construidas sin asesoría técnica especializada por lo que hoy en día podrían presentar una vulnerabilidad sísmica alta. Ante tal situación las viviendas necesitarían de un sistema de reforzamiento que cumplan las normas de edificación garantizando la seguridad, calidad y comodidad de las personas que habiten tales edificaciones, en primer lugar, se requiere de un análisis previo visual y posteriormente un análisis computacional si amerita la situación. Existe una gran variedad de reforzamientos estructurales sin embargo en este estudio se presenta el reforzamiento con encamisado de columnas y vigas permitiendo aumentar la resistencia mecánica de la edificación y disminuir deformaciones además de no afectar la arquitectura inicial.

La investigación se desarrolla en seis capítulos, en el capítulo 1 se realizó la búsqueda de información para plantear el problema a abarcar, proponiendo en primera instancia los motivos por la cual se escogió el tema, además se planteó la formulación del problema, así como los objetivos principales y específicos. En el capítulo 2 se realizó la búsqueda y recaudación de información para el marco teórico. En el capítulo 3 se desarrolló las hipótesis basadas en los objetivos y las anteriores proporcionan información de la posibilidad de los resultados, las cuales están basadas en información de estudios conocidos. Además, se define a las variables de manera conceptual, operacional con dimensiones e indicadores. En el capítulo 4 se describió la metodología de estudio, se presentó el tipo, nivel del estudio, además se habla de la población, muestras y herramientas, pero lo más importante son los procedimientos paso a paso usados para la obtención de resultados necesarios para un posterior análisis.

En el capítulo 5 se presentó el análisis de la vivienda mediante el análisis lineal estático, análisis lineal dinámico y el análisis no lineal estático, para ello se introduce la información recaudada necesaria como el factor de zonificación, el uso de la edificación, el tipo de suelo, factor de amplificación sísmica, factor de reducción al software Etabs además de programar las secciones de las vigas, columnas, y definir los aspectos para el análisis. En el capítulo 6 se desarrolló el análisis e interpretación de resultados, así como la contrastación de hipótesis.

CAPÍTULO I: PLANTEAMIENTO Y DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

1.1. Descripción y formulación del Problema general y específicos

1.1.1. Descripción del problema

Los asentamientos informales son la forma de urbanización más común en el mundo, para un tercio de la forma urbana total. Se espera que, para mediados del siglo XXI, hasta tres mil millones de personas vivirán en entornos urbanos informales. Sin embargo, carecemos de un método consistente de mapeo para identificar dónde se encuentra esa informalidad o cómo se expande. Hoy en día se debate mucho sobre la escala de los asentamientos informales en todo el planeta y la necesidad de nuevas estrategias para mejorar las condiciones y calidad de vida de los habitantes de esos lugares. (Samper, 2020)

En la ciudad de Lima, cada año se tienen edificaciones que fueron ejecutadas de manera informal llegando esta cifra a 50 mil construcciones, y solo 21 mil viviendas son formales. En referencia a lo expuesto, la Asociación de Desarrolladores Inmobiliarios del Perú (ADI Perú) determinó que el 95% de las viviendas son informales y que el 80% de estas son el resultado de la autoconstrucción, llegando a 80% en zonas perimétricas de la ciudad a un 90%, generando que dichas construcciones sean vulnerables ante cualquier tipo de evento sísmico. (ADI Perú, 2023)

Los distritos que se encuentran en zonas de alto riesgo tomando en consideración el mapa de Microzonificación Sísmica de Lima Metropolitana fueron ocho los cuales son: Barranco, San Isidro, Miraflores, San Miguel, Rímac, Magdalena del Mar, Punta Hermosa, San Juan de Miraflores. Se obtuvo como resultado que el número de pobladores con una exposición muy alta es de 77,213 y con exposición alta, 21,818 habitantes; obteniendo en total 99,031 personas expuestas altamente al peligro por sismo. (CENEPRED, 2017).

Los escasos ingresos económicos de los habitantes de San Juan de Miraflores y la no asesoría constructiva, así como la ausencia de un control de calidad en el proceso de ejecución y utilización de materiales por parte de la municipalidad mencionada contribuyeron a la construcción masiva de viviendas de manera informal (Municipalidad de San Juan de Miraflores, 2017).

1.1.2. Formulación Del Problema

a) Problema general

¿Cómo analizar la vulnerabilidad de una vivienda autoconstruida de 3 pisos incorporando encamisado de columnas para mitigar el riesgo sísmico en San Juan de Miraflores?

b) Problemas específicos

-¿Cómo obtener el diagnóstico de vulnerabilidad de una vivienda autoconstruida ?

-¿Cómo modelar la vivienda autoconstruida ante un sismo severo en el software ETABS ?

-¿Cómo diseñar la vivienda mejorada con el reforzamiento de elementos estructurales tales como de encamisado de columnas?

1.2. Objetivos De La Investigación

a) Objetivo general

Analizar la vulnerabilidad de una vivienda autoconstruida de 3 pisos incorporando encamisado de columnas para mitigar el riesgo sísmico en San Juan de Miraflores.

b) Objetivos específicos

- Obtener el diagnóstico de vulnerabilidad de la vivienda autoconstruida.
- Modelar la vivienda autoconstruida ante un sismo severo en el software ETABS.
- Diseñar la vivienda mejorada con el reforzamiento de elementos estructurales que requieran, como el encamisado de columnas.

1.3. Delimitación de la investigación

1.3.1. Delimitación temporal

La presente investigación se llevó a cabo entre los meses de mayo del 2023 hasta octubre del 2023. Desarrollando en este tiempo, el modelamiento y análisis sísmico de la estructura existente, el diseño de la estructura con encamisado de columnas y la evaluación de la vulnerabilidad con el nuevo diseño propuesto. Ver cronograma de actividades en Anexo 1.

1.3.2. Delimitación espacial

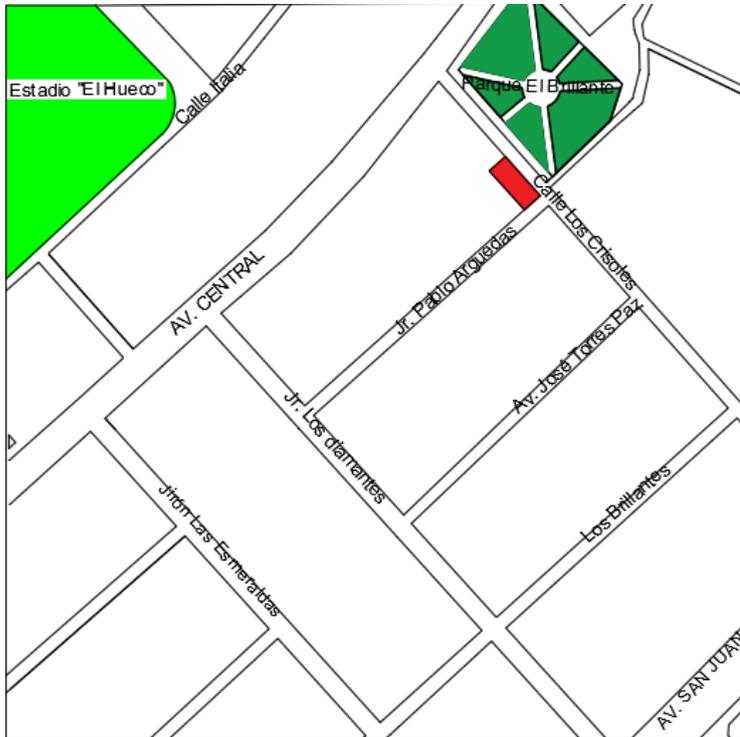
La zona se encuentra en la calle los Crisoles N° 18 y por el otro frente en el Jiron Pablo Arguedas N° 799, en el distrito de San Juan de Miraflores, en la provincia de Lima, en el departamento de Lima, tal como se muestra en la figura 1. El proyecto está ubicado en las coordenadas:

Norte: 8656783.16 m S

Este: 285943.58 m E

Figura 1

Ubicación de la vivienda



Nota. Elaboración propia

1.3.3. Delimitación temática

El presente estudio pertenece a la especialidad de estructuras específicamente en la línea de análisis sismorresistente con el uso de la norma técnica peruana E 030 para evaluar una vivienda autoconstruida de 3 pisos en el distrito de San Juan de Miraflores

1.4. Justificación e importancia

1.4.1. Justificación teórica

El valor teórico comprenderá las definiciones y conocimientos para solucionar y lograr prevenir este tipo de complicaciones, utilizando la norma técnica peruana E.020, E.030 y E.060, además de incluir el diseño y análisis mediante el software Etabs 2020, así como la descripción de cada proceso analizado durante esta investigación.

1.4.2. Justificación práctica

Con respecto a la aplicación práctica, dará soluciones accesibles y prácticas para reforzar las viviendas ya existentes mediante el encamisado de columnas, mitigando el riesgo sísmico. Esta solución se puede generalizar para las viviendas con las mismas

condiciones; es decir, que se encuentran en una zona de alta sismicidad y que fueron construidas sin la supervisión de un especialista.

1.4.3. Justificación social

El presente trabajo de investigación beneficiará a las personas que habiten en una vivienda autoconstruida en el distrito de San Juan de Miraflores, ya que se propone una medida de solución para mitigar ante sismos de estas. Para el caso de la vivienda en estudio, se beneficiarán 17 personas dado que 5 familias habitan en ella.

1.4.4. Aporte práctico

El aporte de esta investigación es proponer como alternativa de solución el reforzamiento con encamisado de columnas para viviendas autoconstruidas sin afectar en gran medida la arquitectura inicial.

1.4.5. Importancia

Las viviendas autoconstruidas pueden llegar a verse severamente afectadas ante la ocurrencia de un sismo, ya que estas no cuentan con los estándares adecuados de la Norma Técnica Peruana de Diseño sismorresistente al no estar supervisadas por un especialista. Además, el Perú está ubicado dentro del Cinturón de fuego del Pacífico, lo que lo hace un país altamente sísmico. Este proyecto es importante porque permitirá conocer el peligro constante que presentan estas viviendas autoconstruidas ante un movimiento sísmico y proponer un método adecuado para mitigar este peligro.

CAPÍTULO 2: MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio de investigación

La siguiente investigación está tomando de base las siguientes investigaciones tanto nacionales como internacionales.

2.1.1. Investigaciones internacionales

Palacios et al. (2019) en su artículo “Reforzamiento estructural con muros de corte, de edificio de la facultad de filosofía y letras de la universidad técnica de Manabí” realizado en Ecuador, tuvo como objetivo rigidizar y aumentar la resistencia sísmica de la edificación flexible. Tuvo como resultados que la edificación en los bloques analizados 1, 2 y 3 mejora considerablemente la torsión y el periodo ha disminuido considerablemente además que las derivas en el sentido X e Y son menores al 1% tal como indica la norma ecuatoriana, por lo tanto, se estaría cumpliendo (máxima deriva permitida es de 2%). Los autores concluyen que al presentarse un sismo severo no se tendrá daños estructurales y no estructurales para los bloques mencionados debido al aumento de rigidez y resistencia. Del artículo mencionado concluimos que el reforzamiento estructural con muros de corte y con encamisado de columnas mejoraría en gran medida los resultados sísmicos como la rigidez, vigas y columnas menos esforzadas, periodos de vibración menores y una menor torsión.

Marcillo (2019) en su tesis “Evaluación de vulnerabilidad sísmica basada en los métodos Benedetti y Petrini; FEMA 154 del edificio carrera de ingeniería agropecuaria - UNESUM” tuvo como fin cuantificar la vulnerabilidad sísmica del Edificio por medio de dos métodos los cuales son el método italiano (Benedetti y Petrini) y Fema 154, los cuales son usados para conocer el valor de vulnerabilidad sísmica. Se tuvo el resultado de 18,75 con el método italiano y con el análisis Fema 154 se obtuvo un rango de 4,10 esto implica que, en ambas situaciones, el edificio exhibe un bajo índice de vulnerabilidad sísmica. El autor llega a la conclusión de que el método más adecuado para la evaluación de la resistencia sísmica de la estructura es el enfoque de Benedetti y Petrini. Esto se debe a que dicho método considera parámetros más exactos en lo que respecta a la medición de la vulnerabilidad sísmica. A partir de la investigación mencionada, podemos inferir que el método de Benedetti y Petrini proporciona una evaluación más precisa de las deficiencias estructurales y del estado de soporte de la edificación.

Halac (2021) en su artículo “Refuerzo de columnas a través de encamisado de hormigón armado” realizado en el país de Argentina, el propósito principal fue exponer el procedimiento de cálculo y diseño para fortalecer una columna estructural utilizando el método de encamisado. El artículo ofrece un análisis detallado, así como el diseño y la descripción paso a paso de la construcción de un componente de concreto armado, incluyendo la colocación de la camisa y los materiales necesarios en el proceso de refuerzo de la columna. En última instancia, se puede concluir que el artículo es valioso para entender la relación entre la resistencia de una sección uniforme de concreto y la camisa que se utiliza en la columna, ya que el concreto empleado en el refuerzo posee una resistencia a la compresión significativamente mayor que el núcleo original. De la tesis mencionada concluimos que el recrecido de columnas mediante el encamisado mejora la resistencia a la flexocompresión, lo cual nos indica un mejor comportamiento estructural.

2.1.2. Investigaciones nacionales

Campos (2019) en su tesis “Diseño del reforzamiento de columnas y vigas, con la técnica del encamisado y el comportamiento estructural de una vivienda, distrito de Puente Piedra, Lima, Año 2019”, el propósito principal de este estudio fue evaluar cómo la aplicación del método de encamisado en elementos estructurales como vigas y columnas podría mejorar la capacidad de una vivienda en Puente Piedra para resistir terremotos. Los resultados clave destacan que la vivienda analizada está en riesgo de sufrir daños significativos en caso de un sismo severo. Sin embargo, se observó que el refuerzo de columnas mediante el encamisado condujo a mejoras en la resistencia a la compresión, reducción en el período de vibración y disminución en las desviaciones. El autor concluye que el reforzamiento de elementos estructurales, en particular de las columnas, mediante la técnica de encamisado, contribuye a mejorar el desempeño de elementos verticales en general. A través de esta tesis, podemos concluir que se ha obtenido un mayor entendimiento sobre el comportamiento estructural de elementos tanto verticales como horizontales cuando se aplican refuerzos de encamisado ante la amenaza de un sismo severo.

Apaza y Taboada (2020) en su tesis “Plan de mitigación del riesgo sísmico para la mejora del desempeño estructural de las edificaciones informales”, tuvo como objetivo principal identificar la vulnerabilidad de múltiples viviendas en el distrito de San Juan de

Miraflores con dos métodos (Benedetti y Petrini y CENEPRED). En esta tesis se tuvo como principal resultado que el 71.217% de las viviendas tomadas como muestra frente a un sismo severo padecerán un colapso total o parcial y el resto de viviendas serían dañadas severamente. La conclusión más resaltante del autor es que el método de Benedetti Petrini es eficiente ya que usa parámetros sismo resistentes similares al de diseño con el software Etabs tales como la irregularidad en planta y altura, así como la densidad de muros por lo que los resultados son similares al usar el software mencionado. Concluimos que la tesis estudiada nos ayuda conocer de manera visual y rápida el comportamiento sismo resistente de la vivienda analizada

Concha (2021) en su tesis “Reforzamiento estructural en viviendas autoconstruidas de albañilería confinada en condición de vulnerabilidad sísmica en la Asociación Horacio Zeballos del distrito de Socabaya, Arequipa - 2021”, el propósito fundamental de este estudio fue identificar la susceptibilidad de las viviendas construidas por sus propios habitantes utilizando el método de albañilería confinada ante eventos sísmicos, con el fin de posteriormente desarrollar un plan de mejora estructural para estas viviendas. El principal resultado indica que la viga B necesita reforzamiento ya que debe soportar un momento último de 3.71Ton-m es decir se requiere un área de acero de 4.61cm², teniendo solo un área de 3.87cm² existente de acero El autor concluye que las viviendas analizadas tienen una vulnerabilidad media debido a la calidad no idónea de los materiales usados y al no cumplimiento de la norma peruana de edificaciones. Además, señala que se requiere refuerzo en las vigas y un aumento en el espesor de muros para evitar el fisuramiento. De la tesis descrita podemos concluir que las viviendas con vulnerabilidad media necesitan un refuerzo para satisfacer el diseño sismo resistente.

2.2. Bases teóricas vinculadas a la variable de estudio

2.2.1. Sistemas estructurales

Es conjunto de elementos enlazados entre sí; de manera que, se ve alterado por completo al modificarse un solo elemento de la estructura. Los sistemas estructurales se dividen en su mayoría en los sistemas de concreto armado y en los sistemas de albañilería.

a) Concreto armado

El término 'concreto armado' se refiere a una mezcla de concreto que incorpora acero como elemento de refuerzo, lo cual otorga al conjunto la capacidad de resistir tensiones, ya que el concreto por sí solo no tiene esta propiedad. (McCormac, 2017, p. 1). Se divide en:

1. Sistema aporricado

Es el esquema convencional constituido principalmente por un conjunto de columnas y vigas conectadas entre sí a través de nudos logrando así comportarse como una sola pieza. (Perle, 2012). En la figura 2 se puede apreciar una estructura con sistema aporricado.

Figura 2

Sistema aporricado



Nota. Wikimedia

2. Sistema de muros estructurales

Se refiere a un sistema de construcción donde la estructura principal no depende principalmente de marcos o pórticos, sino que las fuerzas horizontales se contrarrestan mediante muros construidos con concreto armado. (Rochel, 2012). En la figura 3 se puede apreciar una estructura con sistema de muros estructurales.

Figura 3

Sistema de muros estructurales



Nota. Federación interamericana del cemento

3. Sistema dual

"Este sistema estructural combina muros estructurales y pórticos, donde los muros absorben aproximadamente el 75% de las fuerzas laterales, mientras que los pórticos manejan el 25% restante. Cuando se diseña de manera adecuada, este enfoque estructural es ampliamente reconocido por muchos investigadores y regulaciones como altamente eficaz en términos de resistencia sísmica." (Bozzo, 2000, p. 236). En la figura 4 se puede apreciar una estructura con sistema dual.

Figura 4

Sistema dual



Nota. Wikimedia

b) Albañilería

1. Albañilería confinada

Este sistema de construcción implica la utilización de mampostería en las paredes, las cuales son fortalecidas mediante elementos de concreto armado a lo largo de su periferia, como columnas y vigas tal como se muestra en la figura 5. Estos refuerzos se añaden después de que se ha completado la construcción de la mampostería. Además, la base se forma mediante una losa de concreto que se extiende a lo largo de todo el muro construido. (Norma E. 070, 2019, p. 7)

Figura 5

Albañilería confinada



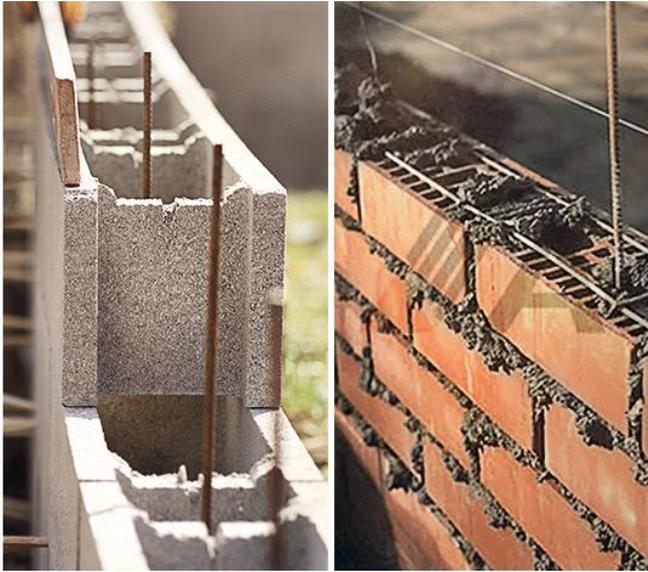
Nota. Cementos Inka

2. Albañilería armada

El concepto de "albañilería armada" se refiere a muros de albañilería que incorporan refuerzos en su interior. Este refuerzo se extiende típicamente a lo largo de la altura del muro (refuerzo horizontal) y a lo largo de su longitud (refuerzo vertical) tal como se muestra en la figura 6. Para integrar estos refuerzos con la albañilería, se requiere rellenar los espacios vacíos o celdas de los bloques con concreto líquido, conocido como "grout". (San Bartolomé, 2020, p. 8)

Figura 6

Albañilería armada



Nota. Cementos Inka

3. Albañilería no reforzada o simple

Estos muros se refieren a aquellos que no tienen ningún tipo de refuerzo estructural como se muestra en la figura 7 o, en el caso de que cuenten con algún tipo de refuerzo, no cumplen con los requisitos mínimos establecidos por las normativas y regulaciones pertinentes para ser considerados muros reforzados. (San Bartolomé, 2020, p. 7)

Figura 7

Albañilería no reforzada o simple



Nota. Researchgate

2.2.2. Vivienda autoconstruida

El enfoque de construcción autogestionada implica un proceso alternativo que se desarrolla en circunstancias en las que los propietarios tienen un conocimiento limitado sobre los procedimientos constructivos, enfrentan restricciones financieras significativas en lo que respecta a materiales y mano de obra. Esta situación es más común en áreas de asentamientos humanos y zonas rurales, y su origen se debe en gran medida al rápido crecimiento demográfico experimentado en los últimos años. (Arevalo, 2020, p. 11).

Mayormente las viviendas autoconstruidas son realizadas por los mismos propietarios con los conocimientos básicos de construcción obtenidos por experiencia o trabajos anteriores, dando como resultado elementos estructurales que no satisfacen la normativa establecida.

2.2.3. Análisis de vulnerabilidad sísmica

Este método cuantifica la vulnerabilidad sísmica de una edificación mediante una suma ponderada de 11 parámetros estructurales y no estructurales los cuales se le asignan una de las 4 clases A, B, C y D siguiendo una serie de tablas y pasos que se muestra en la figura 8. (Caicedo, Barbat, Canas y Aguilar, 1994, p.46)

Figura 8

Escala de vulnerabilidad de Benedetti Petrini

ITEMS	PARAMETROS	Clase Ki			
		A	B	C	D
1	Organización del sistema resistente	0	5	20	45
2	Calidad del sistema resistente	0	5	20	45
3	Resistencia convencional	0	5	20	45
4	Posición del edificio y cimentación	0	5	20	45
5	Diafragmas horizontales	0	5	20	45
6	Configuración en planta	0	5	20	45
7	Configuración en elevación	0	5	20	45
8	Distancia máxima entre muros	0	5	20	45
9	Tipo de cubierta	0	5	20	45
10	Elementos no estructurales	0	5	20	45
11	Estado de conservación	0	5	20	45

Nota. Benedetti Petrini (1982)

De la tabla se entiende que cada parámetro está relacionado a un factor que indica la importancia en el sistema estructural, de ello el índice de vulnerabilidad se calcula con la siguiente expresión. (Abanto y Cárdenas, 2015)

$$VI = \sum_{i=1}^{11} Ki * Wi$$

Para ello se utiliza el formulario mostrado en la figura 9, donde indica los 11 parámetros a considerar teniendo en cuenta las consideraciones para cada uno.

Figura 10

Coefficiente de participación del sistema resistente

TIPO	DESCRIPCIÓN
A	Al construir la vivienda se ha recibido asesoría de un personal capacitado, y si la edificación cumple con la Norma de E 030 y E 070. La edificación tiene conexión perfecta entre vigas y muros.
B	La vivienda, no cumple con la Norma E 030 y E 070, además de no contar con asesoramiento de un profesional. La construcción presenta una conexión correcta entre elementos estructurales verticales, horizontales entre las vigas y muros en todas sus plantas.
C	La edificación no recibió ningún tipo de asesoría. La construcción no cumple con la Norma E 030 y E 070; y no se tiene una correcta conexión entre las vigas y los muros solo en algunas plantas
D	La vivienda no tuvo ningún tipo de asesoría técnica o profesional además de no cumplir con las 2 normas mencionadas. La edificación presenta muros perpendiculares no conectadas a las vigas y/o columnas

Nota. Abanto y Cárdenas (2015)

2. Calidad del sistema resistente

El segundo parámetro depende principalmente del tipo, distribución, forma y dimensiones del material usado de tal manera que ayuden a la sobrecarga de la vivienda. En la figura 11 se muestran las características que debe tener cada coeficiente.

Figura 11

Coefficiente de participación del sistema resistente

TIPO	DESCRIPCIÓN
A	La construcción cumple con estas tres características: a) Muro de carga de ladrillo macizo o de 16 alveolos King Kong, ladrillos homogéneos en medida en muros portantes. b) El muro portante tiene junta de 1 a 1.5cm de espesor. c) Muros portantes de forma vertical.
B	La edificación satisface con 2 de las características mencionadas
C	La edificación satisface con 1 de las características mencionadas
D	La edificación no satisface las características mencionadas

Nota. Abanto y Cardenas (2015)

3. Resistencia convencional

Este parámetro analiza la resistencia de la estructura frente a cargas horizontales, para ello se calcula la resistencia convencional mediante el factor C (fuerza horizontal a la base entre peso de la edificación) la cual está expresada en la siguiente ecuación.

$$C = \frac{a_0 \cdot tk}{q \cdot N} \cdot \sqrt{\frac{1 + q \cdot N}{1.5 \cdot a_0 \cdot tk \cdot (1 + y)}}$$

Asumiendo que no existe mucha diferencia entre los diferentes pisos entonces se estima el valor de “q” en la siguiente ecuación.

$$q = \frac{(A + B) \cdot h}{At} \cdot Pm + Ps$$

Donde:

a_0 = Relación de A y área techada

y = Relación entre A y B

N = Cantidad de pisos

tk = Resistencia a la fuerza cortante de los paneles de mampostería (18 ton/m²)

At = Área techada

h = Altura promedio entre pisos (m)

Pm = Peso específico de mampostería (1.80 ton/m³)

Ps = Peso por la unidad de área de forjado (0.38 ton/m²)

Ax, Ay = Áreas totales resistentes de los muros (m²) en dirección de “x” y “y”

$$A = \min [Ax, Ay]$$

$$B = \max [Ax, Ay]$$

$$\alpha_0 = \frac{A}{At} \quad y = \frac{A}{B}$$

Para finalizar el coeficiente α (coeficiente de resistencia convencional) indica la relación entre la resistencia convencional y el coeficiente sísmico C_r (según norma E.030). Se define la resistencia convencional según la siguiente tabla. En la figura 12 se muestran las características que debe tener cada coeficiente.

Figura 12

Coficiente de participación de la resistencia convencional

TIPO	DESCRIPCIÓN
A	La edificación tiene un $\alpha > 1$
B	La edificación tiene un rango de $0.6 < \alpha < 1$
C	La edificación tiene un rango de $0.4 < \alpha < 0.6$
D	La edificación tiene un $\alpha < 0.4$

Nota. Abanto y Cardenas (2015)

4. Posición del edificio y cimentación

El parámetro mide la disposición de la edificación y cimentación conjuntamente con el terreno, es decir el comportamiento que tendrá la estructura cimentada en un suelo con pendiente frente a un sismo. En la figura 13 se muestran las características que debe tener cada coeficiente.

Figura 13

Coefficiente de participación de la disposición del edificio y cimentación

TIPO	DESCRIPCIÓN
A	Terreno estable: $S \leq 10\%$
B	Terreno estable: $10\% < S \leq 30\%$ Terreno suelto: $10\% < S \leq 20\%$
C	Terreno estable: $30\% < S \leq 50\%$ Terreno suelto: $20\% < S \leq 30\%$
D	Terreno estable: $S > 50\%$ Terreno suelto: $S > 30\%$

Nota. Abanto y Cárdenas (2015)

5. Diafragmas horizontales

El quinto parámetro evalúa la conexión como muro y losas además de tener en cuenta los planos a desnivel, así como determinar qué tan bueno es el sistema resistente de losas de piso a piso. En la figura 14 se muestran las características que debe tener cada coeficiente.

Figura 14

Coefficiente de participación de diafragmas horizontales

TIPO	DESCRIPCIÓN
A	Construcción con diafragma que cumplen las siguientes condiciones: 1. En el diafragma no existen planos a desnivel. 2. La deformación es despreciable en el diafragma 3. Presenta una correcta conexión entre el diafragma y muros de soporte.
B	La edificación cumple con 2 características mencionadas
C	La edificación cumple con 1 característica mencionada
D	No se cumple con ninguna característica del ítem A

Nota. Abanto y Cárdenas (2015)

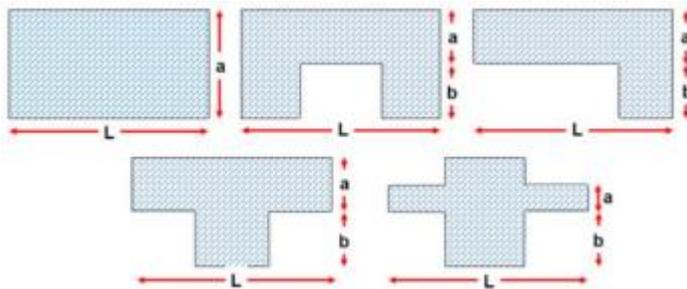
6. Configuración en planta

Este sexto parámetro mide la irregularidad en planta según la geometría del mismo mediante la relación de sus longitudes, para ellos se definen las siguientes proporciones

$\beta_1 = a/$ (para edificaciones rectangulares) y $\beta_2 = b/L$ (para edificaciones no rectangulares) a continuación en la figura 15 identifica las geometrías de las irregularidades en planta y en la figura 16 el coeficiente que se le asignará.

Figura 15

Geometría de las irregularidades en planta



Nota. Abanto y Cárdenas (2015)

Figura 16

Coefficiente de participación de configuración en planta

TIPO	CARACTERÍSTICAS
A	Se tiene un rango de $\beta_1 \geq 0.8$ o $\beta_2 \leq 0.1$
B	Se tiene un rango de $0.8 > \beta_1 \geq 0.6$ o $0.1 < \beta_2 \leq 0.2$
C	Se tiene un rango de $0.6 > \beta_1 \geq 0.4$ o $0.2 < \beta_2 \leq 0.3$
D	Se tiene un rango de $0.4 > \beta_1$ o $0.3 < \beta_2$

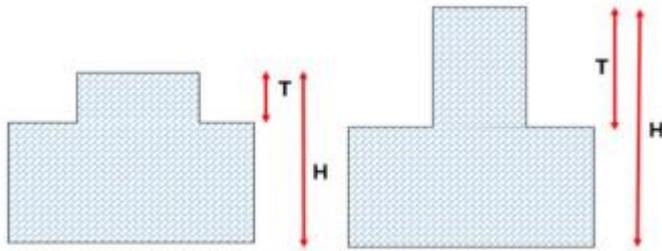
Nota. Abanto y Cárdenas (2015)

7. Configuración de la elevación

Este parámetro evalúa la irregularidad en elevación, es decir es la relación que existe entre la elevación(T) y la altura(H) de la vivienda es decir se calcula como T/H. A continuación, en la figura 17 se tienen los siguientes casos posibles para determinar el valor de la configuración de la elevación y en la figura 18 el valor que se le asignará.

Figura 17

Geometría de las irregularidades en elevación



Nota. Abanto y Cárdenas (2015)

Figura 18

Coefficiente de participación de la configuración en elevación.

TIPO	CARACTERÍSTICAS
A	La edificación presenta el siguiente rango: $0.75 < T/H$
B	La configuración en elevación varía entre: $0.50 < T/H < 0.75$
C	La configuración en elevación varía entre: $0.25 < T/H < 0.50$
D	La configuración en elevación varía entre: $T/H < 0.25$

Nota. Abanto y Cárdenas (2015)

8. Separación máxima entre muros

Este parámetro indica la máxima distancia existente entre muros y se calcula como la relación entre la luz entre muros(L) y el espesor del muro(S). El octavo parámetro tomará el valor según la siguiente tabla mostrada en la figura 19.

Figura 19

Coefficiente de participación de la separación máxima entre muros

TIPO	CARACTERÍSTICAS
A	La estructura es menor a $L/S \leq 15$
B	La estructura entre $15 < L/S \leq 18$
C	La estructura entre $18 < L/S \leq 25$
D	La estructura entre $25 < L/S$

Nota. Abanto y Cárdenas (2015)

9. Tipo de cubierta

Este parámetro evalúa la seguridad de los techos frente a movimiento sísmicos por lo que no debe colapsar ante tal evento. Además, toma en cuenta la conexión entre elementos horizontales como vigas y techos con las columnas o muros. Se tiene en cuenta en la figura 20

Figura 20

Coefficiente de participación del tipo de cubierta

TIPO	CARACTERÍSTICAS
A	La estructura satisface lo siguiente: a) Firmeza en la cubierta y buena conexión a muros. b) Luz de losa relativamente baja. c) Cubierta horizontal conectada y apoyada a la estructura de cubierta de losa aligerada.
B	La construcción al menos cumple con dos de las características de la Clase A.
C	La edificación solo satisface un ítem del punto A
D	La edificación no satisface con ninguna de las 3 características mencionadas

Nota. Abanto y Cárdenas (2015)

10.Elementos no estructurales

Este es el único parámetro que considera elementos no estructurales como parapetos y cornisas debido a que puede causar daño frente a un evento sísmico si estos no están conectados bien al techo o losa. Se tiene la figura 21 para asignar el coeficiente que satisface dicho parámetro.

Figura 21

Coefficiente de participación de elemento no estructurales

TIPO	CARACTERÍSTICAS
A	La estructura no presenta parapeto y posee elementos no estructurales en excelente estado
B	La estructura cuenta con parapetos o cornisas correctamente empotrados a la viga o muro y posee elementos no estructurales en buena condición.
C	La estructura presenta parapetos o tabiquería con fisuras o roturas.
D	La estructura posee elementos no estructurales en mal estado, que disminuya la resistencia de los elementos estructurales o que puedan dañar frente a un evento telúrico.

Nota. Abanto y Cárdenas (2015)

11. Estado de conservación

Por último, se tiene el estado en que se encuentra la construcción para ellos evalúa el estado de cada elemento estructural como muros portantes, columnas, vigas y losas identificando las posibles fallas que puedan ocurrir frente a un sismo. El estado de conservación tomará los valores mostrados en la figura 22.

Figura 22

Coefficiente de participación del estado de conservación

TIPO	CARACTERÍSTICAS
A	La estructura no presenta daños en sus elementos resistentes frente a un movimiento telúrico o factores externos. Se presenta un buen estado de conservación de columnas, vigas muros y losas.
B	La edificación se caracteriza por tener daños menores en sus componentes estructurales debido a un sismo o factores externos. La construcción posee un buen estado de conservación
C	La construcción presenta daños estructurales en diferentes elementos debido a un movimiento telúrico o algún tipo de daño extremo. La edificación tiene un regular estado de conservación.
D	La construcción posee notables daños en sus componentes estructurales debido a un evento sísmico o algún tipo de daño externo. En general la vivienda se encuentra en mal estado.

Nota. Abanto y Cárdenas (2015)

2.2.4. Patologías estructurales

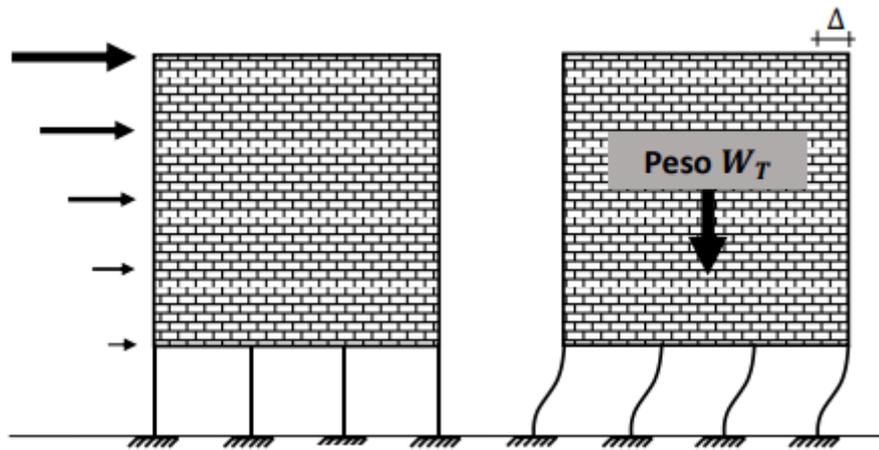
Al momento de estar terminada una construcción que siguió un diseño incorrecto es común que se presenten fallas estructurales que pueden ocasionar pequeños daños y en algunos casos fallas grandes que pueden resultar en colapso parcial o total de la estructura. Las más comunes son:

-Confinamiento: Esta aparece debido a la compresión sometida en la unidad estructural la cual provoca una deformación transversal al refuerzo de acero longitudinal. Primero se agrieta la unidad estructural, y segundo, se pierde volumen de concreto de la misma.

-Piso Blando: es cuando la rigidez lateral de uno de los entrepisos es considerablemente menor a la de los entrepisos adyacentes. Esta configuración obliga a concentrar toda la demanda de deformaciones y de tensiones en los miembros estructurales de los entrepisos más flexibles como se observa en la figura 23. Generalmente se da por una discontinuidad en las paredes del primer piso para dejar un espacio de estacionamiento. (Urich y Beauperthuy, 2013)

Figura 23

Comportamiento de un piso blando ante un sismo

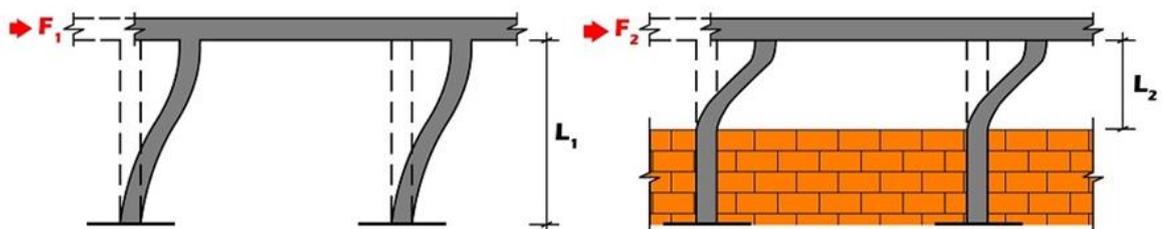


Nota. Mota (2017)

-Columna corta: Se da cuando una columna está restringida parcialmente de su desplazamiento lateral lo que causa una concentración total de deformaciones y tensiones en su área libre. Generalmente se presenta cuando al dejar un espacio vacío para la ventana, diseñan paredes no abarcan toda la altura de la columna. (Torres, 2012). En la figura 24 se puede ver un ejemplo del efecto de columna corta.

Figura 24

Efecto de columna corta



Nota. Guevara (2001)

-Corte en Muros de Concreto: Es provocada a causa del movimiento sísmico horizontal en la dirección “x” e “y” del muro. Donde se destruye el concreto y se corta el acero longitudinal a causa del peso del muro.

-Flexión de Elementos muy esbeltos: Se ubican en su mayoría en los voladizos, en el cual se origina un sobre esfuerzo de palanca, aumentando los esfuerzos de tensión y

compresión presentes en la edificación por extensos periodos de tiempo, produciendo que las unidades estructurales empiece a fallar.

-Martilleo: Se da cuando hay una junta sísmica insuficiente entre dos estructuras esto podría desencadenar una colisión durante una sacudida fuerte pues las juntas sísmicas sirven para independizar el movimiento de la edificación de las estructuras aledañas durante un temblor o un terremoto. (Torres, 2012)

2.2.5. Diseño sísmico

Los estándares de diseño actuales se centran en garantizar que una estructura sea capaz de resistir un terremoto severo sin colapsar. No obstante, es importante tener en cuenta que, en caso de un sismo de gran magnitud, es probable que la estructura sufra daños locales significativos. Por lo tanto, en el proceso de diseño y construcción de la estructura, se incorporan detalles que permiten deformaciones inelásticas durante un terremoto severo sin que la estructura pierda su capacidad de resistencia. Esto significa que la estructura puede flexionarse y deformarse, pero seguirá siendo funcional y segura, lo que contribuye a reducir los daños y proteger la vida de las personas en caso de un sismo severo. (Bozzo y Barbatt, 1995)

2.2.6. Reforzamiento estructural

Esta técnica posibilita elevar la capacidad de resistencia original de un edificio, ya sea de manera puntual (mediante el fortalecimiento de elementos específicos de la estructura) o en su conjunto (mejorando el rendimiento general de la estructura), con el fin de proporcionar una respuesta estructural más sólida. La sustitución de materiales o elementos dañados, así como la incorporación de nuevos elementos estructurales, permitirán que la estructura siga cumpliendo sus funciones fundamentales de manera eficiente. (D. Torrealva, comunicación personal, 16 de marzo de 2017).

2.2.7. Proceso de encamisado de columnas

Dicha técnica es usada para incrementar características tales como la flexión, resistencia axial y fuerza cortante, dicho proceso consiste en incrementar la sección transversal de la columna, los pasos son los siguientes.

1. Definir el sistema estructural que presenta la edificación.
2. Identificar las relaciones de aspecto de la estructura

3. Determinar el tipo de irregularidad en planta
4. Determinar la irregularidad en elevación,
5. Cálculo de la masa y determinar los parámetros sísmo resistentes
6. Distribución en planta
7. Distribución en elevación
8. Cálculo de la rigidez de la edificación.
9. Distribución de la rigidez en planta
10. Distribución de la rigidez en la altura
11. Identificar posibles deficiencias en la estructura
12. Definir interacción estructural con excitación sísmica.
13. Análisis sísmo resistente (elástico)
14. Identificar posible mal comportamiento sísmo resistente
15. Determinar deficiencias en general.

El proceso constructivo consiste en los siguientes pasos:

Remover el recubrimiento de todos los lados de la columna que se va reforzar.

Colocación de conectores de corte y ganchos

Taladrar en la zona de losa removida para anclar las barras longitudinales;

Se groutea la base removida de losa con SIKADur 41.

Encofrado para el grout. Dicho grout es el SIKAGROUT 212(2 etapas)

Se rellena 5 cm en la parte superior con SIKADur 41.

Se rellena 5cm en la parte inferior con SIKADur 41.

2.3. Definición de Términos Básicos

- Sismo: Es la vibración del suelo causado por la liberación de energía causado principalmente por la interacción entre placas tectónicas.
- Vulnerabilidad Estructural: Probabilidad de debilitación o colapso de elementos estructurales ante un sismo.
- Fallas Estructurales: Es cuando un elemento estructural tiene un desempeño menor a lo esperado.
- Ductilidad: Capacidad para resistir deformaciones sin daños permanentes.
- Reforzamiento estructural: Es el incremento de resistencia a un elemento estructural.
- Gestión del riesgo del desastre: Es un proceso que tiene la finalidad de prevenir, reducir y controlar los riesgos ante un desastre.

- Albañilería Confinada: Sistema de construcción conformado por muros de ladrillo portantes.
- Sistema aporticado: Sistema de construcción conformado por vigas y columnas conectadas.
- Derivas: Es el desplazamiento horizontal entre dos niveles consecutivos de una edificación.
- Mitigación: Implementación de medidas ya sean estructurales o no estructurales para lograr prevenir, reducir o disminuir los riesgos.

CAPÍTULO 3: SISTEMA DE HIPÓTESIS

3.1. Hipótesis

3.1.1. *Hipótesis general*

Un método de mitigación adecuado como el encamisado de columnas lograría reducir los riesgos provocados por los sismos en viviendas autoconstruidas en el distrito de San Juan de Miraflores

3.1.2. *Hipótesis específicas*

- Un diagnóstico de vulnerabilidad permitiría reconocer si la vivienda necesitaría un reforzamiento.
- Un análisis de vulnerabilidad en el modelado nos daría una idea más clara del riesgo que presenta una vivienda autoconstruida.
- Incorporando el encamisado de columnas u otros reforzamientos se podría mitigar el riesgo sísmico en una vivienda autoconstruida.

3.2. Variables

3.2.1 *Definición conceptual de las variables*

La variable dependiente es vivienda autoconstruida debido a que es el motivo de estudio para el reforzamiento estructural con encamisado de columnas. Dicha variable es de tipo cuantitativa.

La variable independiente es el encamisado de columnas, que corresponde al componente medido, la cual permite controlar la vivienda autoconstruida analizada computacionalmente mediante el aumento de sección de la columna y los resultados sísmicos.

3.2.2 *Operacionalización de las variables*

En la tabla 1 se muestra la operacionalización de las variables.

Tabla 1*Tabla de operacionalización de variables*

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicadores
Variable dependiente: “Viviendas autoconstruidas”	La variable es independiente es vivienda autoconstruida debido a que es el motivo de estudio para el reforzamiento estructural con encamisado de columnas. Dicha variable es de tipo cuantitativa.	Mediante ensayos de laboratorio se evaluará el estado de los componentes de la construcción. Con ayuda de las normas peruanas se evaluará la resistencia de la estructura.	Características mecánicas de la estructura Resistencia de los muros	Ensayos de extracción de diamantina Longevidad de los muros
Variable independiente: “Encamisado de columnas”	La variable es independiente es el encamisado de columnas, que corresponde al componente medido, la cual permite controlar la vivienda autoconstruida analizada computacionalmente mediante el aumento de sección de	A través del análisis y diseño estructural, se desarrollará una propuesta para fortalecer la estructura de las viviendas. Mediante un análisis estático y con ayuda de softwares especializados se comprobarán que el diseño	Rectificaciones las propiedades de los elementos estructurales Análisis estructural Irregularidades estructurales	Rectificaciones en las estructuras Análisis estático Irregularidad en dimensiones

columna y los propuesto
resultados cumpla con las
sísmicos. normas

Nota. Elaboración propia

CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

4.1 Tipo y nivel

4.1.1. Tipo

“La investigación del tipo aplicada estudia e investiga problemas sólidos, en circunstancias y propiedades concretas. De esta manera la investigación se dirige a su aplicación directa y no al desarrollo de teorías”. (Tamayo M. 2007. p. 43)

Según Hernández (2014), “en el enfoque cuantitativo, el investigador utiliza sus diseños para examinar la veracidad de las hipótesis planteadas en un contexto en particular o para aportar evidencias respecto de los lineamientos de la investigación”. (p. 128)

La presente investigación fue de tipo aplicada con un enfoque cuantitativo.

4.1.2. Nivel

Según Tamayo (2003), “la investigación descriptiva comprende la descripción, registro, análisis e interpretación de la naturaleza actual, y la composición o procesos de los fenómenos. El enfoque se hace sobre conclusiones principales o sobre cómo una persona, grupo o cosa se conduce o responde en el presente”. (p. 46)

Según Maya (2014), “la investigación explicativa explica las causas o factores que determinan un evento de la realidad a partir de un contexto teórico.” (p. 18)

La presente investigación fue de nivel explicativa y descriptiva.

4.2 Diseño de investigación

Según Tacillo (2016), “el diseño no experimental consiste en no operar la variable independiente, prácticamente se observa el hecho o evento tal y como se presenta en la realidad con la intención de analizarlo”. (p. 86)

Según Tacillo (2016), “el diseño transversal consiste en obtener los datos o información en un sólo momento de la investigación” (p. 86)

La presente investigación fue no experimental con un diseño transversal.

4.3. Población y muestra

4.3.1. Población

Según Hernández (2006), “la población es un conjunto de casos que concuerdan con una serie de especificaciones. Las poblaciones deben situarse en torno a sus propiedades de contenido, de espacio y el tiempo”.

La población a estudiar en esta investigación fueron todas viviendas autoconstruidas en el distrito de San Juan de Miraflores.

4.3.2. Muestra

Según Hernández (2006), “la muestra es un subgrupo de la población de interés sobre el cual se recolectarán datos, y que debe de definirse y delimitarse con anticipación y con precisión, además de que debe ser representativa de la población”. (p. 173)

La muestra elegida en la presente investigación fue una muestra no probabilística, la cual fue vivienda autoconstruida de tres pisos y sótano de 8 metros de ancho, 20 metros de largo, con una altura de 2.50 m entre cada piso y construida con un sistema de albañilería confinada.

4.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

4.4.1 Tipos de técnicas e instrumentos

Análisis documental: Se revisaron datos de fuentes como: INEI, CENEPRED, INDECI, CISMID, etc.

Observación no experimental: Se realizó una ficha de inspección técnica con el método de Benedetti y Petrini para evaluar los parámetros para el análisis de vulnerabilidad.

Entrevista: Se entrevistó de forma libre al propietario de la vivienda, con el fin de saber el proceso constructivo que se siguió en la construcción de la vivienda.

Normatividad: se usaron normas para determinar las características propias de la vivienda y la elaboración de un modelado óptimo.

Norma técnica de cargas (E.020)

Norma técnica de diseño sismoresistente (E.030)

Norma técnica de suelos y cimentaciones (E.050)

Norma técnica de concreto armado (E.060)

Norma técnica de albañilería (E.070)

Al respecto: Hernández (2014), indica que: “Recolectar los datos implica elaborar un plan detallado de procedimientos que nos conduzcan a reunir datos con un propósito específico”. (p. 198)

4.4.2 Criterios para la validez y confiabilidad de datos

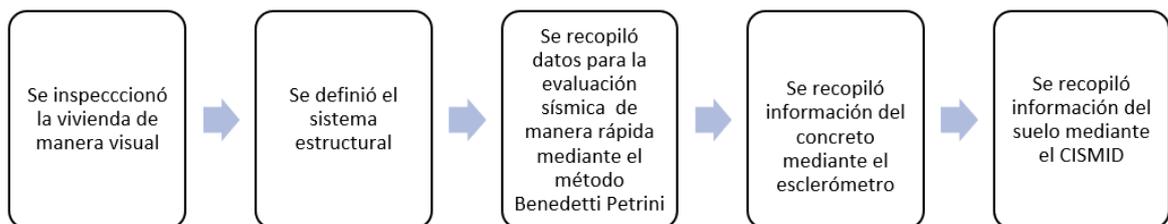
La validación de datos a grandes rasgos es una condición necesaria que se debe cumplir para el uso de este ante ello se hará uso de los softwares Excel 2016 y Etabs 2020 que proporciona de manera precisa y confiable el procesamiento de datos que se le asigne a cada parámetro o variable. Por otro lado, se hará uso de las normas técnica peruana para contrastar los resultados y que estos sean confiables al realizar el análisis.

4.4.3 Procedimientos para la recolección de datos

La recolección de datos se realizó mediante trabajos de campo. En la Figura 25 se muestra el diagrama de flujo donde se detalla el proceso del diagnóstico de vulnerabilidad de la vivienda autoconstruida.

Figura 25

Diagrama de flujo para el diagnóstico de vulnerabilidad de la vivienda autoconstruida

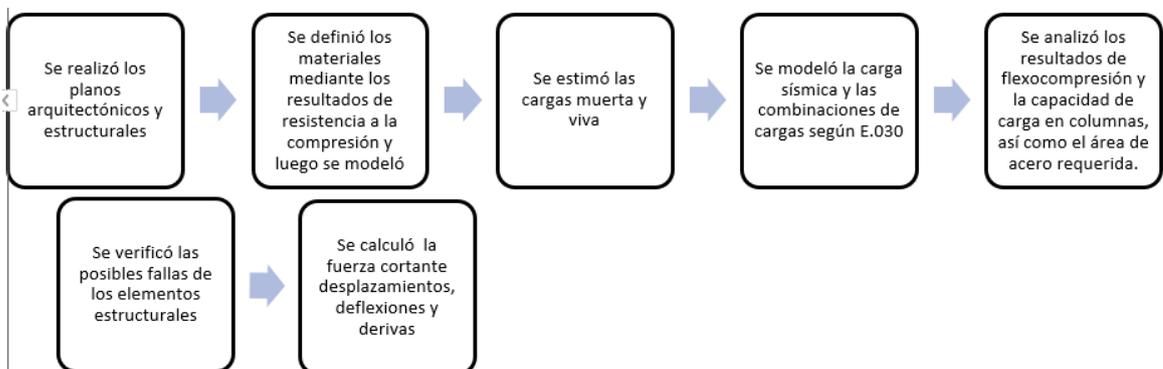


Nota. Elaboración propia

En la Figura 26 se muestra el diagrama de flujo donde se detalla el proceso del modelado de la vivienda autoconstruida ante un sismo severo en el software ETABS.

Figura 26

Diagrama de flujo para el modelado la vivienda autoconstruida ante un sismo severo en el software ETABS

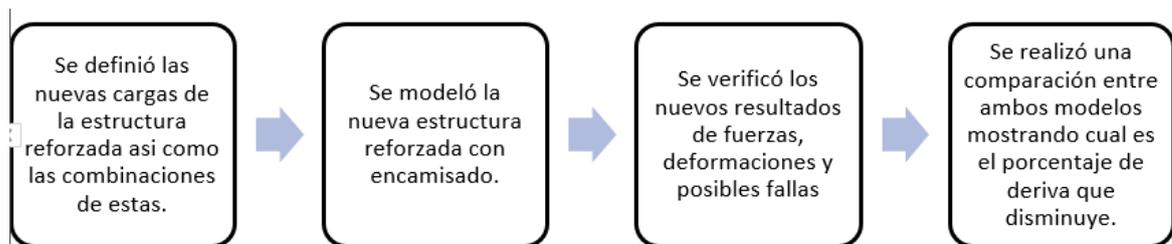


Nota. Elaboración propia

En la Figura 26 se muestra el diagrama de flujo donde se detalla el proceso del diseñado de la vivienda mejorada con el reforzamiento de elementos estructurales.

Figura 27

Diagrama de flujo para el diseño de la vivienda mejorada con el reforzamiento de elementos estructurales



Nota. Elaboración propia

4.5 Técnicas de procesamiento y análisis de la información

El procesamiento de información fue en plantillas de Excel donde se recopilaron los datos necesarios para modelar la vivienda de estudio. Para el análisis estructural, se usó el programa ETABS 20. El análisis de los datos se realizó con ayuda de tablas detallando las diferencias relevantes tales como derivas, cortantes, momentos y otros, donde se determinó la cantidad de reforzamiento necesario para la vivienda en cuestión.

CAPITULO 5: DESARROLLO Y ANALISIS DE RESULTADOS DE LA INVESTIGACION

5.1 Descripción de la vivienda

Consta de un sistema estructural constituido por losas, vigas y columnas, y muros de albañilería no reforzada cubiertos por columnas de concreto armado en los lados y una viga en la parte superior. La vivienda se construyó en un terreno de 160 m² hace aproximadamente 40 años, solo la primera planta; y hace 15 años las plantas siguientes. En la figura 28 se aprecia la vista de la fachada de la edificación en mención.

Figura 28

Vista de la fachada de la edificación de 3 pisos y azotea.



Nota. Elaboración propia

5.2 Análisis de la vulnerabilidad sísmica de la vivienda mediante el método de Benedetti y Petrini

De una manera visual y tomando criterios estructurales de acuerdo al método Benedetti Petrini se obtuvieron datos de los 11 parámetros que están basados en el reglamento E030 como se observa en la figura 29.

Figura 29

Análisis de Benedetti y Petrini aplicado a la vivienda en estudio

DATOS GENERALES					
Ubicación:					
Fecha: 03/07/2023					
Dueño de la vivienda					
ITEM	PARAMETROS	CLASE	Ki	Wi	Ki x Wi
1.	Organización del sistema resistente	C	20	1.00	20
2.	Calidad del sistema resistente	C	20	0.25	5
3.	Resistencia convencional	D	45	1.50	67.5
Cantidad de pisos= 4 pisos					
altura de entrepiso(h)= 2.6m					
Area techada (At)= 149.08m ²					
Area resistente en X (Ax)= 53.45m ²					
Area resistente en Y (Ay)= 60.09m ²					
Resistencia cortante en mampostería (tk)= 18ton/m ²					
Peso específico en mampostería (Pm)= 1.8ton/m ³					
Peso por unidad de area diafragma Ps= 0.38ton/m ²					
4.	Posición de la edificación y de la cimentación=	A	0	0.75	0
5.	Diafragmas horizontales	A	0	1.00	0
6.	Configuración en planta	C	20	0.50	10
β1= 8/18.5= 0.43					
β2= 0/18.5= 0					
7.	Configuración en elevación	D	45	1.00	45
T, 2.6/26.4= 0.098					
8.	Distancia máxima entre muros	C	20	0.25	5
L, 3.53/0.15= 23.53					
9.	Tipo de cubierta	A	0	1.00	0
10.	Elementos no estructurales	B	5	0.25	1.25
11.	Estado de conservación	A	0	1.00	0
		SUMATORIA=		153.75	
		$iv = \frac{\sum_{i=1}^{11} Ki * Wi}{153.75} = 40.72\%$			

Nota. Elaboración propia

Obteniendo un resultado de 40.72% lo que significa un índice de vulnerabilidad alto.

5.3. Características de la estructura de la vivienda

5.3.1 Características de los materiales

Es esencial llevar a cabo evaluaciones en los materiales que componen la estructura, como el suelo, el concreto, la mampostería y el acero. Los resultados de estas pruebas proporcionan los datos sobre las propiedades de los materiales que son requeridos para el modelado de la vivienda.

a. Concreto armado

El concreto fue elaborado en el lugar sin una supervisión profesional adecuada para la obtención de una dosificación correcta; por consiguiente, la resistencia a la compresión

no es uniforme en todos los elementos estructurales. Dado que la vivienda presenta una vulnerabilidad sísmica alta y ya está habitada, no fue posible realizar ensayos destructivos. Por lo tanto, se optó por realizar ensayos no destructivos, como el ensayo de rebote (utilizando un esclerómetro) como se observa en la figura 30.

Figura 30

Uso del esclerómetro para la medición de la resistencia a la compresión del concreto armado



Nota. Elaboración propia

Ensayo de Rebote (Esclerómetro)

Este ensayo es utilizado para analizar elementos de concreto sin dañar las estructuras existentes. Es decir, es un método no destructivo, de ejecución sencilla y económico. Para la adecuada ejecución del ensayo, es necesario asegurarse que el martillo de rebote esté colocado de manera perpendicular al elemento de concreto que se va a analizar, luego se presiona el percutor para que hasta que el martillo impacte contra el elemento. En la figura 31 se observan los resultados obtenidos con el uso del esclerómetro en vigas y columnas.

Figura 31

Lecturas del esclerómetro

Fecha del ensayo: 02-07-2023																			
Norma: ASTM C-805																			
Tipo de martillo: Concrete Test Hammer																			
De la Estructura			Del Esclerómetro		Del Ensayo de campo										Resultados				
Elemento	Tipo	Características de la superficie	N° serie	Orientación	Rebote										Rebote promedio	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	Resistencia (kg/cm ²)		
C1	Columna	Rustica	N-2460375	Horizontal	32	32	32	30	30	34	34	32	36	36	37	33	260	233	
C3	Columna	Rustica	N-2460375	Horizontal	32	32	30	34	30	32	30	30	30	31	36	32	250		
C5	Columna	Rustica	N-2460375	Horizontal	31	30	30	32	32	34	28	28	34	32	30	30	31		240
VA5	Viga	Rustica	N-2460375	Vertical hacia abajo	26	26	26	26	26	25	26	24	24	24	26	25	200		
C7	Columna	Pulida	N-2460375	Horizontal	32	28	28	28	28	30	30	30	28	28	26	26	29		200
VPA	Viga	Pulida	N-2460375	Vertical hacia arriba	32	32	34	36	30	32	32	30	30	32	32	30	32		180
VP1	Viga	Pulida	N-2460375	Vertical hacia arriba	32	30	30	30	30	32	32	30	30	30	30	28	30		160
VP2	Viga	Pulida	N-2460375	Vertical hacia arriba	32	32	32	30	36	36	32	34	36	34	34	36	34		210
C14	Columna	Pulida	N-2460375	Horizontal	36	30	30	28	36	36	34	32	34	34	36	34	33		260
C17	Columna	Pulida	N-2460375	Horizontal	36	36	36	36	32	34	32	32	34	36	32	32	34		280
C18	Columna	Pulida	N-2460375	Horizontal	34	32	28	28	34	36	32	32	34	32	32	32	32		250
C20	Columna	Pulida	N-2460375	Horizontal	36	36	34	34	36	40	40	40	34	36	36	40	37		300
C22	Columna	Pulida	N-2460375	Horizontal	26	28	32	28	32	28	32	32	30	30	32	30	30		210
C23	Columna	Pulida	N-2460375	Horizontal	30	34	30	34	34	30	30	30	30	38	30	34	32		250
VP2'	Viga	Pulida	N-2460375	Horizontal	30	30	32	32	30	34	34	36	30	30	30	30	32		250

Nota. Elaboración propia

- Resistencia a la compresión: $f'c=230\text{kg/cm}^2$.
- Módulo de Elasticidad: $E_c = 15000 * \sqrt{230} = 228965.1\text{kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson: $uc=0.20$
- Módulo de corte: $G_c = \frac{E_c}{2(uc+1)} = \frac{228965.1}{2(0.20+1)} = 95402.1\text{kg/cm}^2$

b. Acero

Usamos las propiedades estándar del acero sin ensayos adicionales. Las cuales son:

- Resistencia a la fluencia del acero grado 60: $f_y=4200\text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E=210000\text{ kg/cm}^2$

c. Albañilería confinada

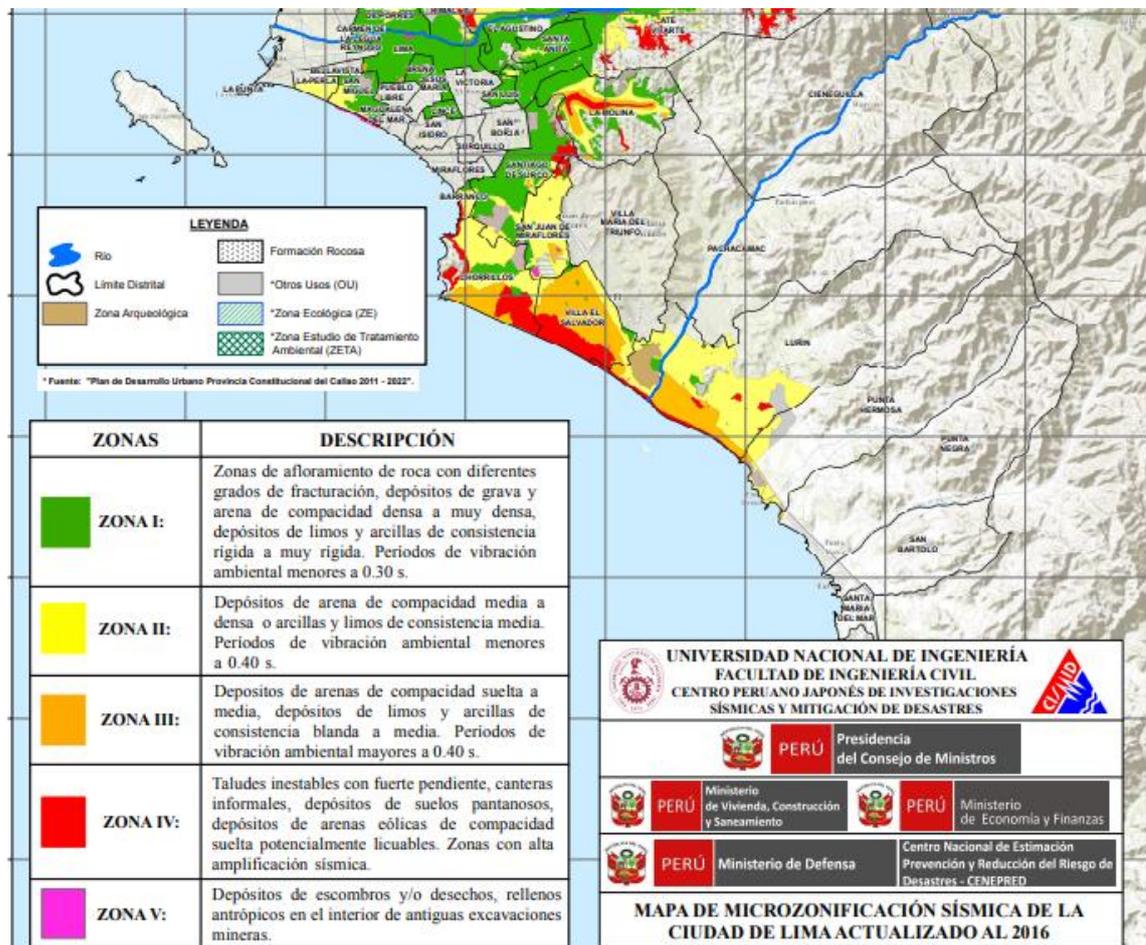
Los ladrillos usados en la edificación son ladrillos King Kong de 18 huecos de 23x13x9 cm. Usamos las propiedades mecánicas que se expresan en las fichas técnicas.

d. Suelo

A partir del estudio “Microzonificación sísmica de la ciudad de Lima actualizado al 2016” (CENEPRED, 2016) se señala que el suelo del lugar pertenece a la zona II con un perfil S2 mostrado en la figura 32, que es un sector con “Depósitos de arena de compacidad media a densa o arcillas y limos de consistencia media. Períodos de vibración ambiental menores a 0.40 s”.

Figura 32

Microzonificación sísmica de la ciudad de Lima



Nota. CENEPRED

Con lo mencionado anteriormente, obtenemos que el perfil de suelo de la zona estudiada es un perfil S2 también llamado suelo intermedio. Estos suelos son medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , entre 180 m/s y 500 m/s. En la figura 33 se observan los valores típicos para todos los tipos de perfil de suelo.

Figura 33

Valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo

Tabla N° 2 CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	\bar{V}_s	\bar{N}_{60}	\bar{S}_u
S ₀	> 1500 m/s	-	-
S ₁	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S ₂	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S ₃	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S ₄	Clasificación basada en el EMS		

Nota. Norma E 030

5.2.2 Tipología estructural

a) Planos de arquitectura

En los planos arquitectónicos se puede observar la ubicación, vistas en planta y cortes.

b) Planos de estructura

En los planos estructurales, se incluyen los diseños de cimentación y losas, así como los detalles de columnas y vigas, los cuales se obtuvieron mediante conversaciones con el propietario de la vivienda, quien brindó información sobre las características y el armado de los elementos estructurales, e inspecciones visuales.

5.4 Modelación de la estructura

5.4.1 Proceso de modelación

La estructura cuenta con columnas además de tener vigas peraltadas en ambos sentidos y vigas chatas, así como muros de albañilería., a continuación, se define las siguientes secciones de elementos verticales y horizontales en el software ETABS como se observa en las figuras 34 y 35.

Figura 34

Definición de las características del concreto

material property data

General Data

Material Name	CONCRETO 233kg/cm2
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 <input type="button" value="Change..."/>
Material Notes	<input type="button" value="Modify/Show Notes..."/>

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume	2400	kgf/m ³
Mass per Unit Volume	2400	kg/m ³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E	2289.65062837105	kgf/mm ²
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099	1/C
Shear Modulus, G	954.02	kgf/mm ²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

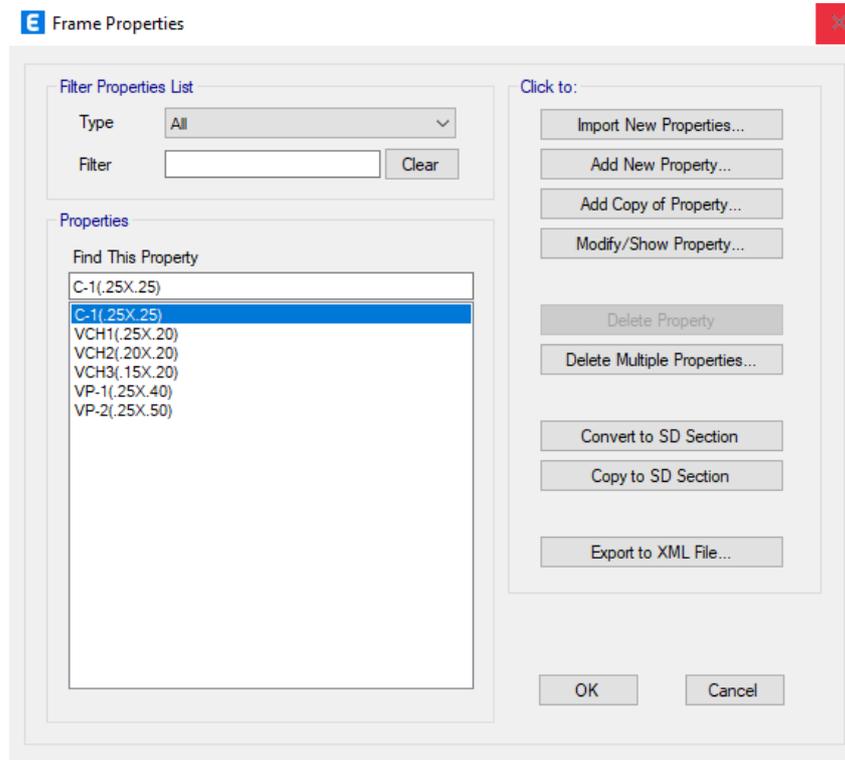
Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified

Nota. Elaboración propia

Figura 35

Definición de elementos frame.



Nota. Elaboración propia

CARGAS ESTÁTICAS

Cargas Muertas

La carga muerta se obtiene con el peso propio de la estructura, y puede variar de acuerdo al tipo de material. También se consideraron las cargas de los muros en su posición real. Además, se incluye en este tipo de carga los pesos de los acabados y la tabiquería móvil, el cual por norma se considera como 250 kg/m².

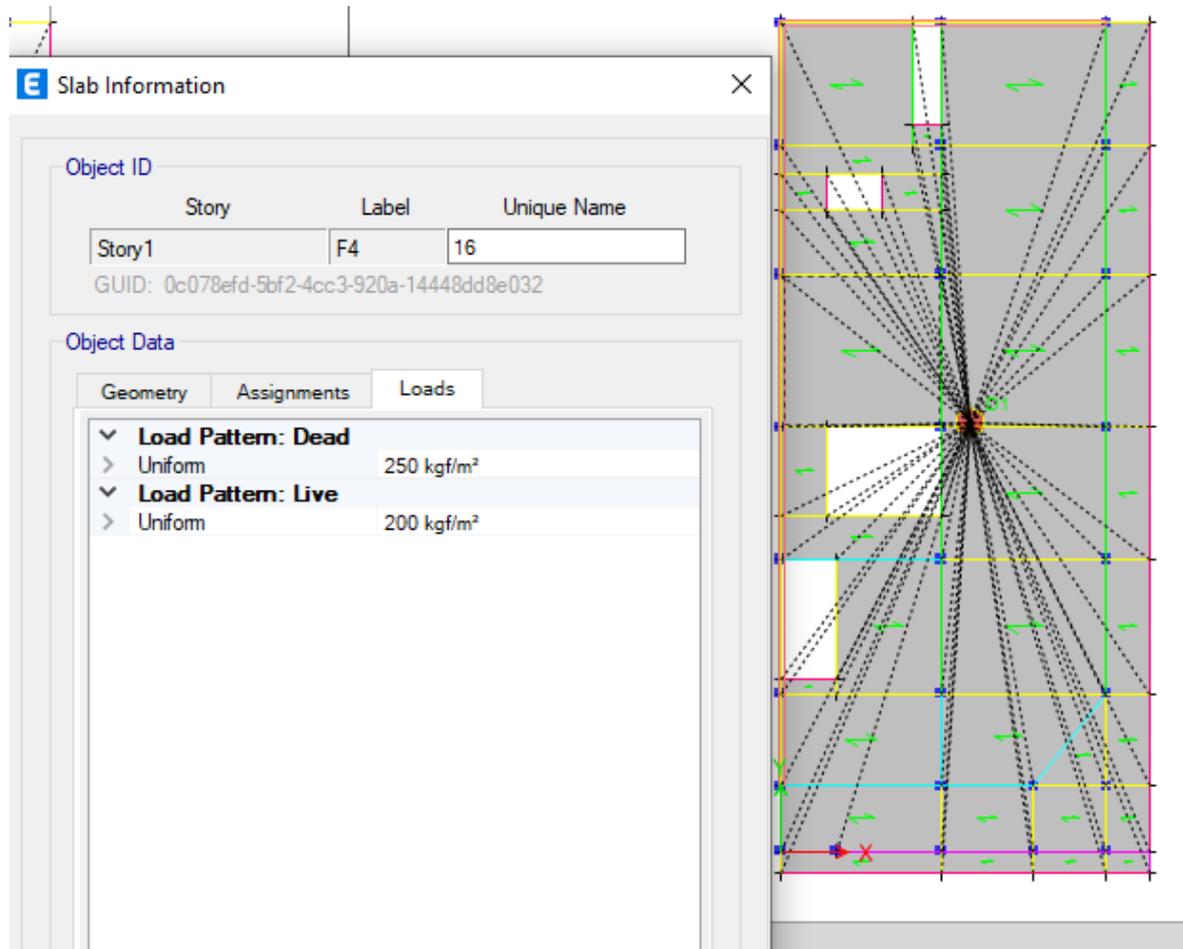
Cargas Vivas

La norma indica un valor de carga igual a 200 kg/m² en viviendas y 100 kg/m² en techo de azotea de acuerdo con la norma E.020 para techos cuya pendiente sea menor a los 3°.

Por lo tanto, se consideró 250 kg/m² y 200 kg/m² como cargas muertas y vivas, respectivamente, como se observa en la figura 36.

Figura 36

Definición de cargas muertas y vivas.



Nota. Elaboración propia

5.4.2 Análisis Lineal Estático.

Un análisis lineal estático es una técnica utilizada para estudiar el comportamiento de estructuras y sistemas bajo cargas estáticas, es decir, fuerzas que no cambian con el tiempo. Este tipo de análisis se basa en la suposición de que las respuestas del sistema son proporcionales a las cargas aplicadas, lo que significa que sigue los principios de linealidad en la relación entre las fuerzas y las deformaciones o desplazamientos.

En resumen, un análisis lineal estático es una técnica que asume la linealidad en la relación entre las fuerzas aplicadas y las respuestas de un sistema frente a cargas estáticas. Se utiliza ampliamente para evaluar y diseñar estructuras y sistemas en situaciones en las que las fuerzas no cambian con el tiempo.

Carga sísmica

Se refiere las vibraciones que una estructura o edificio debe soportar debido a la actividad sísmica, como los terremotos. Estas cargas son el resultado de la aceleración del suelo causada por la propagación de ondas sísmicas a través de la Tierra durante un terremoto. Se define los siguientes parámetros sísmicos para determinar la carga sísmica en cada eje:

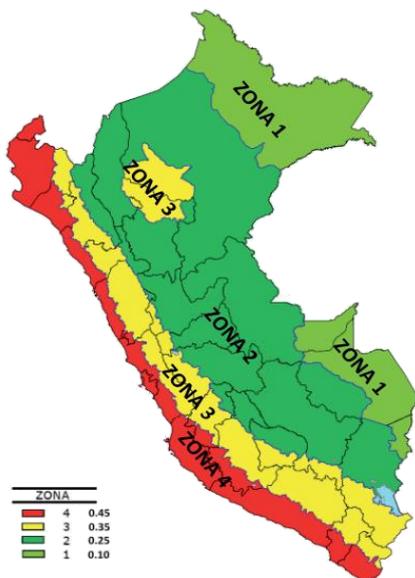
- Factor de Zona (Z).

La NTP E-0.30 establece un parámetro denominado "factor Z" para cada una de las cuatro regiones del país como se observa en la figura 37. Este factor está relacionado con la máxima aceleración del suelo que se anticipa que podría superarse con una probabilidad del 10% en un período de 50 años.

En el caso particular del inmueble en cuestión, que se ubica en la provincia de Lima, la cual se clasifica como zona 4 según las directrices de la Norma E.030, el valor asignado al factor de zona es $Z=0.45$.

Figura 37

Mapa de zonificación.



Nota. Norma E030 2018

- Tipo de uso (U)

El inmueble estudiado es una vivienda por lo cual se le considera una edificación común, por lo tanto, se le asigna, según la norma E.030 la cual detalla un cuadro con los tipos de edificaciones y sus respectivos valores tal como se observa en la figura 38, la categoría C con un valor de $U=1.0$.

Figura 38

Valores del factor "U"

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"			
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U	
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1	
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1,5	
	B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
	C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2	

Nota. Norma E030 2018

- Factor de suelo (S)

Se considera un suelo tipo S2 por lo que se tiene que el factor de suelo para la zona estudiada tiene un valor de $S=1.05$, tal como indica la figura 39.

Figura 39

Valores "S" por tipo de suelo

Tabla N° 2				
FACTOR DE SUELO "S"				
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Tabla N° 3				
PERIODOS "T _P " Y "T _L "				
	S ₀			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P =	0.30	0.40	0.60	1.00
T _L =	0.60	2.50	2.00	1.60

Nota. Norma E030 (2018)

5.4.3 Cálculo de la densidad mínima de muros

$$\frac{Z.U.S.N}{k}$$

Donde:

N: número de pisos.

L: Longitud de muro.

T: espesor del muro.

k: igual a 40 para ladrillos artesanales y 60 para industriales.

Por lo tanto, se tiene:

Z=0.45, U=1.0, S=1.05, N=3, k=60

$$\text{Densidad mínima de muros} = \frac{0.45 * 1.00 * 1.05 * 3}{60} = 0.0236$$

En la tabla 2 se observa la densidad mínima de muros en la dirección X.

Tabla 2

Densidad mínima de muros en la dirección X

Dirección X				
Muros	n	t(m)	L(m)	A(m2)
M1X	1	0.13	3.94	0.5122
M2X	1	0.13	4.04	0.5252
sumatoria				1.0374

Nota. Elaboración propia

Área de planta típica=167.97 m2

$$\frac{\text{Área de Corte de muros reforzados}}{\text{Área de la planta típica}} = \frac{\sum L * t}{A_p} = \frac{1.0374}{167.97} = 0.0062$$

Por lo tanto, en el sentido X no cumple con la densidad mínima de muros.

Para el modelado en el software Etabs se considerará como un sistema aporticado.

En la tabla 3 se observa la densidad mínima de muros en la dirección Y.

Tabla 3

Densidad mínima de muros en la dirección Y

Dirección Y				
-------------	--	--	--	--

Muros	n	t(m)	L(m)	A(m2)
M1Y	1	0.13	1.65	0.2145
M2Y	1	0.13	2.21	0.2873
M3Y	1	0.13	3.19	0.4147
M4Y	1	0.13	3.17	0.4121
M5Y	1	0.13	3.65	0.4745
M6Y	1	0.13	3.07	0.3991
M7Y	1	0.13	3.06	0.3978
M8Y	1	0.13	3.44	0.4472
M9Y	1	0.13	3.24	0.4212
sumatoria				3.47

Nota. Elaboración propia

$$\frac{\text{Área de Corte de muros reforzados}}{\text{Área de la planta típica}} = \frac{\sum L * t}{A_p} = \frac{3.47}{167.97} = 0.0206$$

Por lo tanto, en el sentido X no cumple que con la densidad mínima de muros.

Para el modelado en el software Etabs se considerará como un sistema de albañilería debido a la gran contribución de rigidez en el sistema.

Factor de Amplificación Sísmica (C)

Describe el fenómeno mediante el cual las vibraciones generadas por un terremoto se amplifican o aumentan significativamente cuando atraviesan ciertos tipos de suelos o estratos geológicos específicos. En otras palabras, el factor de amplificación sísmica representa el aumento en la amplitud de las ondas sísmicas a medida que viajan a través de ciertos tipos de suelos, lo que puede aumentar la sacudida sísmica experimentada en la superficie en comparación con el movimiento original del terremoto. Se determina con la siguiente expresión:

$$T < T_P \ ; \ \text{Entonces } C = 2,5$$

$$T_P < T < T_L \ ; \ \text{Entonces } C = 2,5 * (T_P / T_L)$$

$$T > T_L \ ; \ \text{Entonces } C = 2,5 * (T_P * T_L / T^2)$$

$$h_n = 10.4\text{m}$$

$$C_{tx} = 35$$

$$C_{ty} = 60$$

$$T_x = \frac{h_n}{C_{tx}} = \frac{10.4}{35} = 0.297$$

$$T_p = 0.6\text{s} > T_x > 0.297\text{s}$$

$$T_y = \frac{h_n}{C_{ty}} = \frac{10.4}{60} = 0.173$$

$$T_p = 0.6\text{s} > T_y > 0.173\text{s}$$

C=2.5

C=2.5

Factor de Reducción Sísmica (R).

. Se determina con la siguiente expresión:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

Donde:

R: Coeficiente de Reducción de las fuerzas sísmicas.

I_a: Factor de irregularidad en altura.

I_p: Factor de irregularidad en planta.

I_a = 1.00

En dirección X-X e Y-Y, la estructura no presenta Irregularidad en planta, por tal se considera un factor

I_p = 1.00

Para efectos de aplicación de la norma E030-2018

En dirección X-X, le corresponde un coeficiente

R_x = 8 (Pórticos De Concreto Armado)

En dirección Y-Y, le corresponde un coeficiente

R_y = 3 (Albañilería armada o confinada)

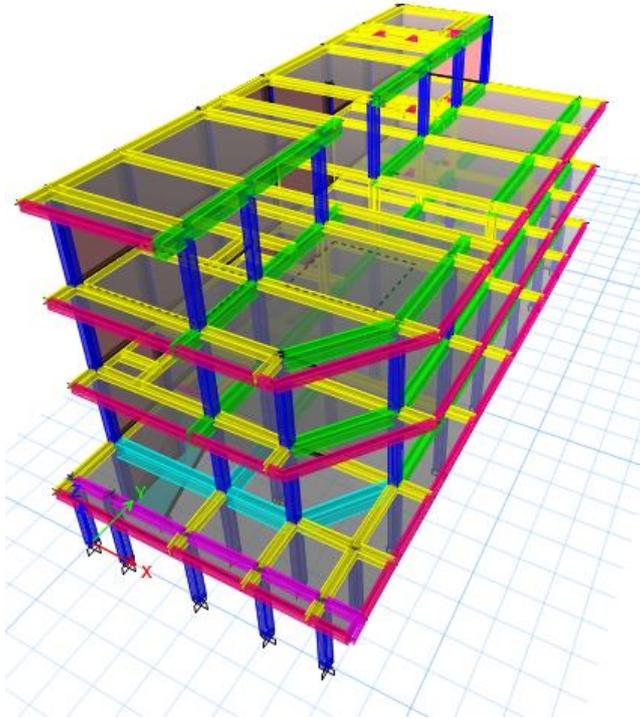
5.4.4. Modelo matemático

El modelo matemático tridimensional es una representación matemática de un objeto o sistema que tiene tres dimensiones espaciales. Estos modelos se utilizan en una amplia gama de aplicaciones para describir y estudiar objetos y fenómenos en el espacio tridimensional de manera precisa y detallada.

A continuación, se presenta en la figura 40 el modelo matemático tridimensional a emplear de la edificación para el cómputo de esfuerzos y ratios de diseño.

Figura 40

Modelamiento de la vivienda



Nota. Elaboración propia

1. Cargas

a) Cargas estáticas

Se refieren a fuerzas o cargas que actúan sobre una estructura o sistema de manera constante o sin cambios significativos en el tiempo. Estas fuerzas no varían con el tiempo y no tienen componentes dinámicos, lo que significa que no causan movimientos o vibraciones en la estructura. Estas son:

- Cargas muertas

Se refiere al peso o la carga permanente que ejerce una estructura o un elemento sobre una construcción en particular. Esta carga estática es constante y no varía con el tiempo, independientemente de las condiciones o circunstancias externas. En otras palabras, la carga muerta representa el peso propio de los materiales y componentes que componen una estructura o edificio y las cargas permanentes que se mantienen constantes en el tiempo.

Así mismo se incluye en este tipo de Cargas el peso de acabados y tabiquería móvil, el cual se asume como 250 kg/m² (piso típico) y 100 kg/m² (azotea).

- Cargas vivas

Las cargas vivas son las fuerzas o cargas temporales que actúan sobre una estructura o una construcción en un momento específico debido a la presencia y el movimiento de personas, objetos, equipos o vehículos. Estas cargas representan las cargas móviles o cambiantes que varían con el tiempo y no son constantes ni permanentes. En otras palabras, las cargas vivas son las fuerzas que surgen de la ocupación y el uso de un edificio o estructura en actividades cotidianas.

b) Cargas dinámicas

Se refieren a fuerzas o cargas que varían con el tiempo y que involucran cambios en la velocidad, la aceleración o la dirección. A diferencia de las cargas estáticas, que son constantes y no cambian con el tiempo, las cargas dinámicas implican movimientos, cambios en la velocidad o aceleraciones, y pueden ser temporales o intermitentes. Los valores de los parámetros se muestran en la tabla 4 y 6.

- Cargas de sismo

Son las fuerzas generadas por terremotos, que involucran movimientos sísmicos del suelo y pueden variar en frecuencia y amplitud. Se calcula de acuerdo a la norma E 030 con la siguiente expresión:

$$C_o = Z * U * C * S / R$$

En el sentido X se tiene un valor de coeficiente sísmico estático igual a la siguiente expresión:

$$c_o = \frac{ZUCS}{R} = \frac{0.45 * 1.0 * 2.5 * 1.05}{3} = 0.3937$$

En el sentido Y se tiene un valor de coeficiente sísmico estático igual a la siguiente expresión:

$$c_o = \frac{ZUCS}{R} = \frac{0.45 * 1.0 * 2.5 * 1.05}{8} = 0.1477$$

Peso sísmico

Es una medida de la carga sísmica que actúa sobre una estructura durante un terremoto. Se refiere al peso total de la estructura y su contenido que debe ser considerado en los cálculos de diseño sísmico para determinar las fuerzas sísmicas que la estructura debe

resistir. El peso sísmico es uno de los factores clave en el análisis sísmico de edificios y otras construcciones.

El peso sísmico se calcula teniendo en cuenta no solo el peso de la estructura en sí misma, incluyendo cimientos, columnas, vigas, losas y paredes, sino también el peso de todos los elementos permanentes que se encuentran dentro de la estructura, como el mobiliario fijo, sistemas eléctricos, etc.

Según la norma sismorresistente el peso de la edificación toma en cuenta la carga muerta total de la edificación y una fracción o porcentaje de la carga viva según sea el caso. Este porcentaje será determinado a partir del uso o importancia de la edificación. En la figura 41 se observa cómo calcular el peso sísmico dependiendo de la categoría de la edificación.

Por ser una edificación de categoría C se considera que la masa es la siguiente:

En piso típico: $Masa = \text{Carga tipo muerta} + 25\% \text{ Carga viva}$

En Azotea: $Masa = \text{Carga tipo muerta} + 25\% \text{ Carga viva en azotea}$

En la figura 42 se observa la aplicación de este peso sísmico en el modelado en ETABS.

Figura 41

Valor del peso de la edificación

Peso de la Edificación

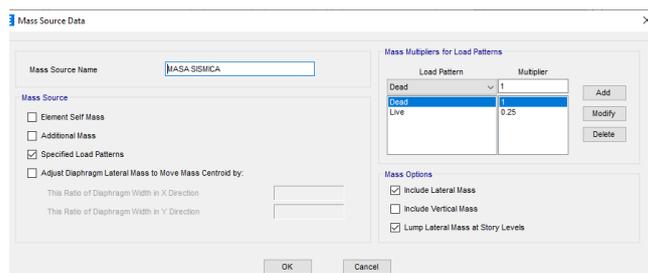
El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la Edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100% de la carga que puede contener.

Nota. Norma E030 (2018)

Figura 42

Inserción del peso sísmico



Nota. Norma E030 (2018)

Siguiendo los procedimientos indicados y teniendo en cuenta las propiedades de los materiales y las cargas que actúan sobre la estructura y afectan su comportamiento ante fuerzas sísmicas, a continuación, se presenta el análisis realizado para obtener estos resultados.

El comportamiento estructural se determina mediante el modelamiento matemático que incorporan los elementos horizontales y verticales en la determinación de la rigidez lateral en cada nivel de la estructura. Las fuerzas sísmicas son de tipo inercial y proporcionales al peso de la estructura, es necesario tener en cuenta el efecto de la masa en toda la estructura.

Para el bloque, los techos han sido supuestos como diafragmas rígidos debido a que están conformados íntegramente por losas aligeradas. Mientras, las columnas han sido consideradas como empotradas al suelo.

Verificación de irregularidades.

En la tabla 4 se muestra los parámetros sísmicos en la dirección X para la modelación en el software Etabs

Tabla 4

Análisis estático en la dirección X

PARÁMETRO	MASA (Tn*s2/m)
Z	0.45
U	1.00
C	2.5
S	1.05
R	8
T	0.297
k	1.00

Nota. Elaboración propia

Verificación:

$$C/R=0.31 \geq 0.11$$

$$V_{est} = c_o * P = 0.1477 * 537.69 = 79.39Ton$$

La fuerza cortante en cada piso en la dirección X se muestra en la tabla 5 el cual depende del peso de la edificación y altura.

Tabla 5

Fuerza cortante por piso en la dirección X

Pis o	MASA (Tn*s ² /m)	Pi (Tn)	hi(m)	Hi(m))	(Hi) ^k	Pi*(Hi) ^k	α _i	Fi (Tn)	MT. acc (Tn.m)	Vi
4	4.75	46.5975	2.60	10.4	10.4	484.61	0.16	13.06	27.44	13.06
3	14.71	144.3051	2.60	7.8	7.8	1125.58	0.38	30.34	125.75	43.41
2	16.99	166.6719	2.6	5.2	5.2	866.69	0.29	23.36	102.63	66.77
1	18.36	180.1116	2.6	2.6	2.6	468.29	0.16	12.62	58.56	79.39
	Σ=	537.69			Σ=	2945.17	1.00	79.39		

Nota. Elaboración propia

En la tabla 6 se muestra los parámetros sísmicos en la dirección Y para la modelación en el software Etabs

Tabla 6

Análisis estático en la dirección Y

PARÁMETRO	MASA (Tn*s ² /m)
Z	0.45
U	1.00
C	2.5
S	1.05
R	3
T	0.297
k	1.00

Nota. Elaboración propia

Verificación:

$$C/R=0.83 \geq 0.11$$

$$Vest = co * P = 0.3938 * 537.69 = 211.71 \text{ ton}$$

La fuerza cortante en cada piso en la dirección Y se muestra en la tabla 7 el cual depende del peso de la edificación y altura.

Tabla 7

Fuerza cortante por piso en la dirección Y

Pis o	MASA		hi(m)	Hi(m)	(Hi) k	Pi*(Hi) ^k	α _i	Fi (Tn)	MT.	
	(Tn*s ² /m)	Pi (Tn)							acc	Vi
4	4.75	46.5975	2.6	10.4	10.4	484.61	0.16	34.84	299.31	34.84
3	14.71	144.305	2.6	7.8	7.8	1125.58	0.38	80.91	678.72	115.75
2	16.99	166.672	2.6	5.2	5.2	866.69	0.29	62.3	485.09	178.05
1	18.36	180.112	2.6	2.6	2.6	468.29	0.16	33.66	205.39	211.71
	Σ=	537.69			Σ=	2945.17	1	211.71		

Nota. Elaboración propia

En la tabla 8 se muestra los desplazamientos absolutos por piso del centro de masa teniendo en cuenta a la edificación como un punto donde actúa las fuerzas.

Tabla 8

Desplazamientos por niveles en el centro de masa

DESPLAZAMIENTOS ABSOLUTOS Y EN EL CENTRO DE MASA						
N°	DIRECCION X-X			DIRECCION Y-Y		
PISOS	Δprom(
	ΔMax(m)	m)	ΔCM	ΔMax(m)	Δprom(m)	ΔCM
4	0.044	0.024	0.024	0.016	0.01	0.004
3	0.033	0.018	0.018	0.022	0.013	0.007
2	0.018	0.01	0.01	0.013	0.008	0.004
1	0.003	0.002	0.002	0.004	0.002	0.001

Nota. Elaboración propia

Se muestra en la tabla 9 la distorsión permisible según la norma E030 en la dirección X.

Tabla 9

Análisis de desplazamientos por niveles en el centro de masa en dirección X

ANALISIS EN DIRECCION X	
-------------------------	--

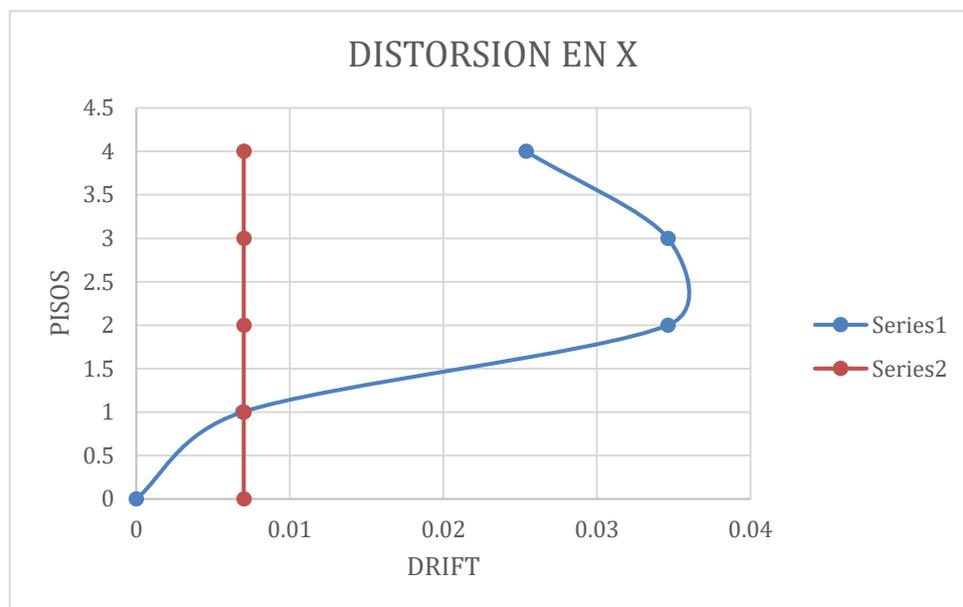
N° PISOS	Δ absoluto (m)	Δ relativo (m)	altura "h"(m)	Distorsión de entrepiso	Deriva inelástica	MAXIM A DERIVA	VERIFICACION SEGUN E030
4	0.044	0.011	2.6	0.0042	0.0254	0.007	NO CUMPLE
3	0.033	0.015	2.6	0.0058	0.0346	0.007	NO CUMPLE
2	0.018	0.015	2.6	0.0058	0.0346	0.007	NO CUMPLE
1	0.003	0.003	2.6	0.0012	0.0069	0.007	OK

Nota. Elaboración propia

La distorsión según la norma E030 para un sistema aporticado permite un valor máximo de 0.007. En la figura 43 se muestra la distorsión en la dirección X, notándose que no cumple con la norma

Figura 43

Distorsión en el eje X



Nota. Elaboración propia

Se muestra en la tabla 10 la distorsión permisible según la norma E030 en la dirección Y.

Tabla 10

Análisis de desplazamientos por niveles en el centro de masa en dirección Y

ANÁLISIS EN DIRECCION Y							
N° PISOS	Δ absoluto (m)	Δ relativo (m)	altura "h"(m)	Distorsión de entrepiso	Deriva inelástica	MAXIM A DERIVA	VERIFICACION SEGUN E030
4	0.016	0.006	2.6	0.0023	0.0138	0.005	NO CUMPLE
3	0.022	0.009	2.6	0.0035	0.0208	0.005	NO CUMPLE

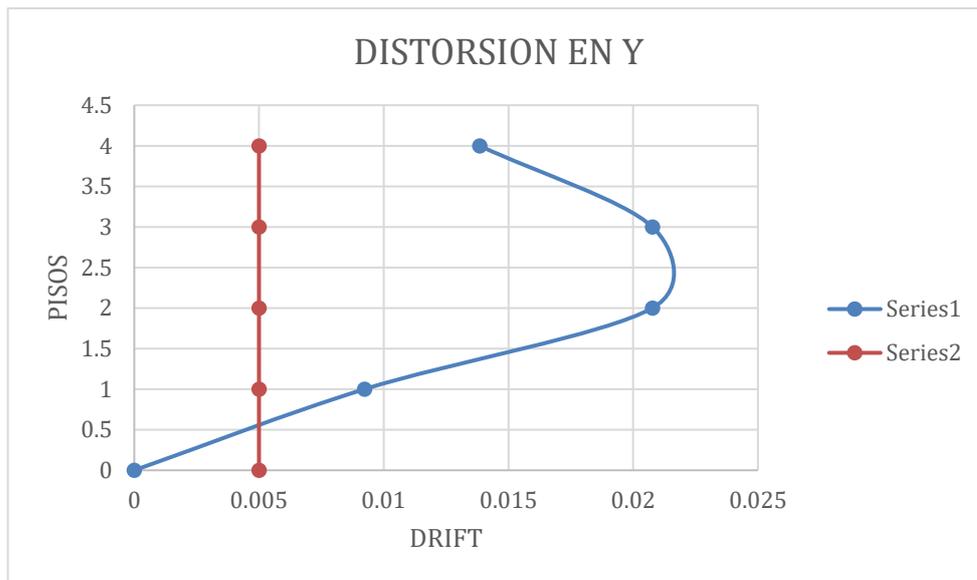
2	0.013	0.009	2.6	0.0035	0.0208	0.005	NO CUMPLE
1	0.004	0.004	2.6	0.0015	0.0092	0.005	NO CUMPLE

Nota. Elaboración propia

La distorsión según la norma E030 para un sistema aporticado permite un valor máximo de 0.007. En la figura 44 se muestra la distorsión en la dirección Y, notándose que no cumple con la norma

Figura 44

Distorsión en el eje Y



Nota. Elaboración propia

Según la norma E030 se tiene irregularidades de diversos tipos, para la vivienda analizada se hace el cálculo de las posibles irregularidades en planta o en elevación esto se muestra en las tablas.

1. Irregularidad rigidez piso blando

Pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas tal como se muestra en la tabla 11.

Tabla 11

Irregularidad rigidez piso blando en dirección X

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X-X							
N° PISOS	ΔCM absoluto (m)	ΔCM relativo (m)	V_x (tonf)	$K_{lateral}$ (Ton/m)	CASO 1	CASO 2	VERIFICACIÓN
4	0.024	0.006	13.06	2177.28			REGULAR
3	0.018	0.008	43.41	5425.72	2.492		REGULAR

2	0.01	0.008	66.77	8346.14	1.538		REGULAR
1	0.002	0.002	79.39	39696.36	4.756	7.467	REGULAR

Nota. Elaboración propia

2. Irregularidad extrema de rigidez

Puede calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, esto se muestra en la tabla 12 y 13.

Tabla 12

Irregularidad de extrema rigidez

ANALISIS EN LA DIRECCION X-X							
N° PISOS	Δ CM absoluto (m)	Δ CM relativo (m)	Vx (tonf)	Klateral (Ton/m)	CASO 1	CASO 2	VERIFICACIÓN
4	0.024	0.006	13.06	2177.277721			REGULAR
3	0.018	0.008	43.41	5425.718785	2.492		REGULAR
2	0.01	0.008	66.77	8346.14	1.538		REGULAR
1	0.002	0.002	79.39	39696.36	4.756	7.467	REGULAR

Nota. Elaboración propia

Tabla 13

Irregularidad de extrema rigidez en dirección Y

ANALISIS EN LA DIRECCION Y-Y							
N° PISOS	Δ CM absoluto (m)	Δ CM relativo (m)	Vx (tonf)	K lateral (Ton/m)	CASO 1	CASO 2	VERIFICACIÓN
4	0.004	0	34.84				REGULAR
3	0.007	0.003	115.75	38582.88			REGULAR
2	0.004	0.003	178.05	59350.30	1.538		REGULAR
1	0.001	0.001	211.71	211713.90	3.567		REGULAR

Nota. Elaboración propia

3. Irregularidad por resistencia piso débil

La resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior, esto se muestra en la tabla 14 y 15.

Tabla 14*Irregularidad por resistencia piso débil en dirección X*

ANALISIS EN LA DIRECCION X-X					
N° PISOS	CARGA	UBICACION	V _x (Tonn)	CASO 1	VERIFICACION
5	Sx	Bottom			
	Sx	Top	-13.4392		REGULAR
4	Sx	Bottom	-13.4392	3.25	REGULAR
	Sx	Top	-43.7117		
3	Sx	Bottom	-43.7117	1.53	REGULAR
	Sx	Top	-67.0237		
2	Sx	Bottom	-67.0237	1.19	REGULAR
	Sx	Top	-79.6195		
1	Sx	Bottom	-79.6195		

Nota. Elaboración propia**Tabla 15***Irregularidad por resistencia piso débil en dirección Y*

ANALISIS EN LA DIRECCION Y-Y					
N° PISOS	CARGA	UBICACION	V _x (Tonn)	CASO 1	VERIFICACION
5	SY	Bottom			
	SY	Top	-35.8319		REGULAR
4	SY	Bottom	-35.8319	3.29	REGULAR
	SY	Top	-117.8667		
3	SY	Bottom	-117.8667	1.53	REGULAR
	SY	Top	-180.0216		
2	SY	Bottom	-180.0216	1.19	REGULAR
	SY	Top	-213.6046		
1	SY	Bottom	-213.6046		

Nota. Elaboración propia**4. Irregularidad extrema de resistencia**

La resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior, esto se muestra en la tabla 16 y 17.

Tabla 16*Irregularidad por extrema de resistencia en dirección X*

ANALISIS EN LA DIRECCION X-X					
N° PISOS	CARGA	UBICACION	V _x (Tonn)	CASO 1	VERIFICACION
4	Sx	Top	-13.4392	3.25	REGULAR
	Sx	Bottom	-13.4392		REGULAR
3	Sx	Top	-43.7117	1.53	REGULAR
	Sx	Bottom	-43.7117		REGULAR
2	Sx	Top	-67.0237	1.19	REGULAR
	Sx	Bottom	-67.0237		REGULAR
1	Sx	Top	-79.6195		REGULAR
	Sx	Bottom	-79.6195		REGULAR

Nota. Elaboración propia**Tabla 17***Irregularidad por extrema de resistencia en dirección Y*

ANALISIS EN LA DIRECCION Y-Y					
N° PISOS	CARGA	UBICACION	V _x (Tonn)	CASO 1	VERIFICACION
4	SY	Top	-35.8319	3.29	REGULAR
	SY	Bottom	-35.8319		REGULAR
3	SY	Top	-117.8667	1.53	REGULAR
	SY	Bottom	-117.8667		REGULAR
2	SY	Top	-180.0216	1.19	REGULAR
	SY	Bottom	-180.0216		REGULAR
1	SY	Top	-213.6046		REGULAR
	SY	Bottom	-213.6046		REGULAR

Nota. Elaboración propia

5. Irregularidad en masa (no aplica en sótanos ni azotea)

Esta irregularidad sucede cuando el peso es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente tal como se calcula en las tablas 18 y 19 para las dirección X e Y respectivamente.

Tabla 18

Irregularidad en masa en dirección X

ANALISIS EN LA DIRECCION X-X						
N° PISOS	DIAFRAGM A	MASA (Ton-s2/m)	CASO 1	CASO 2	VERIFICACION 1	VERIFICACION 2
4	D4	4.75		0.00	REGULAR	REGULAR
3	D3	14.71	0.00	0.87	REGULAR	REGULAR
2	D2	16.99	1.15	0.93	REGULAR	REGULAR
1	D1	18.36	1.08		REGULAR	

Nota. Elaboración propia

Tabla 19

Irregularidad en masa en dirección Y

ANALISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y						
N° PISO S	DIAFRAGM A	MASA (Ton-s2/m)	CASO 1	CASO 2	VERIFICACION 1	VERIFICACION 2
4	D4	4.75		0.00	REGULAR	REGULAR
3	D3	14.71	0.00	0.87	REGULAR	REGULAR
2	D2	16.99	1.15	0.93	REGULAR	REGULAR
1	D1	18.36	1.08		REGULAR	

Nota. Elaboración propia

6. Irregularidad geométrica vertical (no aplica en sótanos ni azotea)

Esta irregularidad aparece cuando la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente tal como se muestra en las tablas 20 y 21 para las direcciones X e Y respectivamente.

Tabla 20

Irregularidad geométrica vertical en dirección X

ANALISIS EN LA DIRECCIÓN X-X	
------------------------------	--

N° PISOS	ANCHO(a)	CASO 1	CASO 2	VERIFICACION N 1	VERIFICACION N 2
4			0.00	REGULAR	REGULAR
3	8.92		1.00	REGULAR	REGULAR
2	8.92	1.00	1.00	REGULAR	REGULAR
1	8.92	1.00		REGULAR	

Nota. Elaboración propia

Tabla 21

Irregularidad geométrica vertical en dirección Y

ANALISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y					
N° PISOS	LARGO(L)	CASO 1	CASO 2	VERIFICACION N 1	VERIFICACION N 2
4			0.00	REGULAR	REGULAR
3	19.19		1.00	REGULAR	REGULAR
2	19.19	1.00	0.94	REGULAR	REGULAR
1	20.49	1.07		REGULAR	

Nota. Elaboración propia

7. Irregularidad torsional

Existe irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento 0,75 relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso tal como se calcula en la tabla 22.

Tabla 22

Irregularidad torsional en dirección X

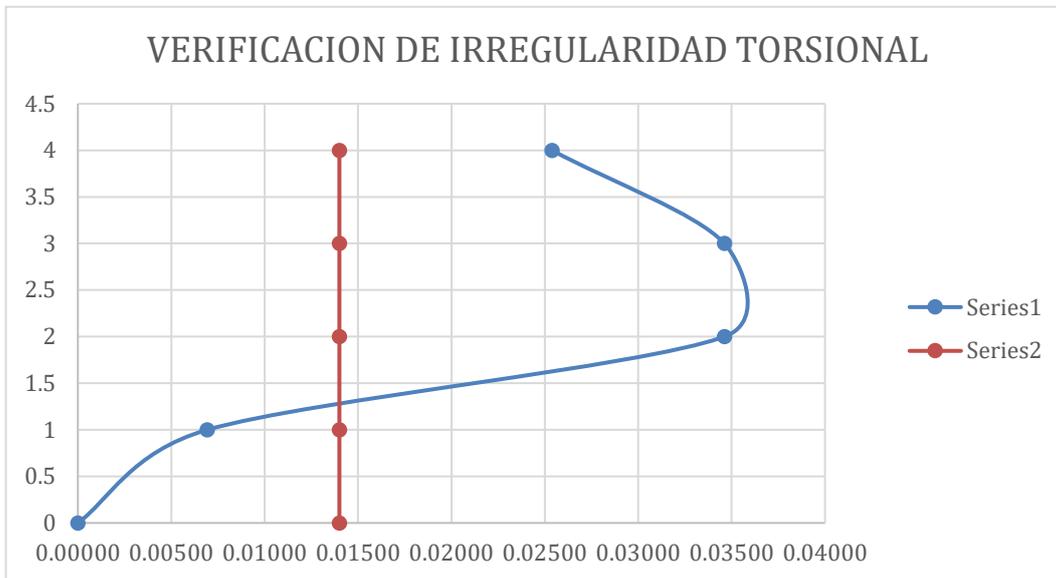
ANALISIS EN DIRECCION X							
N° PISOS	Δ absoluto(m)	Δ relativo(m)	altura "h"(m)	Distorsión de entrepiso	Deriva inelástica	MAXIMA DERIVA	50% DRIFT
4	0.044	0.011	2.6	0.00423	0.02538	0.007	0.014
3	0.033	0.015	2.6	0.00577	0.03462	0.007	0.014
2	0.018	0.015	2.6	0.00577	0.03462	0.007	0.014
1	0.003	0.003	2.6	0.00115	0.00692	0.007	0.014
0	0	0	0	0	0	0.007	0.014

Nota. Elaboración propia

En la figura 45 se observa que existe irregularidad torsional en el eje X.

Figura 45

Verificación de irregularidad torsional en el eje X



Nota. Elaboración propia

En la tabla 23 se muestran las ratios de los valores de la irregularidad torsional por piso en la dirección X.

Tabla 23

Irregularidad torsional en X

Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
Story 4	SestX	LinStatic	X	0.044	0.024	1.862
Story 3	SestX	LinStatic	X	0.033	0.018	1.858
Story 2	SestX	LinStatic	X	0.018	0.01	1.823
Story 1	SestX	LinStatic	X	0.003	0.002	1.639

Nota. Elaboración propia

Según el reglamento E030 2018 indica que para ratios mayores a 1.5 se tiene irregularidad torsional por lo tanto la irregularidad es de 0.6

Existe irregularidad torsional cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, es mayor que 1,3 veces el desplazamiento 0,75 relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso tal como se calcula en la tabla 24 para la dirección Y.

Tabla 24

Irregularidad torsional en dirección Y

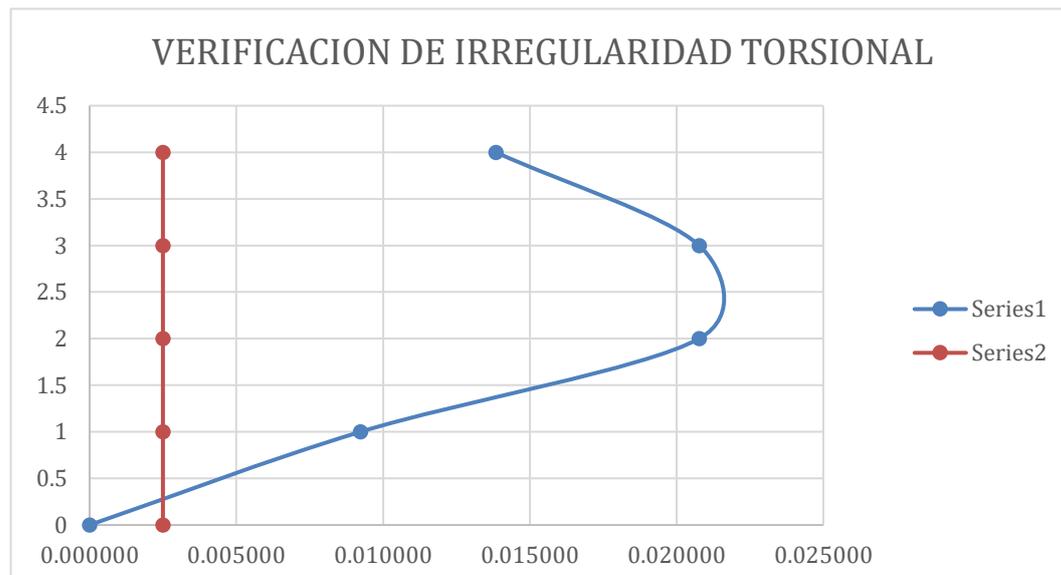
ANALISIS EN DIRECCION Y							
N° PISOS	Δ absoluto(m)	Δ relativo(m)	altura "h"(m)	Distorsión de entrepiso	Deriva inelástica	MAXIMA DERIVA	50% DRIFT
4	0.016	0.006	2.6	0.0023	0.013846	0.005	0.0025
3	0.022	0.009	2.6	0.0035	0.020769	0.005	0.0025
2	0.013	0.009	2.6	0.0035	0.020769	0.005	0.0025
1	0.004	0.004	2.6	0.0015	0.009231	0.005	0.0025
0	0	0	0	0	0.000000	0.005	0.0025

Nota. Elaboración propia

En la figura 46 se observa que existe irregularidad torsional en el eje X.

Figura 46

Verificación de irregularidad torsional en el eje Y



Nota. Elaboración propia

En la tabla 25 se muestran las ratios de los valores de la irregularidad torsional por piso en la dirección Y.

Tabla 25

Irregularidad torsional en Y

Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
Story 4	SestY	LinStatic	Y	0.016	0.01	1.609
Story 3	SestY	LinStatic	Y	0.022	0.013	1.744
Story 2	SestY	LinStatic	Y	0.013	0.008	1.698
Story 1	SestY	LinStatic	Y	0.004	0.002	1.52

Nota. Elaboración propia

Según el reglamento E030 2018 indica que para ratios mayores a 1.5 se tiene irregularidad torsional por lo tanto la irregularidad es de 0.6.

8. Irregularidad de discontinuidad de diafragmas

La irregularidad de discontinuidad de diafragmas sucede cuando existe aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma tal como se muestra en la tabla 26.

Tabla 26

Irregularidad de discontinuidad de diafragmas

N° Pisos	Longitud X (m)	Longitud Y (m)	Área de diafragma (m ²)	Área de discont. (m ²)	Adis. /Adiaf	Regularida d
4	3.96	19.19	75.9924	7.64	0.10	Regular
3	8.92	19.19	171.1748	18.87	0.11	Regular
2	8.92	19.19	171.1748	9.71	0.06	Regular
1	8.92	20.49	182.7708	8.07	0.04	Regular

Nota. Elaboración propia

De las diferentes irregularidades mencionadas por la norma E030, para la vivienda autoconstruida se tiene que esta presenta irregularidad torsional tal como se muestra en la figura 45 y 46.

5.4.5. Análisis Lineal dinámico

Las cargas de sismos

Es un tipo de carga dinámica, ocasionado por el producto de una aceleración sísmica obtenida desde un espectro de respuestas, por la masa de la estructura en análisis. Los datos generales de la vivienda en la dirección X se observa en la figura 47.

Figura 47

Datos generales de la vivienda en la dirección X

Región :	Lima			
Provincia :	Lima			
Distrito :	san juan de miraflores			
Categoría :	C	$R = R_o I_p I_a$	$\frac{S_a}{g} = \frac{ZUCS}{R}$	
Zona :	Z4			
Suelo :	S2			
Sistema Estructural :	Pórticos De Concreto Armado			
Verificación de Irregularidad :	Irregular en Planta	→	$I_p =$ <table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>0.6000</td></tr></table>	0.6000
0.6000				
	Irregular en Altura	→	$I_a =$ <table border="1" style="display: inline-table;"><tr><td>1.0000</td></tr></table>	1.0000
1.0000				

Nota. Elaboración propia

El cálculo del espectro de aceleraciones, se detalla en la tabla 27 con las características sísmicas según zona estudiada.

Tabla 27

Espectro de diseño en la dirección X

T_x	C	C/R	ZUCS/Rx
0.00	2.500	0.520833	0.2461
0.02	2.500	0.520833	0.2461
0.04	2.500	0.520833	0.2461
0.06	2.500	0.520833	0.2461
0.08	2.500	0.520833	0.2461
0.10	2.500	0.520833	0.2461
0.12	2.500	0.520833	0.2461
0.14	2.500	0.520833	0.2461
0.16	2.500	0.520833	0.2461
0.18	2.500	0.520833	0.2461
0.20	2.500	0.520833	0.2461

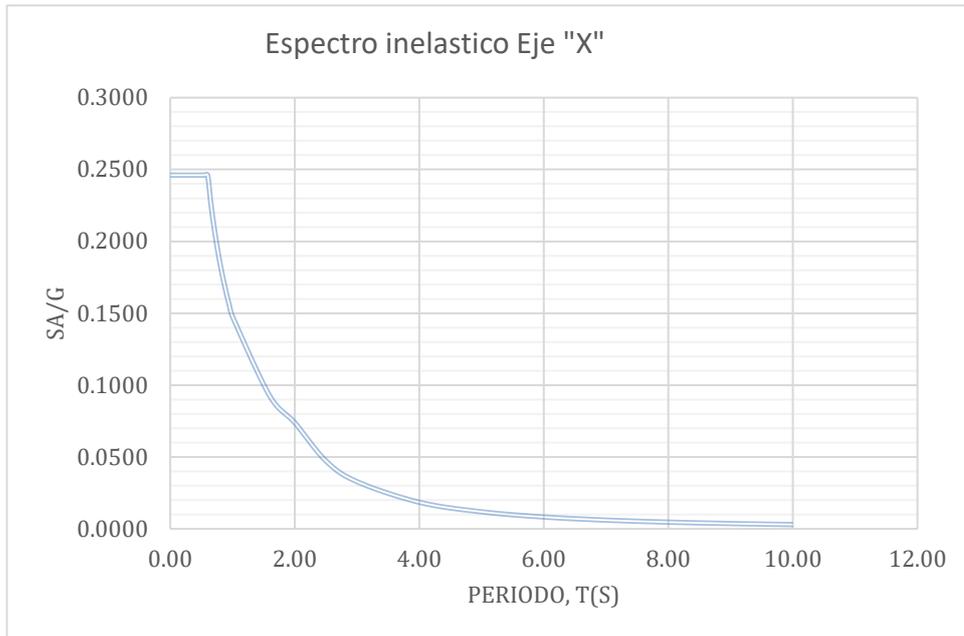
0.25	2.500	0.520833	0.2461
0.30	2.500	0.520833	0.2461
0.35	2.500	0.520833	0.2461
0.40	2.500	0.520833	0.2461
0.45	2.500	0.520833	0.2461
0.50	2.500	0.520833	0.2461
0.55	2.500	0.520833	0.2461
0.60	2.500	0.520833	0.2461
0.65	2.308	0.480769	0.2272
0.70	2.143	0.446429	0.2109
0.75	2.000	0.416667	0.1969
0.80	1.875	0.390625	0.1846
0.85	1.765	0.367647	0.1737
0.90	1.667	0.347222	0.1641
0.95	1.579	0.328947	0.1554
1.00	1.500	0.3125	0.1477
1.60	0.938	0.195313	0.0923
2.00	0.750	0.15625	0.0738
2.50	0.480	0.1	0.0473
3.00	0.333	0.069444	0.0328
4.00	0.188	0.039063	0.0185
5.00	0.120	0.025	0.0118
6.00	0.083	0.017361	0.0082
7.00	0.061	0.012755	0.0060
8.00	0.047	0.009766	0.0046
9.00	0.037	0.007716	0.0036
10.00	0.030	0.00625	0.0030

Nota. Elaboración propia

La figura 48 muestra el espectro inelástico en el eje X

Figura 48

Espectro inelástico en el eje "X"



Nota. Elaboración propia

Los datos generales de la vivienda en la dirección Y se observa en la figura 49.

Figura 49

Datos generales de la vivienda en la dirección Y

Región : Lima
 Provincia : Lima
 Distrito : san juan de miraflores
 Categoría : C
 Zona : Z4
 Suelo : S2
 Sistema Estructural : Albañilería armada o confinada

$$R = R_o I_p I_a$$

$$\frac{S_a}{g} = \frac{ZUCS}{R}$$

Verificación de Irregularidad:	Irregular en Planta	→	$I_p =$	0.6000
	Irregular en Altura	→	$I_a =$	1.0000

Nota. Elaboración propia

El cálculo del espectro de aceleraciones en la dirección Y, se detalla en la tabla 28 con las características sísmicas según zona estudiada.

Tabla 28

Espectro de diseño en la dirección Y

T_y	C	C/R	ZUCS/R _y
0.00	2.500	1.388889	0.6563

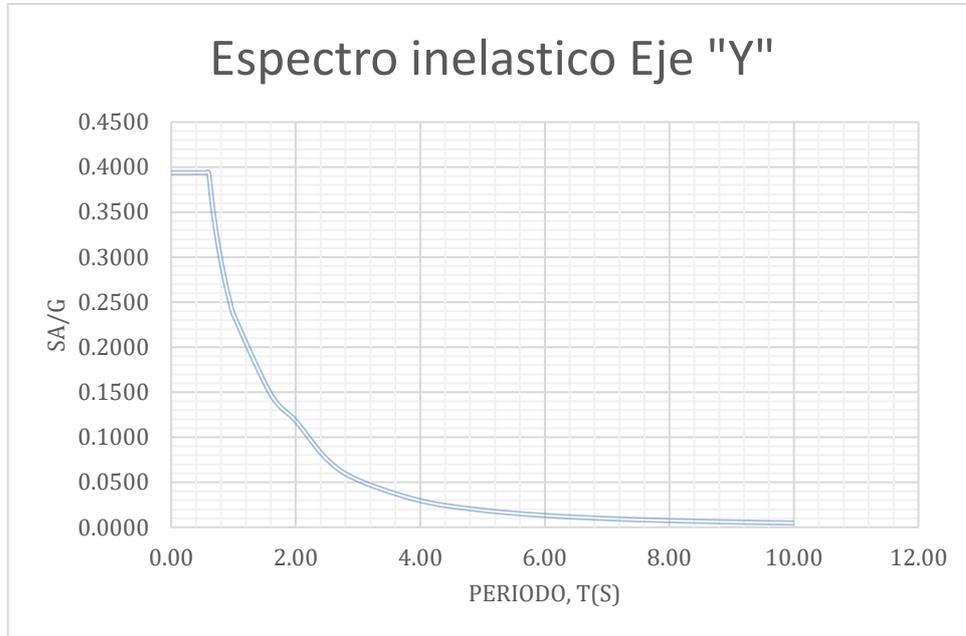
0.02	2.500	1.388889	0.6563
0.04	2.500	1.388889	0.6563
0.06	2.500	1.388889	0.6563
0.08	2.500	1.388889	0.6563
0.10	2.500	1.388889	0.6563
0.12	2.500	1.388889	0.6563
0.14	2.500	1.388889	0.6563
0.16	2.500	1.388889	0.6563
0.18	2.500	1.388889	0.6563
0.20	2.500	1.388889	0.6563
0.25	2.500	1.388889	0.6563
0.30	2.500	1.388889	0.6563
0.35	2.500	1.388889	0.6563
0.40	2.500	1.388889	0.6563
0.45	2.500	1.388889	0.6563
0.50	2.500	1.388889	0.6563
0.55	2.500	1.388889	0.6563
0.60	2.500	1.388889	0.6563
0.65	2.308	1.282051	0.6058
0.70	2.143	1.190476	0.5625
0.75	2.000	1.111111	0.5250
0.80	1.875	1.041667	0.4922
0.85	1.765	0.980392	0.4632
0.90	1.667	0.925926	0.4375
0.95	1.579	0.877193	0.4145
1.00	1.500	0.833333	0.3938
1.60	0.938	0.520833	0.2461
2.00	0.750	0.416667	0.1969
2.50	0.480	0.266667	0.1260
3.00	0.333	0.185185	0.0875
4.00	0.188	0.104167	0.0492
5.00	0.120	0.066667	0.0315
6.00	0.083	0.046296	0.0219
7.00	0.061	0.034014	0.0161
8.00	0.047	0.026042	0.0123
9.00	0.037	0.020576	0.0097
10.00	0.030	0.016667	0.0079

Nota. Elaboración propia

La figura 50 muestra el espectro inelástico en el eje X

Figura 50

Espectro inelástico en el eje "Y"

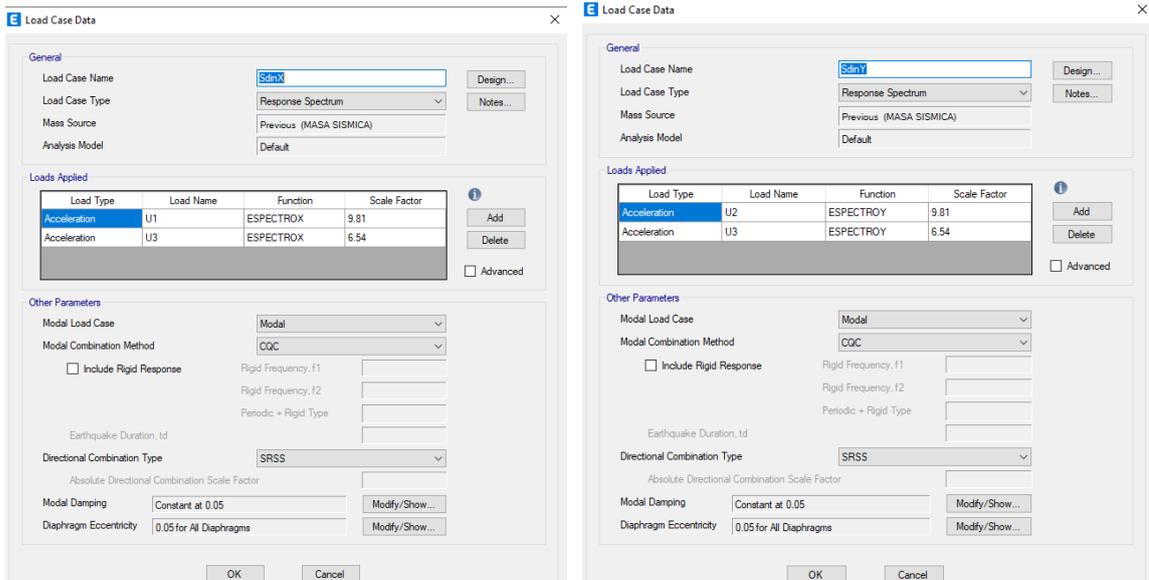


Nota. Elaboración propia

Se plantea la acción de sismo en las dos direcciones global principal de la estructura X e Y tal como se observa en la figura 51.

Figura 51

Casos de carga



Nota. Elaboración propia

Las cargas sísmicas se determinan en función de los ejes principales, tal como se muestra en los gráficos a continuación. Es importante destacar que la normativa E.030 establece las siguientes combinaciones de respuestas elásticas r

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j}$$

Alternativamente la norma E.030 establece que se puede obtener la respuesta máxima mediante la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga a considerar, de acuerdo a la norma E.060 es:

Nomenclatura:

DEAD = Carga Muerta + Carga de Tabiquería + Carga de Acabados + Carga de Parapetos + Cargas Proyectadas.

LIVE = Carga Viva de Piso Típico.

SX= Carga de Sismo en la dirección Global X

SY= Carga de Sismo en la dirección Global Y

CV= Carga Viva=LIVE

CM= Carga Muerta= DEAD + ACABADOS + TABIQUERÍA

Por servicio:

COMB1: CM + CV

Para la evaluación de estructuras de acuerdo a la NTP E 030 las cargas gravitacionales y sísmicas se combinan de forma diferente a las utilizadas en el diseño de estructuras. De las combinaciones de carga que se presentan a continuación, se empleará aquella que resulte en los efectos más desfavorables en el elemento estructural que está siendo diseñado como se observa en la figura 52.

COMBINACION 1: 1.40CM + 1.70CV

COMBINACION 2: 1.25(CM + CV) +SX

COMBINACION 3: 1.25(CM + CV) - SX

COMBINACION 4: 1.25(CM + CV) +SY

COMBINACION 5: 1.25(CM + CV) -SY

COMBINACION 6: 0.9 CM + SX

COMBINACION 7: 0.9 CM - SX

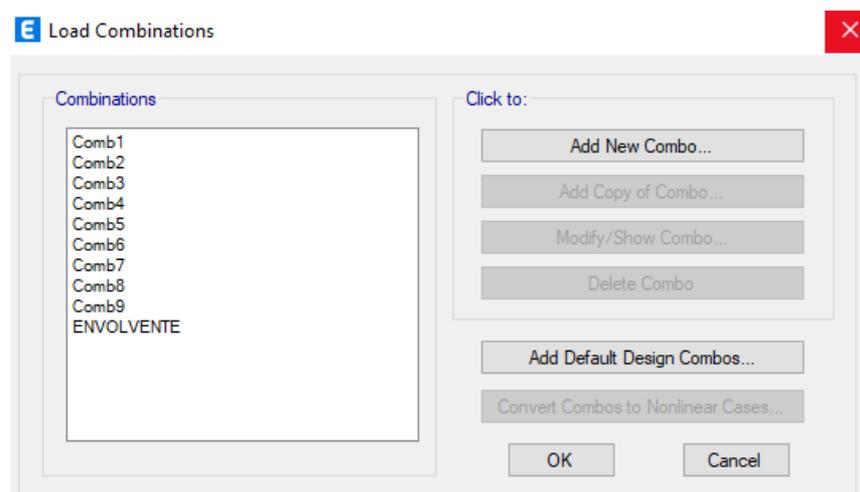
COMBINACION 8: 0.9 CM + SY

COMBINACION 9: 0.9 CM – SY

ENVOLVENTE: COMB 1+COMB 2+...+COMB 9

Figura 52

Combinaciones de carga



Nota. Elaboración propia

Siguiendo las pautas establecidas en la Norma de Diseño Sismorresistente NTE E.030 – 2018, que forma parte del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), y tomando en

cuenta las cargas mencionadas anteriormente, se llevó a cabo el análisis modal de la estructura en su totalidad tal como se observa en la figura 53 y 54.

Figura 53

Caso de carga sismo dinámico en X

Load Case Data

General

Load Case Name: SdinX [Design...]

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

Mass Source: Previous (MASA SISMICA)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTROX	9.81
Acceleration	U3	ESPECTROX	6.54

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

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

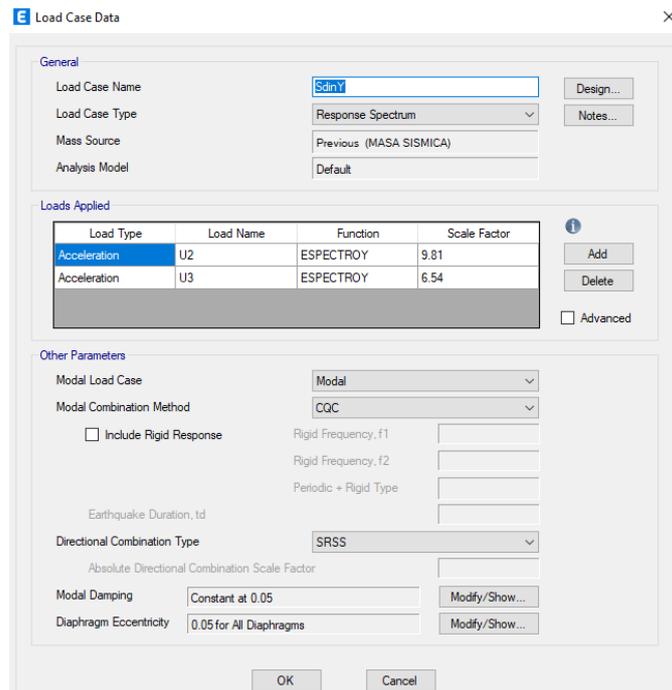
Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Nota. Elaboración propia

Figura 54

Caso de carga sismo dinámico en Y



Nota. Elaboración propia

a. Modos de vibración

Se examinan los modos de vibración para lograr un comportamiento modal adecuado, el cual está relacionado con la distribución de masas y rigidez en función de los periodos de vibración. La rigidez de la estructura depende de la disposición y dimensiones de los elementos estructurales, y la masa se determina considerando todos los componentes geométricos de la estructura, junto con la carga muerta debida a los acabados.

La vivienda consta de tres niveles más una azotea, por lo que el modelo debe tener al menos 12 modos de vibración. Se considera la acción sísmica en las dos direcciones principales globales de la estructura, X e Y.

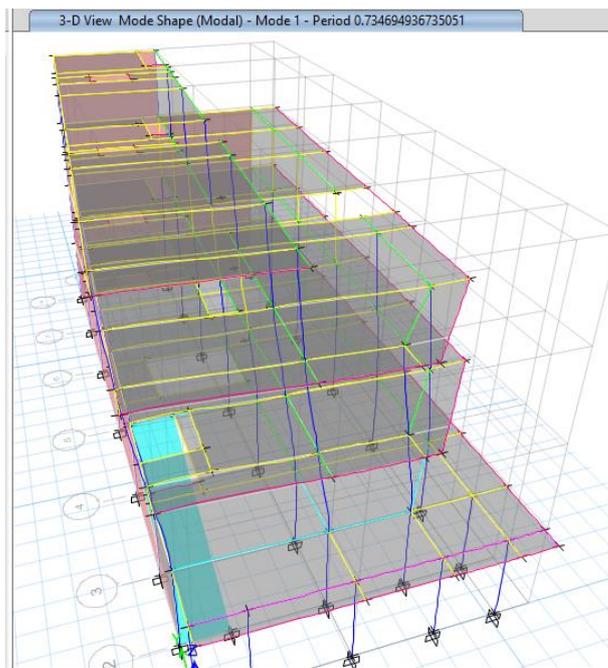
Para los 12 modos analizados se tiene que la suma de las masas efectivas cumple con que sea por lo menos 90% de la masa total, teniéndose en la dirección X un valor de 99.89%, en la dirección Y un valor de 96.75% y en la dirección Z un valor de 97.13% tal como se observa en la tabla 29.

Tabla 29*Modos de vibración*

Case	Mode	Period sec	SumU	SumU	SumR
			X	Y	Z
Modal	1	0.735	0.4	0.0713	0.1768
Modal	2	0.271	0.4393	0.1345	0.23
Modal	3	0.198	0.753	0.5045	0.3647
Modal	4	0.195	0.753	0.5045	0.3647
Modal	5	0.174	0.8097	0.5257	0.3833
Modal	6	0.146	0.8097	0.5257	0.3833
Modal	7	0.146	0.8097	0.5257	0.3833
Modal	8	0.126	0.9258	0.6132	0.3891
Modal	9	0.114	0.9333	0.8554	0.9059
Modal	10	0.071	0.9848	0.9234	0.9187
Modal	11	0.047	0.9904	0.9506	0.9192
Modal	12	0.043	0.9989	0.9675	0.9713

Nota. Elaboración propia

Se observa que en el primer modo de vibración existe un 40% de participación de la masa por lo que la edificación se mueve en la dirección X tal como se muestra en la figura 55.

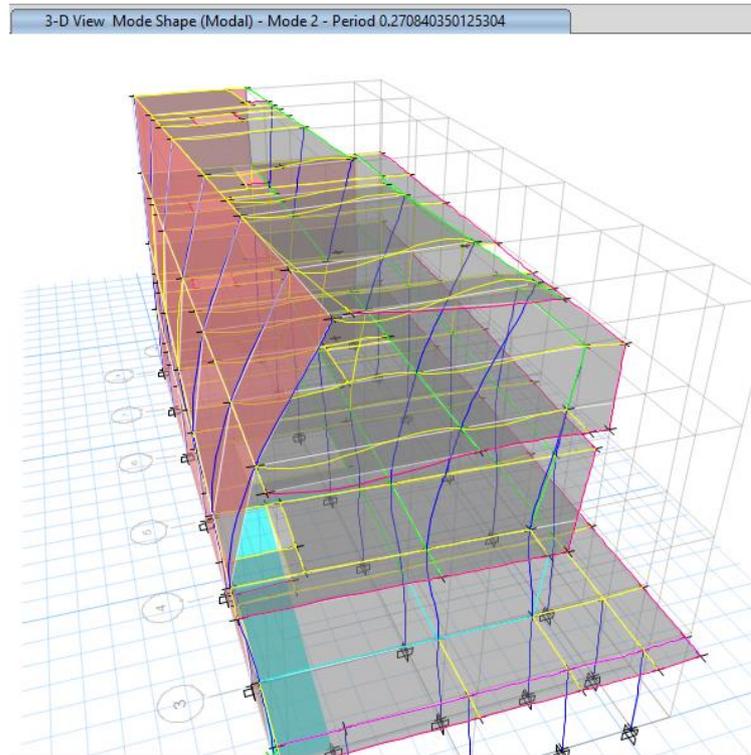
Figura 55*Primer modo de vibración*

Nota. Elaboración propia

Se observa que en segundo modo de vibración existe un 43.93 % de participación de la masa por lo que la edificación se mueve en la dirección X tal como se muestra en la figura 56.

Figura 56

Segundo modo de vibración

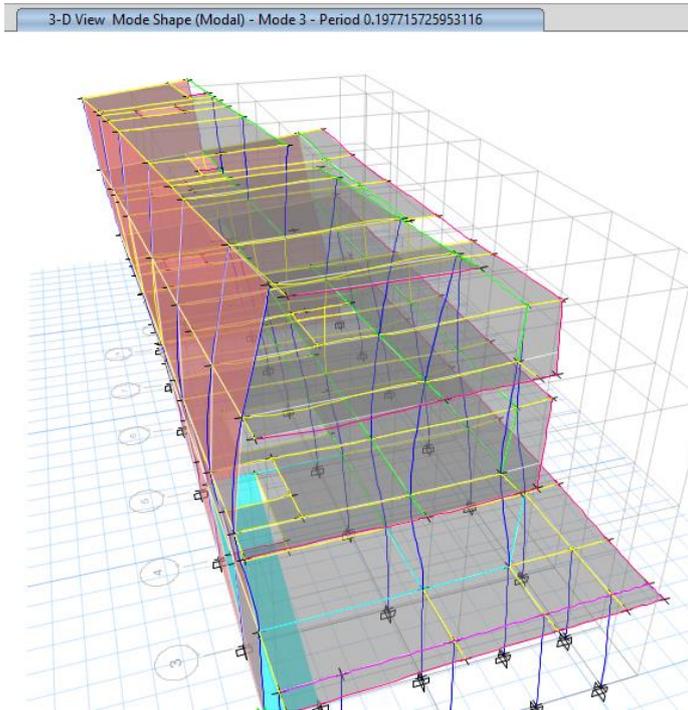


Nota. Elaboración propia

Se observa que en segundo modo de vibración existe un 75.3 % de participación de la masa por lo que la edificación se mueve en la dirección Y tal como se muestra en la figura 57.

Figura 57

Tercer modo de vibración



Nota. Elaboración propia

b. Chequeo de columnas

- Refuerzo longitudinal:

Según la norma E 060 de concreto armado el área de refuerzo longitudinal cuando los elementos estructurales están sometidos a compresión no debe ser menos que 0.01 ni mayor que 0.06. Por lo tanto, se cumple que:

$$0.01 \leq A_s \leq 0.06$$

En la figura 58 se observa el diseño en planta del primer piso donde se aprecia la distribución de columnas.

Según la información obtenida se tienen columnas de concreto de 25cmx25cm con 4 varillas de acero longitudinal en su sección transversal además se tienen estribos espaciados con la siguiente distribución 1@0.05, 4@0.10, Rsto.@0.25.

$$b = 25 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm} \rightarrow A_g = 625 \text{ cm}^2$$

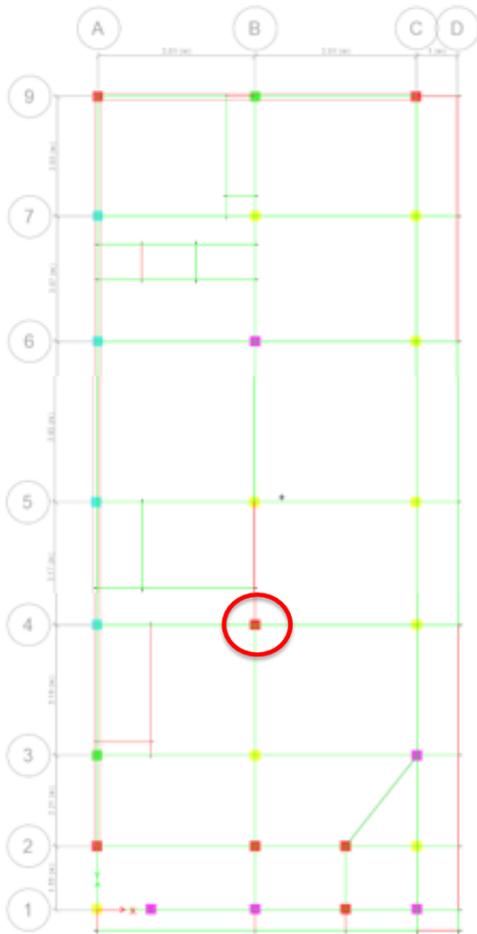
$$\#Varillas = 4\phi \frac{5}{8} \rightarrow A_s = 4 * 2.00 \text{ cm}^2 = 8 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{A_g} = \frac{8}{625} = 0.0128 \rightarrow \text{La columna cumple con la norma E 060}$$

- Capacidad de carga

Figura 58

Diseño en planta, primer piso



Nota. Elaboración propia

La columna del eje 4/B de color rojo en la figura 58 según el diseño del software Etabs es la más esforzada, presentándose fallas por flexo compresión, la cual se presenta el diagrama de flexo compresión.

En la tabla 30 se muestran los datos de flexo compresión para la columna C25x25 incluida phi.

Tabla 30

Datos de flexo compresión para la columna C25x25 analizada incluida phi

ítem	M3 (ton.m)	P(tonn)	M3 (ton.m)
1	0	74.7419	0
2	1.4381	74.7419	-1.4381
3	2.2386	67.3421	-2.2386
4	2.8492	55.8025	-2.8492
5	3.2	41.8821	-3.2

6	3.3922	24.659	-3.3922
7	3.5388	19.7903	-3.5388
8	3.4594	11.1656	-3.4594
9	2.2828	-5.2228	-2.2828
10	0.8986	-22.4459	-0.8986
11	0	-30.2399	0

Nota. Elaboración propia

En la tabla 31 se muestran los datos de flexo compresión para la columna C25x25 excluyendo phi.

Tabla 31

Datos de flexo compresión para la columna C25x25 analizada excluida phi

ítem	M3(ton.m)	P(tonn)	M3(ton.m)
1	0	114.9875	0
2	2.2125	114.9875	-2.2125
3	3.444	103.6032	-3.444
4	4.3833	85.8501	-4.3833
5	4.9231	64.4341	-4.9231
6	5.2188	37.9369	-5.2188
7	4.6846	26.1979	-4.6846
8	3.8438	12.4062	-3.8438
9	2.5365	-5.8031	-2.5365
10	0.9985	-24.9399	-0.9985
11	0	-33.5999	0

Nota. Elaboración propia

En la tabla 32 se observan las fuerzas de flexo compresión de las 9 combinaciones.

Tabla 32

Fuerzas de flexo compresión de las 9 combinaciones

COMBINACIÓN	M3(ton.m)	P(ton)
comb1	-0.62	24.39
comb2	-1.05	39.48
comb3	-1.05	39.48
comb4	-0.64	-28.3
comb5	-0.64	-28.3
comb6	-0.78	30.6

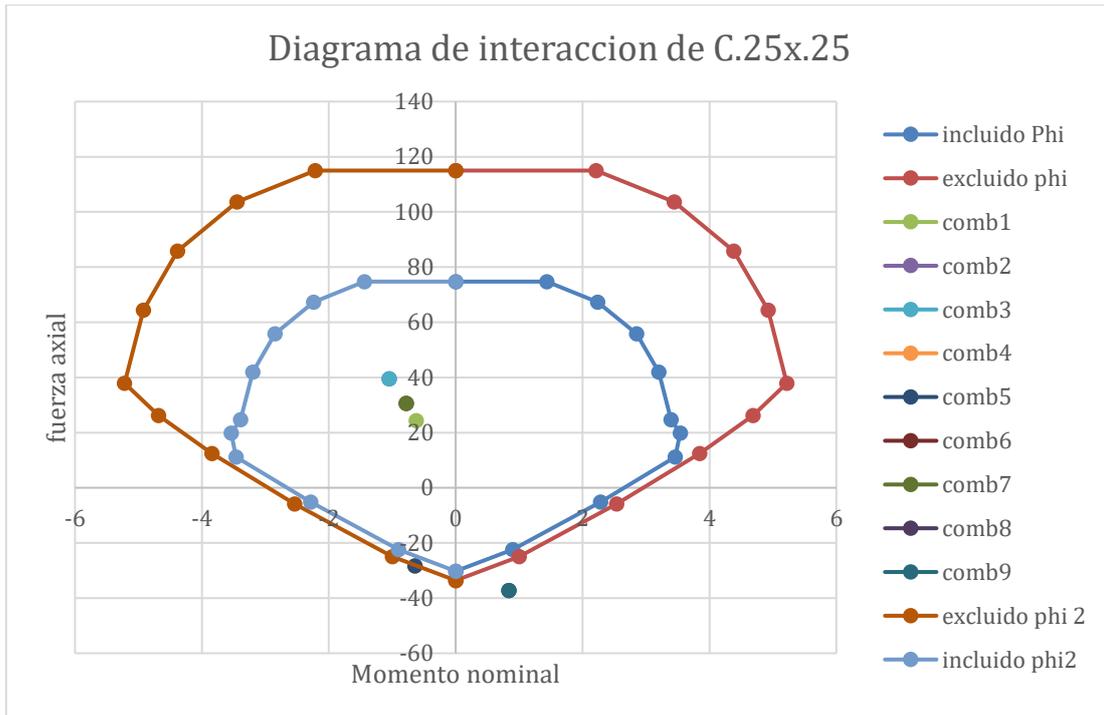
comb7	-0.78	30.6
comb8	0.84	-37.17
comb9	0.84	-37.17

Nota. Elaboración propia

En la figura 59 se observa el diagrama de interacción de la columna C25x25.

Figura 59

Gráfico de interacción de C.25x.25

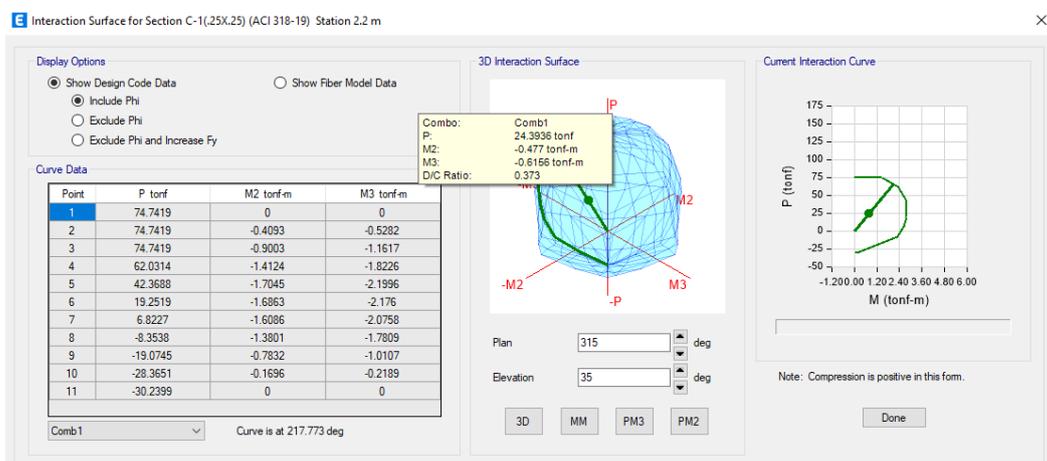


Nota. Elaboración propia

La figura 60 muestra el gráfico de interacción de la combinación 1.

Figura 60

Gráfico de interacción de la combinación 1

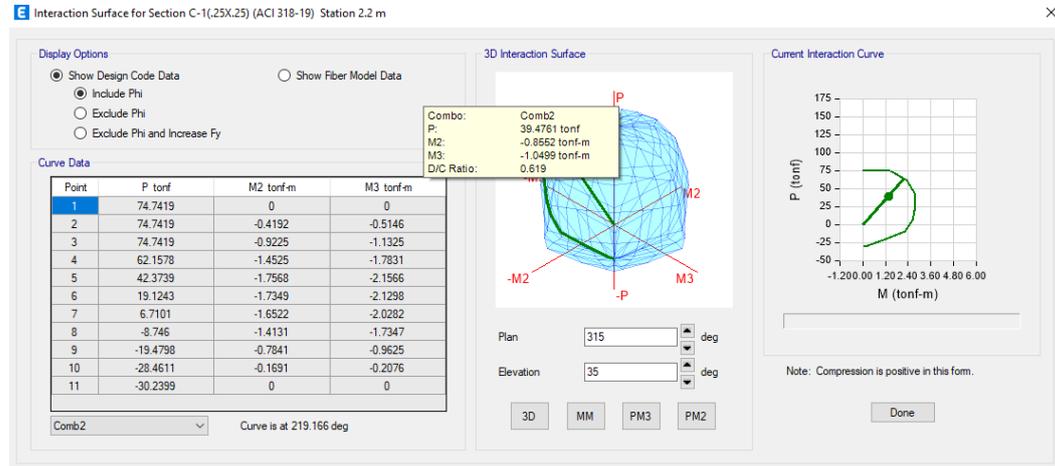


Nota. Elaboración propia

La figura 61 muestra el grafico de interacción de la combinación 2.

Figura 61

Gráfico de interacción de la combinación 2

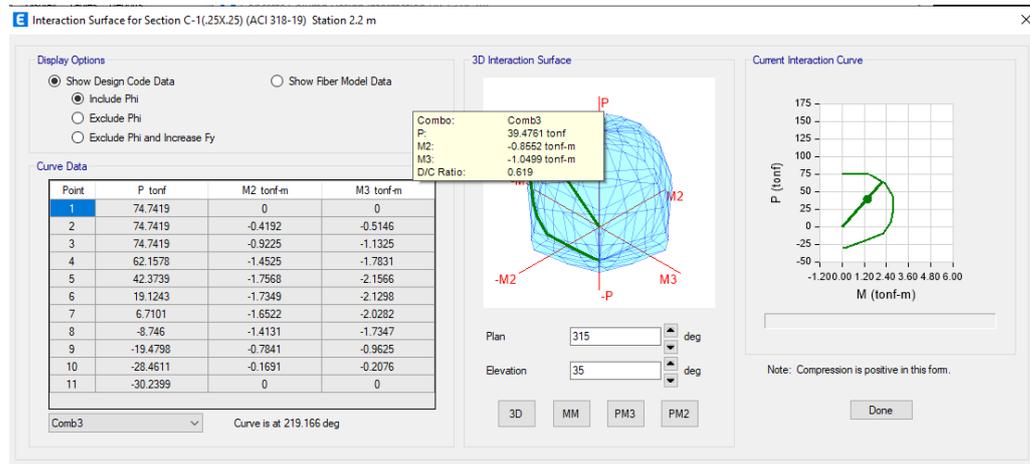


Nota. Elaboración propia

La figura 62 muestra el grafico de interacción de la combinación 3.

Figura 62

Gráfico de interacción de la combinación 3

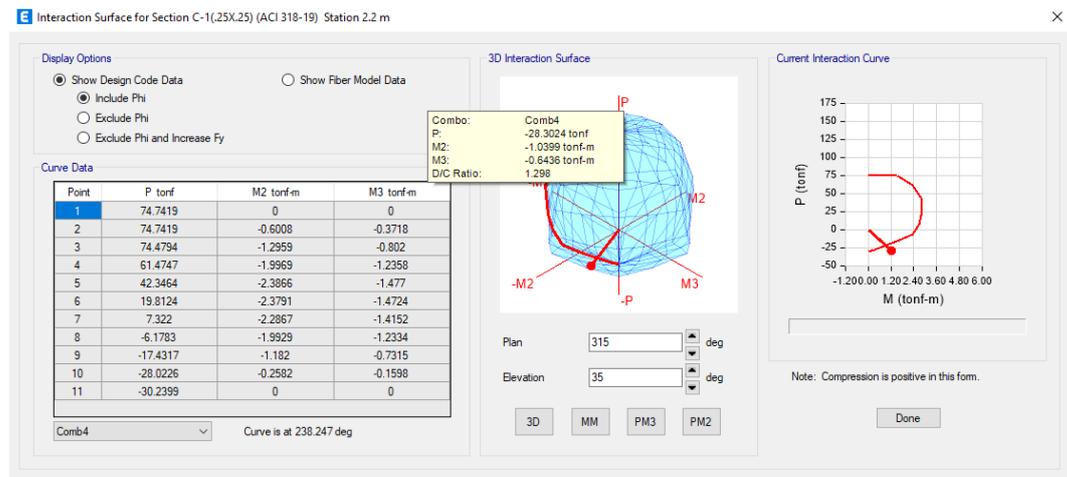


Nota. Elaboración propia

La figura 63 muestra el grafico de interacción de la combinación 4.

Figura 63

Gráfico de interacción de la combinación 4

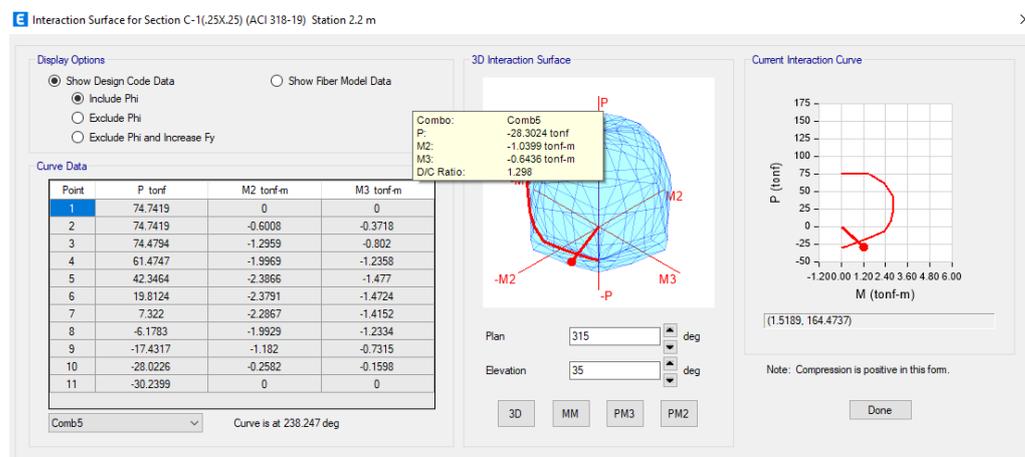


Nota. Elaboración propia

La figura 64 muestra el grafico de interacción de la combinación 5.

Figura 64

Gráfico de interacción de la combinación 5

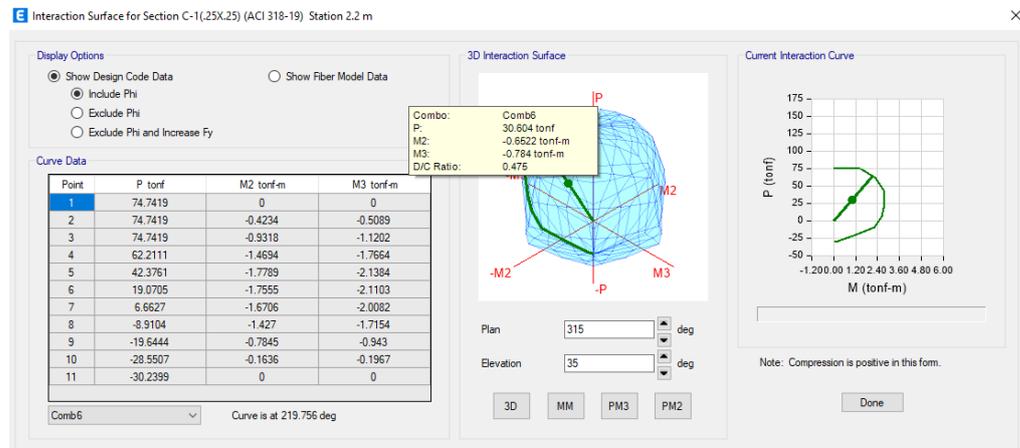


Nota. Elaboración propia

La figura 65 muestra el grafico de interacción de la combinación 6.

Figura 65

Gráfico de interacción de la combinación 6

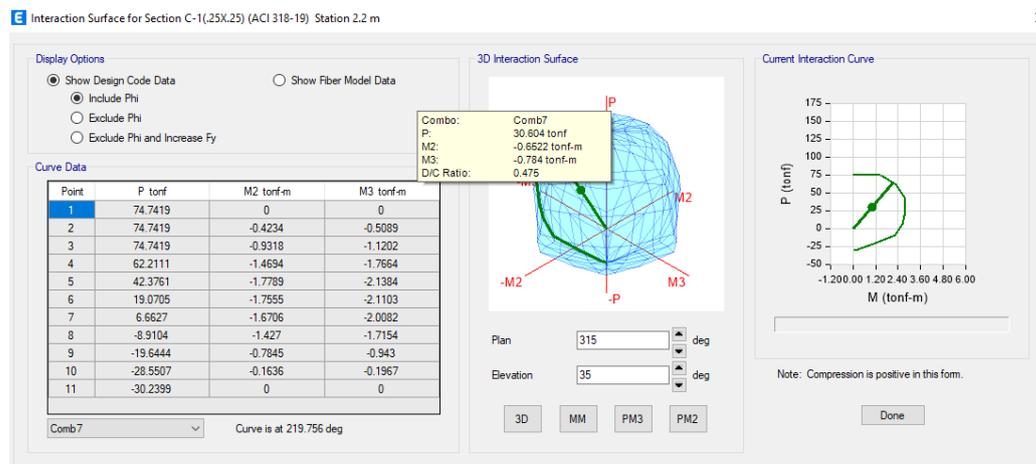


Nota. Elaboración propia

La figura 66 muestra el grafico de interacción de la combinación 7.

Figura 66

Gráfico de interacción de la combinación 7

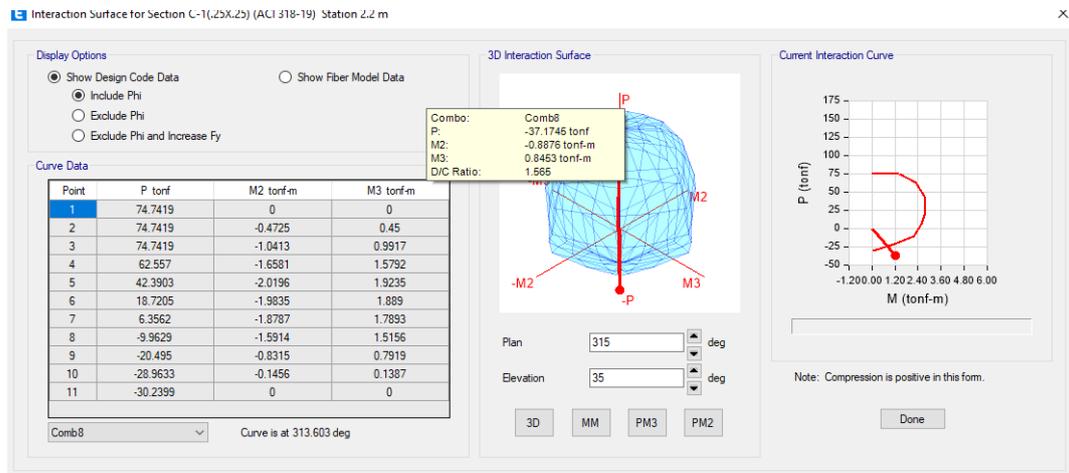


Nota. Elaboración propia

La figura 67 muestra el grafico de interacción de la combinación 8.

Figura 67

Gráfico de interacción de la combinación 8

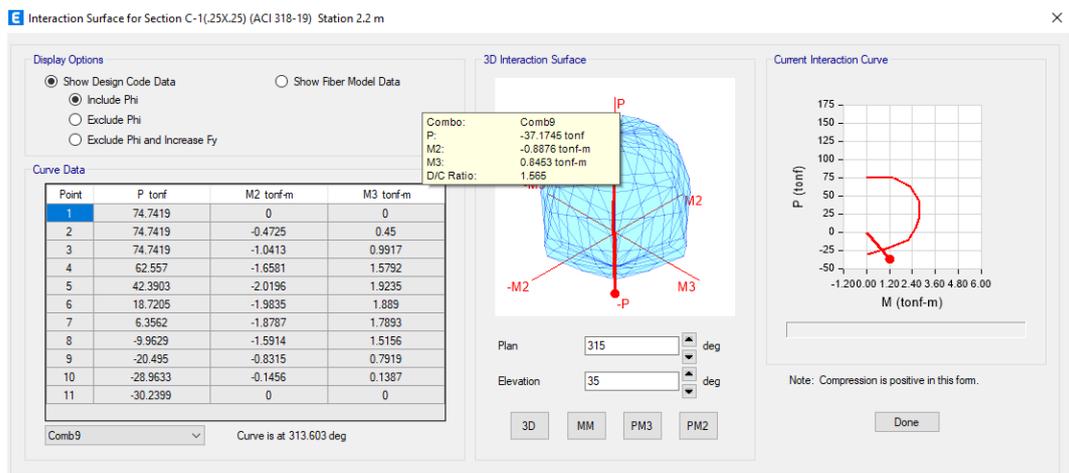


Nota. Elaboración propia

La figura 68 muestra el grafico de interacción de la combinación 9.

Figura 68

Gráfico de interacción de la combinación 9



Nota. Elaboración propia

Se observa que para las combinaciones 4, 5, 8 y 9 se encuentran fuera de la curva de capacidad utilizable, lo que nos indica que la capacidad nominal de la columna no puede resistir las cargas de solicitaciones últimas, además todos los puntos se encuentran por debajo del P_b lo que nos indica la ductilidad de la columna.

c. Verificación de cortante basal.

El cortante mínimo en el primer entrespacio del edificio en cada dirección de análisis es el 90% del cortante estático en la base por ser una estructura irregular.

El sismo dinámico en la dirección X es de 72.27Ton y en el estático es $79.39 \cdot 0.9 = 71.45\text{Ton}$ cumpliéndose la norma E030

El sismo dinámico en la dirección Y es de 180.15Ton y en el estático es de $211.71 \cdot 0.9 = 190.54\text{Ton}$ cumpliéndose la norma E030. En la figura 69 se obtiene el resultado de la verificación de cortante basal.

Figura 69

Verificación de cortante basal

	Output Case	Case Type	Step Type	Step Number	Step Label	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m
▶	SdinX	LinRespSpec	Max			72.2699	51.9551	0	337.8328	459.3815
	SdinY	LinRespSpec	Max			137.0312	180.1584	0	1139.9945	842.4782
	SestX	LinStatic				-78.5945	-0.5684	0	4.4339	-512.8912
	SestY	LinStatic				0.0004	-210.8226	0	1377.4057	0.0028

Nota. Elaboración propia

d. Verificación de derivas

Se evaluó las deformaciones laterales máximas (desplazamientos horizontales) que experimenta la estructura bajo las fuerzas sísmicas. En las figuras 70 y 71 se muestran las derivas obtenidas en el eje X y eje Y respectivamente.

Figura 70

Verificación de derivas en el eje X

	Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
	Story4	SdinX	LinRespSpec	Max	X	0.005625
	Story3	SdinX	LinRespSpec	Max	X	0.00627
	Story2	SdinX	LinRespSpec	Max	X	0.005505
▶	Story1	SdinX	LinRespSpec	Max	X	0.001379

Nota. Elaboración propia

Figura 71

Verificación de derivas en el eje Y

Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift
Story4	SdinY	LinRespSpec	Max	Y	0.001257
Story3	SdinY	LinRespSpec	Max	Y	0.002676
Story2	SdinY	LinRespSpec	Max	Y	0.002466
Story1	SdinY	LinRespSpec	Max	Y	0.000795

Nota. Elaboración propia

5.4.6 Análisis tiempo – historia

El análisis de tiempo-historia es una técnica utilizada en ingeniería estructural y sísmica para evaluar el comportamiento de edificios, puentes u otras estructuras bajo cargas dinámicas, como terremotos. A diferencia de los análisis lineales, que asumen que las respuestas de las estructuras son proporcionales a las cargas aplicadas, el análisis de tiempo-historia no lineal tiene en cuenta las no linealidades inherentes en las estructuras, como la plasticidad de los materiales, el comportamiento no lineal de las conexiones y la geometría no lineal. Los componentes clave del análisis de tiempo-historia no lineal son:

- Cargas dinámicas: Este análisis se utiliza principalmente para evaluar el comportamiento de las estructuras frente a cargas dinámicas, como las generadas por terremotos. Estas cargas varían con el tiempo y pueden ser muy complejas.
- No linealidades estructurales: Las estructuras reales pueden exhibir no linealidades en varios aspectos, como la relación entre esfuerzo y deformación de los materiales, la capacidad de deformación plástica de elementos como las columnas, la no linealidad de las conexiones, etc. El análisis de tiempo-historia no lineal tiene en cuenta estas no linealidades.
- Modelado detallado: Para llevar a cabo este tipo de análisis, se requiere un modelo de la estructura que sea lo más detallado posible. Esto incluye tener en cuenta la geometría exacta de la estructura, las propiedades de los materiales, las conexiones y otros factores que puedan afectar el comportamiento estructural.
- Registro de aceleraciones sísmicas reales: Para simular un terremoto, se utilizan registros de aceleraciones sísmicas reales obtenidos de eventos pasados. Estos registros representan cómo se movió el suelo durante un terremoto en un lugar específico.
- Integración numérica: Dado que las ecuaciones que describen el comportamiento de la estructura pueden ser altamente no lineales, se utiliza una técnica de integración

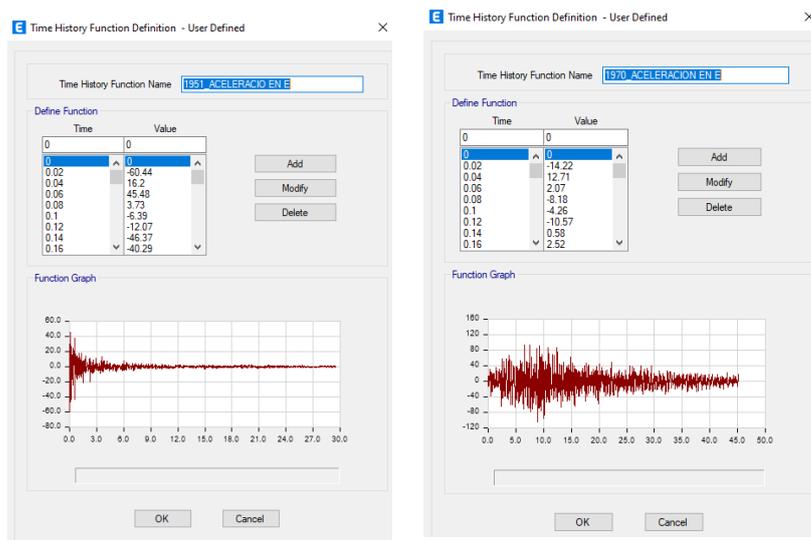
numérica para resolverlas en incrementos de tiempo pequeños a lo largo de la duración del terremoto simulado. Esto permite capturar el comportamiento no lineal a medida que se desarrolla el evento sísmico.

El análisis de tiempo-historia no lineal es una herramienta importante en la evaluación de la capacidad sísmica de las estructuras y en la toma de decisiones sobre el diseño y la mejora de edificios y otras infraestructuras para resistir terremotos. Ayuda a comprender cómo se comportan las estructuras en situaciones de carga dinámica extrema y qué modificaciones pueden ser necesarias para mejorar su resistencia sísmica.

Registro de aceleraciones sísmicas reales: Para simular un terremoto, se utilizan registros de aceleraciones sísmicas reales obtenidos de eventos pasados. Estos registros representan cómo se movió el suelo durante un terremoto en un lugar específico. Se insertan la cantidad de sismos (aceleraciones registradas durante un periodo) necesarios extraídas del instituto geofísico del Perú para el análisis, se añadió 4 tipos de sismos históricos los cuales son del año 1951, 1970, 1974 y 2019 mostrados en las figuras 72 y 73 teniendo como picos de aceleraciones 60.44cm/s², 104.82cm/s², 116.78cm/s² y 28.16cm/s² respectivamente en el eje X, 45.7cm/s², 97.75cm/s², 93.71cm/s² y 33.91cm/s² en el eje Y, por último, en el eje Z se tiene 18.66cm/s², 73.52cm/s², 41.26cm/s² y 15.7cm/s².

Figura 72

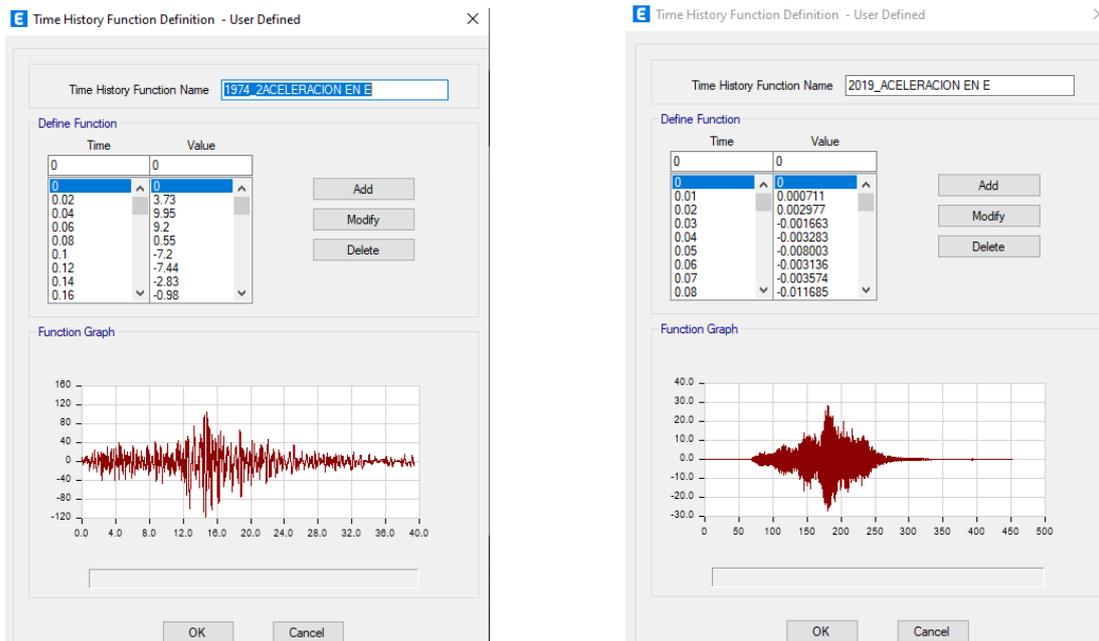
Datos acelerográficos eje X del 1951 Y 1974



Nota. Elaboración propia

Figura 73

Datos acelerográficos eje X del 1974 Y 2019

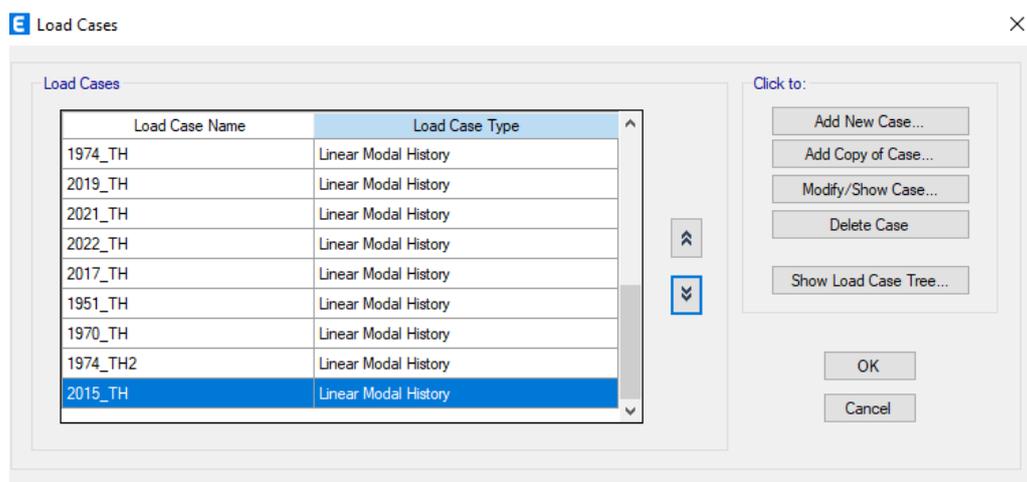


Nota. Elaboración propia

En la figura 74 se muestra como se añaden los casos de cargas tiempo historia para los 4 sismos históricos.

Figura 74

Load cases del 1951, 1979, 1974 y 2019.



Nota. Elaboración propia

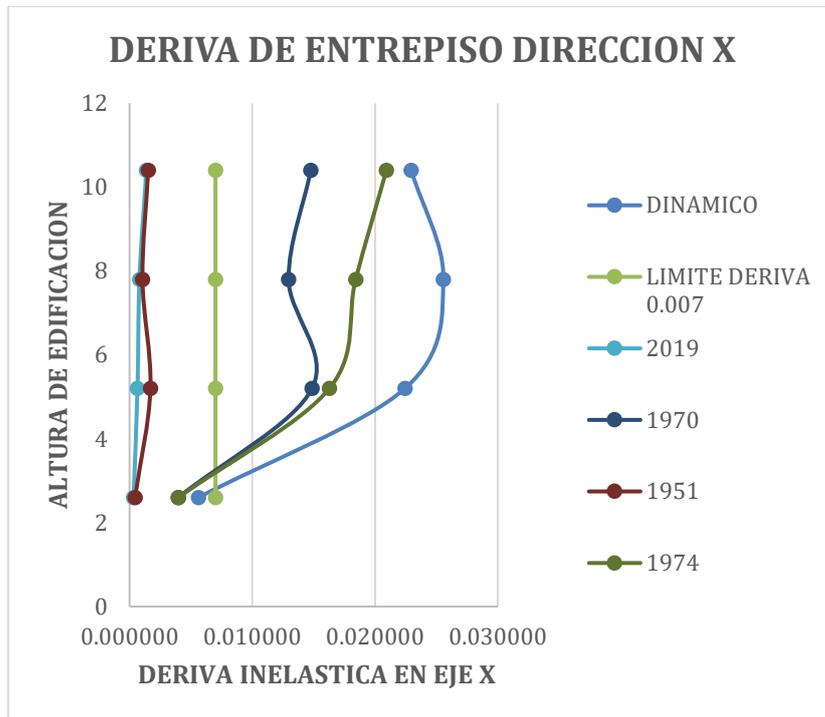
El análisis de tiempo-historia es una herramienta importante en la evaluación de la capacidad sísmica de las estructuras y en la toma de decisiones sobre el diseño y la mejora de edificios y otras infraestructuras para resistir terremotos. Ayuda a comprender cómo

se comportan las estructuras en situaciones de carga dinámica extrema y qué modificaciones pueden ser necesarias para mejorar su resistencia sísmica.

La comparación del análisis tiempo historia en la dirección X de los diferentes sismos indica que la mayor deriva se encuentra en el año 1974 tal como se observa en la figura 75, la cual tiene un valor máximo de 0.02092 ubicada en el piso 4 superando el límite permitido según la norma de 0.007.

Figura 75

Derivas en la dirección X del sismo de 1951, 1970, 1974 y 2019

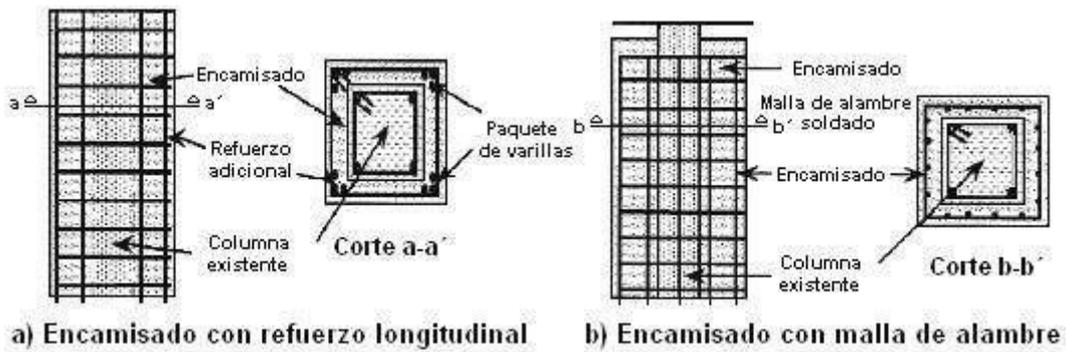


Nota. Elaboración propia

La comparación del análisis tiempo historia en la dirección Y de los diferentes sismos indica que la mayor deriva se encuentra en el año 1974 tal como se observa en la figura 76 la cual tiene un valor máximo inelástico de 0.00745824 ubicada en el piso 3 superando el límite permitido según la norma de 0.005.

Figura 77

Encamisado de columnas



Nota. Soto (2008)

Las columnas en cuestión mostradas en la figura 78 tienen secciones de 25x25 cm, y su encamisado implica aumentarlas a 40x40 o 25x50 cm dependiendo de consideraciones arquitectónicas. Además, se sigue la recomendación anterior de utilizar una cuantía del 0.02 del área a encamisar y agregar varillas de 16 mm en las esquinas. El nuevo concreto tiene una resistencia f'_c de 230 kg/cm².

Figura 78

Elementos estructurales a encamisar



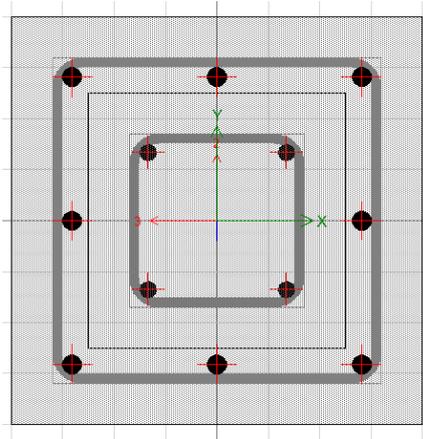
Nota. Elaboración propia

5.5.2 Proceso de encamisado en el modelado

El proceso de modelado del encamisado se realizó utilizando la función 'Section Designer' en el software, permitiendo la creación de secciones aumentadas con su refuerzo longitudinal correspondiente como se observa en las figuras 79 y 80.

Figura 79

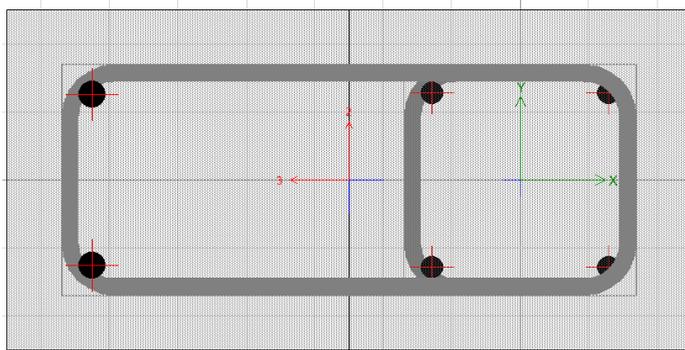
Encamisado de columna 40x40xcm



Nota. Elaboración propia

Figura 80

Encamisado de columna 25x50xcm

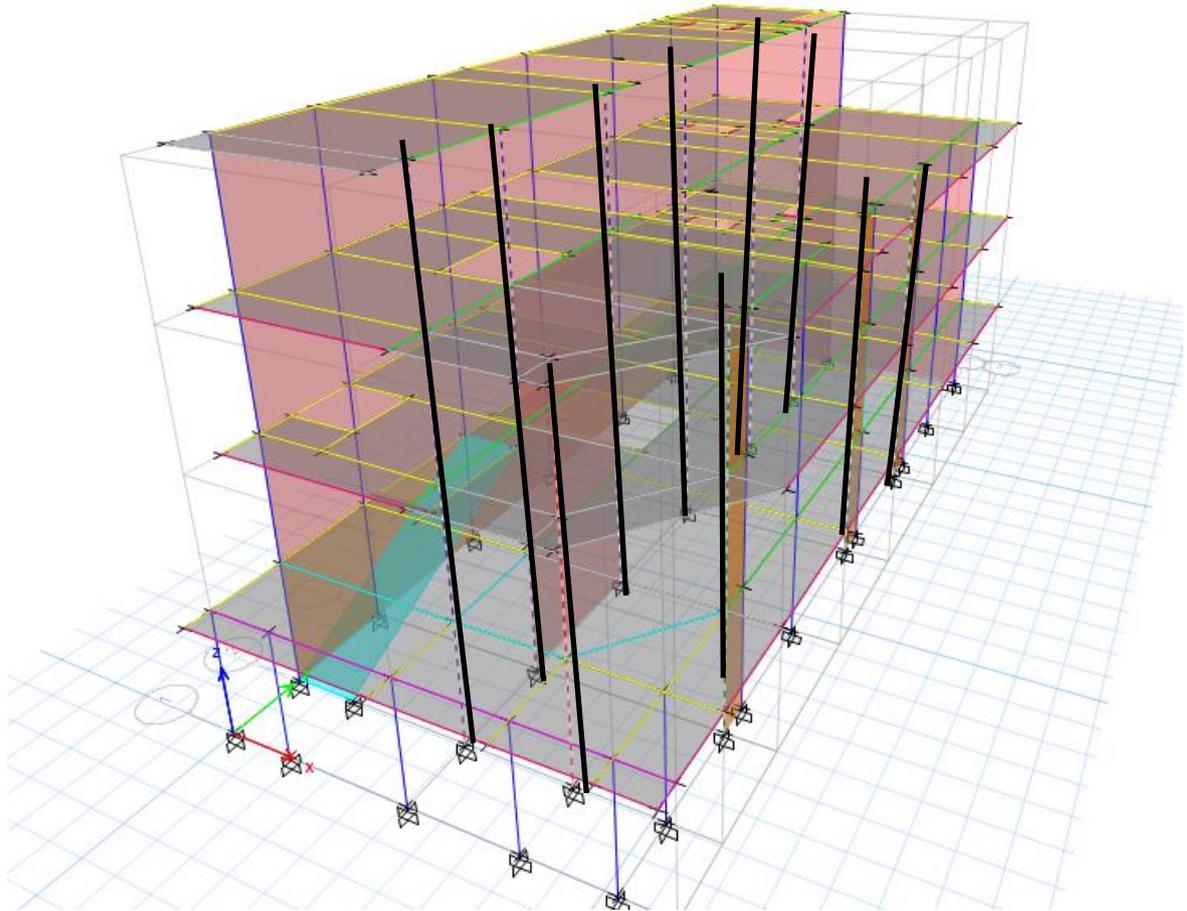


Nota. Elaboración propia

La figura 81 muestra las columnas que serán encamisadas.

Figura 81

Columnas encamisadas (color negro)

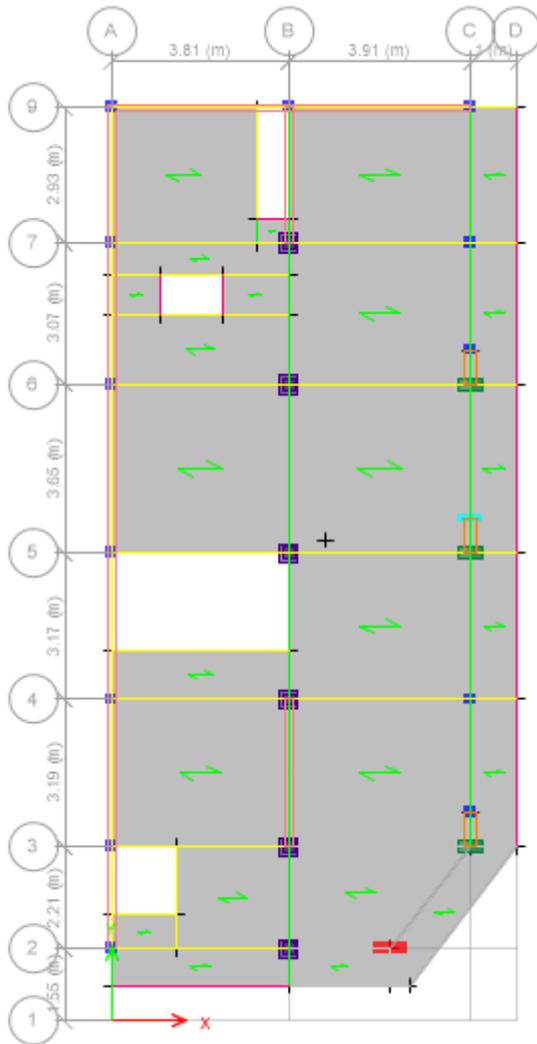


Nota. Elaboración propia

En la figura 82 se aprecia la vista en planta del modelo reforzado con el encamisado.

Figura 82

Vista en planta del modelo reforzado con el encamisado

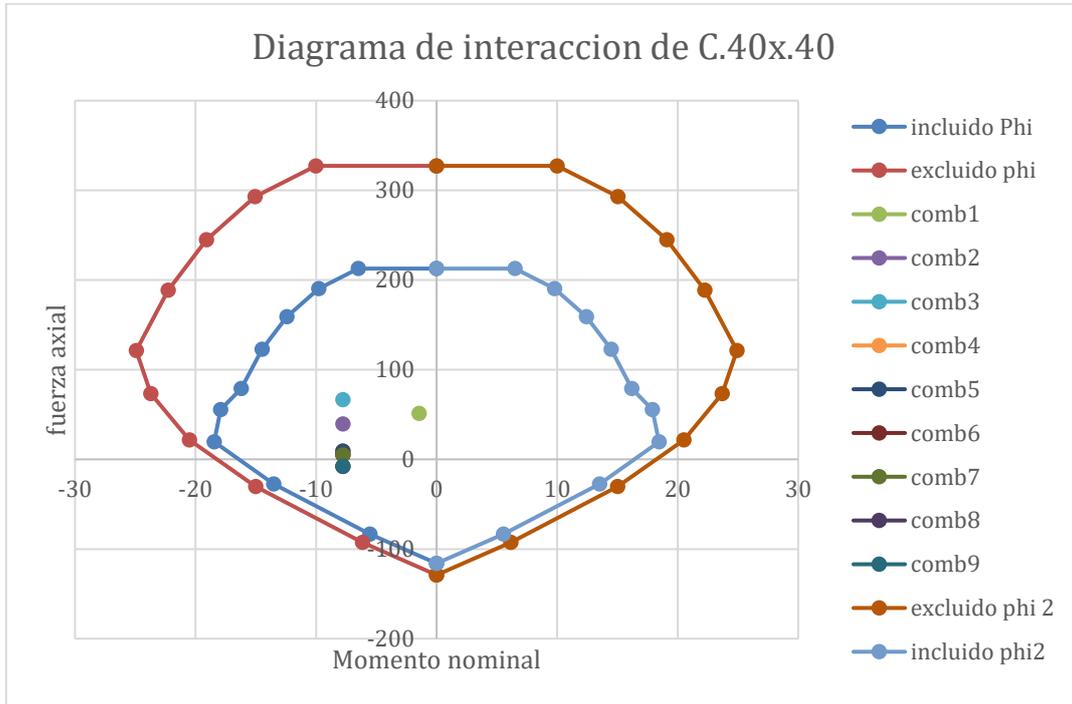


Nota. Elaboración propia

En la figura 83 se muestra el diagrama de interacción de la columna de 40x40 cm.

Figura 83

Diagrama de interacción de C.40x.40



Nota. Elaboración propia

5.5.3. Control de derivas con el encamisado

Una vez definidas las secciones de refuerzo en el modelo, se procedió a verificar si la estructura cumplía con las limitaciones de desplazamiento entre pisos permitidas por la normativa de diseño actual (E 0.30).

Como se puede observar en la figura 84, se logró reducir los desplazamientos entre pisos en comparación con la estructura sin refuerzo, y se obtuvo un valor de deriva menor al límite establecido por la norma E 0.30.

Figura 84

Derivas de entrepiso para el modelo con encamisado de columnas

Story Drifts										
Story	Output Case	Case Type	Step Type	Direction	Drift	Label	X m	Y m	Z m	
Story4	SdinX	LinRespSpec	Max	X	0.00163	40	3.81	0.75	10.4	
Story3	SdinX	LinRespSpec	Max	X	0.001622	61	6.3965	0.75	7.8	
Story2	SdinX	LinRespSpec	Max	X	0.001655	34	5.99	1.55	5.2	
Story1	SdinX	LinRespSpec	Max	X	0.000836	37	1.3	0	2.6	

Nota. Elaboración propia

5.5.4. Comparación del análisis tiempo historia.

La tabla 33 muestra la comparación de las derivas obtenidas en la dirección X de la estructura sin reforzamiento y con reforzamiento mediante el análisis tiempo historia.

Tabla 33

Tabla de comparación de derivas de entrepiso por nivel – Dir. X

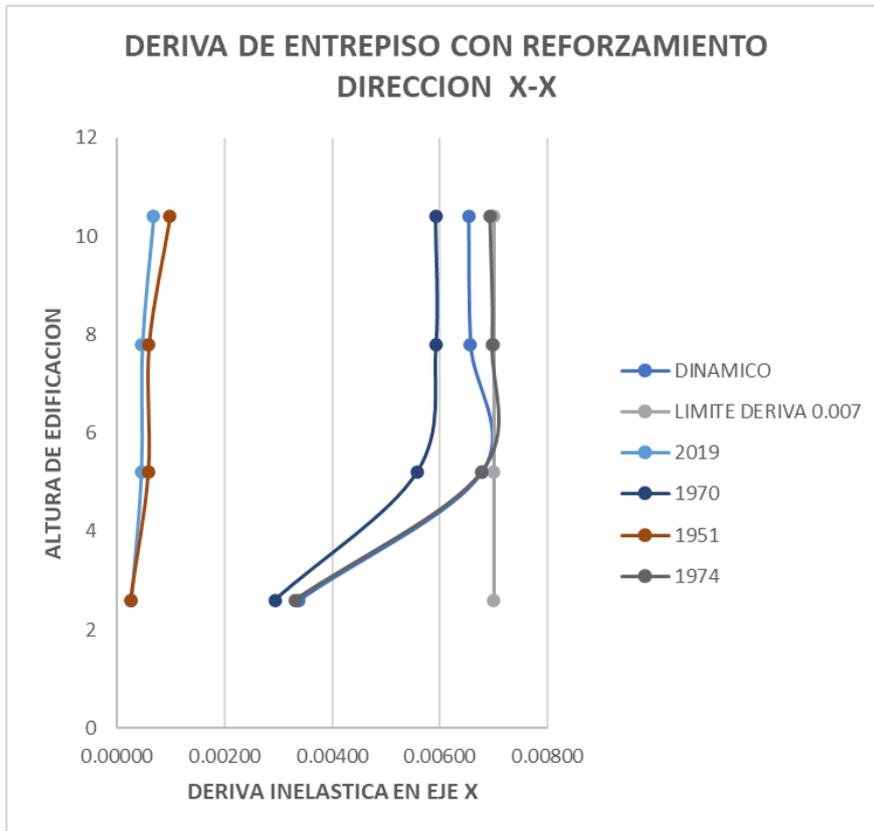
	DIRECCIÓN X						
	SIN			LÍMITE	CON		
	ALTURA	DERIVA EN X	DERIVA INELÁSTICA EN X		PISO	DERIVA EN X	DERIVA INELÁSTICA EN X
DINÁMICO	10.4	0.00563	0.02295	0.007	10.4	0.00160	0.00653
O	7.8	0.00627	0.02557	0.007	7.8	0.00161	0.00657
	5.2	0.00550	0.02245	0.007	5.2	0.00166	0.00678
	2.6	0.00138	0.00562	0.007	2.6	0.00083	0.00339
	1951	10.4	0.00037	0.00152	0.007	10.4	0.00024
1970	7.8	0.00026	0.00105	0.007	7.8	0.00015	0.00060
	5.2	0.00042	0.00170	0.007	5.2	0.00014	0.00058
	2.6	0.00011	0.00045	0.007	2.6	0.00006	0.00026
	1974	10.4	0.00362	0.01477	0.007	10.4	0.00145
1974	7.8	0.00318	0.01296	0.007	7.8	0.00145	0.00593
	5.2	0.00365	0.01487	0.007	5.2	0.00137	0.00558
	2.6	0.00097	0.00397	0.007	2.6	0.00072	0.00294
	2019	10.4	0.00513	0.02093	0.007	10.4	0.00170
2019	7.8	0.00452	0.01843	0.007	7.8	0.00171	0.00698
	5.2	0.00399	0.01628	0.007	5.2	0.00166	0.00677
	2.6	0.00098	0.00398	0.007	2.6	0.00081	0.00330
	2019	10.4	0.00034	0.00137	0.007	10.4	0.00017
2019	7.8	0.00020	0.00081	0.007	7.8	0.00012	0.00047
	5.2	0.00016	0.00065	0.007	5.2	0.00011	0.00045
	2.6	0.00008	0.00033	0.007	2.6	0.00007	0.00027

Nota. Elaboración propia

En la figura 85 se muestra la grafica de derivas en el eje X-X de la estructura reforzada aplicando 4 sismos.

Figura 85

Derivas de la estructura reforzada del sismo de 1951, 1970, 1974 y 2019.



Nota. Elaboración propia

Para el año 1974 la estructura reforzada con encamisado se puede observar que esta soportará tal sismo, teniendo en cuenta la norma E030 que permite un valor máximo de distorsión igual a 0.007 para un sistema aporticado. La edificación reforzada tiene derivas inelásticas con un valor máximo de 0.00698.

La tabla 34 muestra la comparación de las derivas obtenidas en la dirección Y de la estructura sin reforzamiento y con reforzamiento mediante el análisis tiempo historia.

Tabla 34*Tabla de comparación de derivas de entrepiso por nivel – Dir. Y*

	DIRECCIÓN Y						
	SIN REFORZAMIENTO			LÍMITE	CON REFORZAMIENTO		
	ALTURA	DERIV A EN Y	DERIVA INELÁSTI CA EN Y		ALTURA	DERIV A EN Y	DERIVA INELÁS TICA EN Y
DINÁMIC	10.4	0.0013	0.00543	0.00500	10.4	0.00034	0.00138
O		3					
	7.8	0.0027	0.01113	0.00500	7.8	0.00074	0.00300
		3					
	5.2	0.0025	0.01054	0.00500	5.2	0.00086	0.00353
		8					
	2.6	0.0008	0.00346	0.00500	2.6	0.00054	0.00222
		5					
1951	10.4	0.0000	0.00036	0.00500	10.4	0.00006	0.00022
		9					
	7.8	0.0001	0.00050	0.00500	7.8	0.00007	0.00029
		2					
	5.2	0.0001	0.00067	0.00500	5.2	0.00007	0.00027
		6					
	2.6	0.0000	0.00020	0.00500	2.6	0.00004	0.00016
		5					
1970	10.4	0.0006	0.00278	0.00500	10.4	0.00023	0.00092
		8					
	7.8	0.0013	0.00541	0.00500	7.8	0.00052	0.00213
		3					
	5.2	0.0014	0.00603	0.00500	5.2	0.00059	0.00239
		8					
	2.6	0.0003	0.00143	0.00500	2.6	0.00030	0.00122
		5					

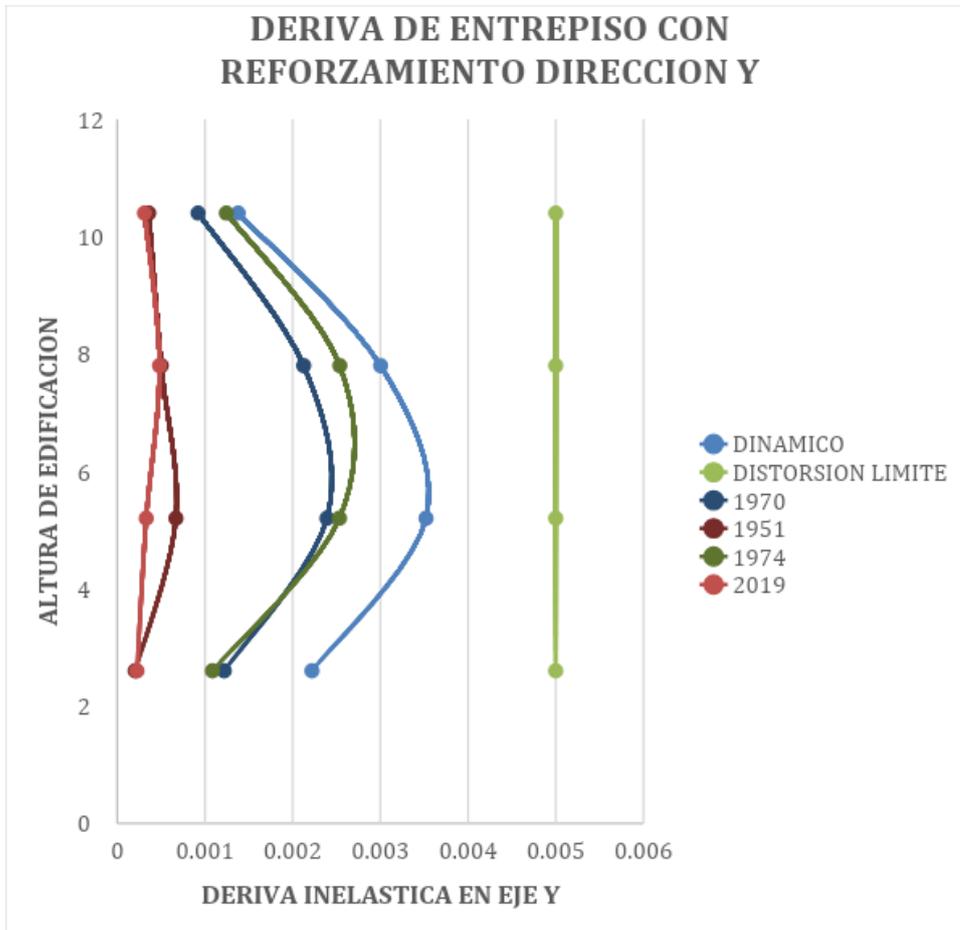
1974	10.4	0.00095	0.00386	0.00500	10.4	0.00031	0.00124
	7.8	0.00183	0.00746	0.00500	7.8	0.00062	0.00254
	5.2	0.00163	0.00666	0.00500	5.2	0.00062	0.00253
	2.6	0.00036	0.00149	0.00500	2.6	0.00027	0.00109
2019	10.4	0.00008	0.00031	0.00500	10.4	0.00004	0.00014
	7.8	0.00012	0.00048	0.00500	7.8	0.00007	0.00027
	5.2	0.00008	0.00033	0.00500	5.2	0.00007	0.00029
	2.6	5.50E-05	0.0002244	0.005	2.6	4.40E-05	0.00018

Nota. Elaboración propia

En la figura 86 se muestra la gráfica de derivas en el eje Y-Y de la estructura reforzada aplicando 4 sismos.

Figura 86

Derivas de la estructura reforzada del sismo de 1951, 1970, 1974 y 2019.



Nota. Elaboración propia

Para el año 1974 la estructura reforzada con encamisado se puede observar que esta soportará tal sismo, teniendo en cuenta la norma E030 que permite un valor máximo de distorsión igual a 0.005 para un sistema aperticado. La edificación reforzada tiene derivas inelásticas con un valor máximo de 0.00254

CAPITULO 6: DISCUSION DE RESULTADOS

6.1 Análisis comparativo de la edificación con y sin la implementación del encamisado de columnas

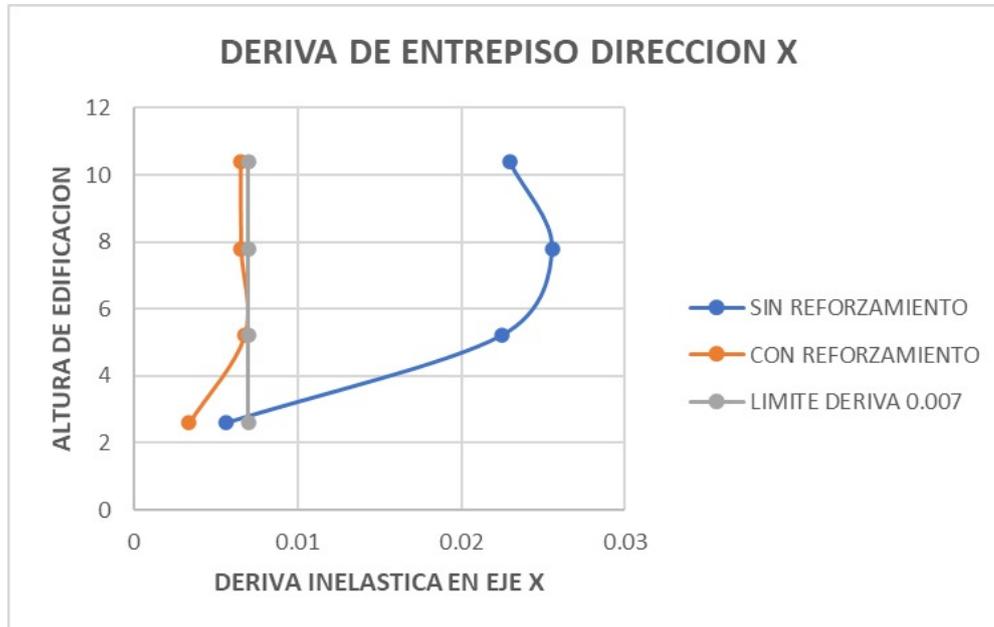
Una vez que se han realizado los análisis de la edificación y se ha completado el proceso de diseño del refuerzo, se procedió a analizar la edificación con la implementación del encamisado de concreto para asegurar que cumpla con los requisitos establecidos en la norma E 030 de diseño sismorresistente.

6.1.1 Comparación de las Derivas de la Estructura con y sin Refuerzo Sismo en Dirección X:

Se llevó a cabo una comparación de las deformaciones entre los diferentes niveles de la estructura que fue reforzada con el encamisado de concreto armado y la estructura que no recibió refuerzo sísmico. Se pudo observar que la deformación entre los pisos del edificio reforzado es menor que el límite permitido por la Norma Técnica Peruana E.030. La reducción máxima alcanzada en las deformaciones es del 71.54%. (Ver Figura 87)

Figura 87

Derivas en Dirección X



Nota. Elaboración propia

Las distorsiones máximas de entrepiso en la edificación variaron después del reforzamiento sísmico, resultando hasta un 74.31% de reducción en la dirección X. (Ver Tabla 35)

Tabla 35

Porcentaje de reducción de derivas de entrepiso por nivel – Dir. X

PORCENTAJE DE REDUCCIÓN DE DERIVAS POR			
NIVEL			
NIVEL	Estructura sin reforzamiento	Estructura con reforzamiento	Reducción (%)
Nivel 4	0.022954	0.006532	71.54
Nivel 3	0.025565	0.006569	74.31
Nivel 2	0.022448	0.006781	69.79
Nivel 1	0.005622	0.003386	39.77

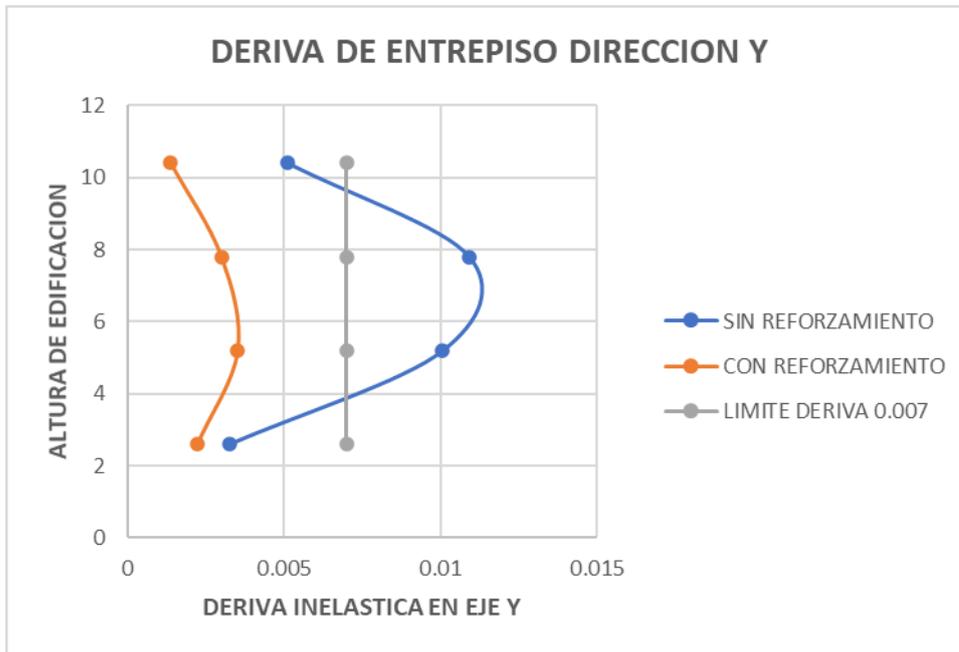
Nota. Elaboración propia

Sismo en Dirección Y:

La comparación de las distorsiones máximas inelásticas entre la edificación reforzada y la edificación sin reforzar. Se tiene que las distorsiones de entre pisos para la edificación reforzada es menor que la permitida por la Norma Técnica Peruana E.030 cumpliéndose en la dirección Y. La reducción en su punto máximo es del 73.11%. (Ver Figura 88)

Figura 88

Derivas de entrepiso - Dirección Y



Nota. Elaboración propia

Las distorsiones máximas de entrepiso en la edificación variaron después del reforzamiento sísmico, resultando hasta un 73.11% de reducción en la dirección Y. (Ver Tabla 36)

Tabla 36

Porcentaje de reducción de derivas de entrepiso por nivel – Dir. Y

PORCENTAJE DE REDUCCIÓN DE DERIVAS POR NIVEL			
NIVEL	Estructura sin reforzamiento	Estructura con reforzamiento	Reducción (%)
Nivel 4	0.005435	0.001379	74.62
Nivel 3	0.011134	0.003003	73.03
Nivel 2	0.010539	0.003525	66.55
Nivel 1	0.003464	0.002220	35.92

Nota. Elaboración propia

6.2 Contrastación de hipótesis

6.2.1 Contrastación de hipótesis general

Se ha determinado que la técnica de encamisado de columnas de concreto armado en una vivienda autoconstruida en el distrito de San Juan de Miraflores representa una sólida opción de refuerzo desde un punto de vista técnico. Este método aporta una mayor resistencia a los elementos estructurales sin generar un impacto significativo en la geometría original de la estructura. Se ha confirmado que el encamisado mejora la capacidad de la estructura para resistir un sismo, incrementando la rigidez y la capacidad de amortiguación del sistema, lo que ha resultado en una reducción sustancial de los desplazamientos y las deformaciones entre los diferentes niveles de la vivienda. En resumen, se ha comprobado que se cumple con la hipótesis inicialmente planteada.

6.2.2 Contrastación de hipótesis específica 1

Mediante el método de Benedetti y Petrini realizado a la vivienda para conocer su vulnerabilidad, se determinó que la vivienda en mención tiene un valor de 40.72% la cual es mayor a 40% indicando que la edificación tiene una vulnerabilidad sísmica alta, por lo que es necesario un análisis computacional para su posterior reforzamiento estructural con encamisado de columnas. Con estos resultados se cumple la hipótesis específica 1

6.2.3 Contrastación de hipótesis específica 2

Según el análisis sísmico realizado en el modelo de la edificación, se encontró que no se cumplían los parámetros exigidos por la normativa sismorresistente actual, ya que se obtuvieron derivas cuyo valor máximo es 0.02557 ubicada en el tercer piso en la dirección X la cual es mayor a 0.007. Por otro lado, en la dirección Y se presentó derivas cuyo valor máximo es 0.01113 en el tercer piso la cual es mayor a 0.005 según la norma E 030. Es por ello que, con estos resultados, se cumple la hipótesis específica 2.

6.2.4 Contrastación de hipótesis específica 3

Tras el análisis sísmico realizado en el modelo de la edificación con la implementación del refuerzo, se observó que se cumplían los requisitos de la normativa sismorresistente vigente, que limita las derivas a un máximo de 0.007 en la dirección X y en la dirección Y con un valor de 0.005 mostrándose una reducción de hasta un 70% en las distorsiones. Además, los elementos verticales y horizontales no fallan frente a cargas sísmicas y gravitacionales. Estos resultados indican una significativa reducción en los desplazamientos y el cumplimiento de la hipótesis planteada.

CONCLUSIONES

1. La conclusión clave es que es esencial fortalecer las columnas de la estructura para mejorar su capacidad de resistencia ante las nuevas fuerzas sísmicas. Esta recomendación se basa en el análisis de vulnerabilidad sísmica realizado mediante la metodología de Benedetti y Petrini, que identificó una alta vulnerabilidad de la vivienda ante posibles terremotos.
2. Los tiempos de vibración de la estructura sin reforzar son de 0.735 segundos, 0.271 segundos y 0.198 segundos para los tres primeros modos de vibración, lo que indica una falta de rigidez en la estructura del edificio.
3. Según el análisis teórico de la capacidad de resistencia a la flexión y compresión del refuerzo, el revestimiento de concreto proporciona una gran resistencia. Esto se hizo evidente al examinar el diagrama de interacción para la sección de la columna revestida, lo que resultó en una alta resistencia tanto a la compresión como a la flexión. Esto se debió a la generosa cantidad de concreto armado utilizada para reforzar las columnas.
4. El refuerzo estructural demostró ser eficaz en la reducción de los desplazamientos y las deformaciones entre pisos en el sistema analizado. Esto significa que, en caso de un terremoto, se reducirían significativamente los daños potenciales en la estructura de la vivienda.

RECOMENDACIONES

1. Se recomienda evitar la construcción de viviendas en áreas de alta vulnerabilidad sísmica que presenten terrenos accidentados, como zonas rellenas o pendientes pronunciadas. También es importante considerar el tipo de suelo.
2. Se recomienda el encamisado de concreto armado como reforzamiento cuando las condiciones lo ameriten, ya que el costo de esta alternativa es bajo en comparación a otros métodos, pero reduce espacio de los ambientes, genera ruidos, polvo, desmante y acarreo de material.
3. Se aconseja optimizar las dimensiones de los elementos estructurales teniendo en cuenta la distribución de los desplazamientos entre pisos en el edificio. Esto puede lograrse diseñando los elementos para soportar el desplazamiento máximo en un conjunto de niveles, evitando así un sobredimensionamiento innecesario y una mayor carga gravitacional.
4. Para que el revestimiento de concreto armado cumpla su función estructural de manera efectiva, es esencial prestar especial atención al proceso de construcción. La unión entre el concreto antiguo y el nuevo debe ser cuidadosa para garantizar que la sección funcione como una sola unidad y transmita adecuadamente las fuerzas a lo largo del elemento.
5. Como recomendación académica, se puede plantear otro tipo de reforzamientos más modernos como el uso de placas de fibra de carbono pues este no reduce el espacio de los ambientes y resulta una opción rápida a diferencia del encamisado de columnas.

REFERENCIAS

- Andrade, M. y Carrasco, R. (2021). *Estudio del Nivel de Desinformación sobre el Uso del Ladrillo Pandereta en la Construcción de Edificaciones de Albañilería Confinada en la Urbanización Jardín III Etapa, Sullana, Piura*. Piura. [Tesis de pregrado, Universidad Privada del Norte, Piura-Perú].
- Apaza, K. y Taboada, R. (2020). *Plan de Mitigación del Riesgo Sísmico Para la Mejora del Desempeño Estructural de las Edificaciones Informales*. [Tesis de pregrado, Universidad Ricardo Palma, Lima-Perú].
<https://repositorio.urp.edu.pe/handle/20.500.14138/3896>
- Canahualpa, E. et al. (2021). *El problema de la autoconstrucción en Lima Metropolitana*.
<https://repositorio.ulima.edu.pe/handle/20.500.12724/14420>
- Casas, A. (2020). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en viviendas autoconstruidas de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones en el A.H. San José, distrito de San Martín de Porres*. [Tesis de pregrado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, Lima-Perú].
<https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/648665>
- Cotera, R. (2019). *La Informalidad en las Construcciones como Factor Determinante de la Vulnerabilidad Física en las Viviendas*. [Tesis de pregrado, Universidad Peruana de los Andes, Huancayo-Perú].
<https://repositorio.upla.edu.pe/handle/20.500.12848/1696>
- Echevarría, J. y Monroy, M. (2021). *Aplicación del método de índice de vulnerabilidad (Benedetti & Petrini) para evaluación de edificaciones de mampostería no reforzada en el barrio Surinama*. [Tesis de pregrado, Universidad Santo Tomás, Bogotá-Colombia].
<https://repository.usta.edu.co/handle/11634/33800?show=full>
- Hernández, R., Fernández, C. y Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación (6a. ed.)*. México D.F.: McGraw-Hill.
- Martinez, E. (2018). *Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas autoconstruidas en el p.j. primero de mayo sector i - Nuevo Chimbote*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional del Santa, Nuevo Chimbote-Perú].
<https://repositorio.uns.edu.pe/handle/20.500.14278/3177>

- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2017). *Incorporación de la Gestión de Riesgos de Desastres en los Instrumentos de Planificación Urbana*. Lima, Perú.
<https://www.gob.pe/vivienda>
- Mora, J. (2017). *Estudio de la vulnerabilidad sísmica en viviendas de uno y dos pisos de mampostería confinada en el barrio San Judas Tadeo II en la ciudad de Santiago de Cali*. [Tesis de pregrado, Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá-Colombia].
<https://repository.unimilitar.edu.co/handle/10654/16248>
- Murillo, W. (2008). *La investigación científica*. Consultado el 18 de abril de 2008 de
<http://www.monografias.com/trabajos15/invest-científica/invest-científica.shtm>
- Obregón, K. y Pablo, J. (2019) *Estudio de vulnerabilidad sísmica y mitigación de desastres en las viviendas construidas mediante albañilería confinada en el aa.hh. “el Carmen” Huaura, 2018*. [Tesis de pregrado, Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, Huacho-Perú].
- Portilla, L. y Ramirez, J. (2019). *Vulnerabilidad sísmica de viviendas autoconstruidas en la Av. Velasco Alvarado del distrito de San Juan de Miraflores – Lima – Perú*. [Tesis de pregrado, Universidad de San Martín de Porres, Lima-Perú].
<https://repositorio.usmp.edu.pe/handle/20.500.12727/9393?show=full>
- Quezada, S. (2019). *Fallas más comunes en sistemas estructurales de ductilidad limitada en viviendas de hasta dos pisos en zonas sísmicas altas*. [Tesis de pregrado, Universidad Técnica de Machala, Machala-Ecuador].
<http://repositorio.utmachala.edu.ec/handle/48000/14514>
- Rivas, A. (2019). *Análisis de autoconstrucción: propuesta para viviendas en la zona rural del cantón Cuenca*. [Tesis de pregrado, Universidad Católica de Cuenca, Cuenca-Ecuador].
<https://dspace.ucacue.edu.ec/items/fade770e-5191-413f-aec9-4cc222bf68c7>
- Tamayo, M. (2007). *El proceso de la investigación científica; incluye glosario y manual de evaluación de proyectos (4a. ed.)*. Guadalajara, Editorial Limusa.
- Tisnado, J. (2017). *La autoconstrucción y su incidencia sobre los perjuicios ocasionados a los ocupantes del Asentamiento Humano Señor de los Milagros 2da zona Collique-Lima 2017*. [Tesis de pregrado, Universidad César Vallejo, Lima-Perú].
<https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/14388>
- UNASUR. (2016). *La Gestión de Riesgos de Desastres en COSIPLAN: Metodología y aplicación en infraestructura de Chile y Perú*. Lima, Perú.

<https://www.iirsa.org/>

Vargas, J. (2019). *Evaluación de la vulnerabilidad sísmica aplicando el método italiano para determinar el riesgo sísmico en las viviendas de adobe de la quinta los virreyes del Rímac*. [Tesis de pregrado, Universidad de San Martín de Porres, Lima-Perú].

<https://repositorio.usmp.edu.pe/handle/20.500.12727/5985>

ANEXOS

Anexo A: Matriz de Consistencia

TÍTULO: Análisis de la vulnerabilidad de una vivienda autoconstruida de 3 pisos incorporando encamisado de columnas para mitigar el riesgo sísmico en San Juan de Miraflores					
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS GENERAL	VARIABLE INDEPENDIENTE	INDICADORES	METODOLOGIA
¿Cómo analizar la vulnerabilidad de una vivienda autoconstruida de 3 pisos incorporando encamisado de columnas para mitigar el riesgo sísmico en San Juan de Miraflores?	Analizar la vulnerabilidad de una vivienda autoconstruida de 3 pisos incorporando encamisado de columnas para mitigar el riesgo sísmico en San Juan de Miraflores.	Un método de mitigación adecuado como el encamisado de columnas lograría reducir los riesgos provocados por los sismos en viviendas autoconstruidas en el distrito de San Juan de Miraflores	Encamisado de columnas	Analisis de Vulnerabilidad	<u>METODO DE INVESTIGACIÓN</u> Cuantitativa <u>TIPO DE INVESTIGACIÓN</u> Aplicada <u>NIVEL DE INVESTIGACIÓN</u> Descriptiva
PROBLEMAS ESPECIFICOS	OBJETIVOS ESPECIFICOS	HIPOTESIS ESPECIFICAS	VARIABLE DEPENDIENTE	INDICADORES	METODOLOGIA
¿Cómo obtener el diagnóstico de vulnerabilidad de una vivienda autoconstruida?	Obtener el diagnóstico de vulnerabilidad de la vivienda autoconstruida	Un diagnóstico de vulnerabilidad ayudaría a reconocer si una vivienda necesita un análisis sísmico.	Vivienda Autoconstruida	Condiciones de la Vivienda	<u>DISEÑO DE INVESTIGACIÓN</u> Transversal <u>POBLACIÓN</u> Viviendas de autoconstruidas existentes en San Juan de Miraflores
¿Cómo modelar la vivienda autoconstruida ante un sismo severo en el software ETABS?	Modelar la vivienda autoconstruida ante un sismo severo en el software ETABS	Un analisis de vulnerabilidad en el modelado nos daría una idea mas claro del riesgo que presenta una vivienda autoconstruida		Materiales y diseño idoneos	<u>MUESTRA</u> Vivienda elegida <u>TÉCNICA</u> Observación participante de tipo estructurada y análisis documental
¿Cómo diseñar la vivienda mejorada con el reforzamiento de elementos estructurales tales como el encamisado de columnas?	Diseñar la vivienda mejorada con el reforzamiento de elementos estructurales que requieran, como el encamisado de columnas.	Incorporando el encamisado de columnas u otros reforzamientos se podría mitigar el riesgo sísmico en una vivienda autoconstruida.			

Anexo C: Presupuesto

N°	Item	Costo Parcial (S/.)	Cantidad	Costo Total (S/.)
1	Matricula TITES	300	2	600
2	Curso TITES	6600	2	13200
3	Servicio de internet	55	6	330
4	Utiles de escritorio	50	2	100
5	Transporte local	35	6	210
6	Laptop	3000	2	6000
7	Servicio de luz	40	6	240
8	Software a utilizar	200	2	400
9	Libros	70	6	420
10	Impresiones finales	200	1	200

TOTAL	21700
-------	-------

