

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR
GIRALDEZ EN SUELOS INTERMEDIOS EN EL DISTRITO
DE HUANCAYO-JUNIN 2020**

PRESENTADO POR:

Bach.MAYTA VILLAVICENCIO, Jesus Manuel

**Linea de investigación institucional:
Transporte y Urbanismo**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

**Huancayo - Perú
2023**

DEDICATORIA

Dedico el siguiente trabajo, a mis padres, por enseñarme a ser paciente y perseverante y a todos aquellos que de alguna manera me apoyaron en la realización de esta tesis.

AGRADECIMIENTO

A mis padres, a los señores docentes de mi facultad, al gerente durante mis primeros pasos en la empresa, y a todos aquellos partícipes de esta investigación.

A la Universidad Peruana Los Andes y a su escuela profesional de Ingeniería civil.

El autor



CONSTANCIA DE SIMILITUD

N ° 0051 - FI -2024

La Oficina de Propiedad Intelectual y Publicaciones, hace constar mediante la presente, que la TESIS; Titulado:

DESEMPEÑO SISMICO DEL EDIFICIO MULTIFAMILIAR GIRALDEZ EN SUELOS INTERMEDIOS EN EL DISTRITO DE HUANCAYO – JUNIN 2020

Con la siguiente información:

Con Autor(es) : BACH. MAYTA VILLAVICENCIO JESUS MANUEL
Facultad : INGENIERÍA
Escuela Académica : INGENIERÍA CIVIL
Asesor(a) : ING. ORDOÑEZ CAMPOSANO VLADIMIR

Fue analizado con fecha 23/01/2024; con 147 págs.; con el software de prevención de plagio (Turnitin); y con la siguiente configuración:

Excluye Bibliografía.

X

Excluye citas.

X

Excluye Cadenas hasta 20 palabras.

X

Otro criterio (especificar)

El documento presenta un porcentaje de similitud de 23 %.

En tal sentido, de acuerdo a los criterios de porcentajes establecidos en el artículo N°15 del Reglamento de uso de Software de Prevención de Plagio Versión 2.0. Se declara, que el trabajo de investigación: **Si contiene un porcentaje aceptable de similitud.**

Observaciones:

En señal de conformidad y verificación se firma y sella la presente constancia.

Huancayo, 23 de enero de 2024.



MTRA. LIZET DORIELA MARTARI MINCAMI
JEFA

Oficina de Propiedad Intelectual y Publicaciones

CONTENIDO

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
CONSTANCIA DE SOFTWARE TURNITING	IV
CONTENIDO	V
RESUMEN	XII
ABSTRACT	XIII
INTRODUCCIÓN	1
1. CAPITULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1. Descripción de la realidad problemática	3
1.2. Delimitación del problema	5
1.2.1. Delimitación espacial	5
1.2.2. Delimitación temporal	6
1.2.3. Delimitación conceptual o temática	6
1.3. Formulación del problema	6
1.3.1. Problema general	6
1.3.2. Problemas específicos	6
1.4. Justificación	7
1.4.1. Justificación social	7
1.4.2. Teórica	7
1.4.3. Metodológica	8
1.5. Objetivos	8
1.5.1. Objetivo general	8
1.5.2. Objetivos específicos	8
2. CAPITULO II. MARCO TEÓRICO	9
2.1. Antecedentes del estudio	9
2.1.1. Antecedentes Internacionales:	9
2.1.2. Antecedentes Nacionales:	13
2.2. Bases teóricas:	16
2.2.1. Características de la estructura	16
2.2.2. Criterios de diseño	18
2.2.3. Normas aplicables	18
2.2.4. Parámetros de diseño	19
2.2.5. Criterios de diseño sismoresistente	20
2.2.6. Diseño de muro de corte	41
2.2.7. Análisis no lineal	48
2.2.8. Procedimientos estáticos no lineales.	59
2.2.9. Procedimientos dinámicos (análisis no lineal tiempo-historia)	62
2.3. Marco conceptual	70
3. CAPÍTULO III. HIPÓTESIS	71
3.1. Hipótesis general	71
3.2. Hipótesis específicas	71
3.3. Variables	72

3.3.1. Operacionalización de Variables	74
4. CAPITULO III. METODOLOGÍA	75
4.1. Método de investigación	75
4.2. Tipo de investigación	75
4.3. Nivel de investigación	75
4.4. Diseño de investigación	76
4.5. Población y muestra.	76
4.5.1. Población	76
4.5.2. Muestra	76
4.6. Técnica e instrumento de recolección de datos	76
4.6.1. Técnicas de recolección de datos	76
4.6.2. Instrumentos de recolección de datos	77
4.7. Técnica de procesamiento y análisis de datos	77
4.7.1. Métodos de análisis de datos:	77
4.8. Aspectos éticos de la investigación	78
5. CAPITULO IV. RESULTADOS	79
5.1. Descripción arquitectónica del proyecto de investigación:	79
5.1.1. Programa arquitectónico:	79
5.1.2. Criterios de diseño sísmoresistente	88
5.1.3. Diseño de muro de corte	105
5.2. Prueba de hipótesis	112
5.2.1. Calibración de los elementos estructurales	112
5.2.2. Dinámica del sistema estructural bajo sismo	119
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	124
CONCLUSIONES	125
RECOMENDACIONES	127
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	128
ANEXOS	131
Matriz de consistencia	132
Matriz de operacionalización de variables	133

CONTENIDO DE TABLAS

Tabla 1: Secciones de vigas y columnas.	17
Tabla 2: <i>Cortante Basal</i>	27
Tabla 3: Máxima deriva registrada por diafragma en el eje de análisis X e Y.	28
Tabla 4: Relación de la máxima derivas respecto a la deriva media, ratio de excentricidad por deriva para la irregularidad torsional para la dirección de análisis en X.	29
Tabla 5: Refuerzo estructural requerido obtenidos para el momento y fuerza cortante, en la cara del apoyo (muro estructural).	40
Tabla 6: Parámetros sísmicos.....	41
Tabla 7: Predimensionamiento Estructural en X.....	42
Tabla 8: Predimensionamiento Estructural en Y.....	42
Tabla 9: Espesores tentativos (ep) y Longitud de muro (Lp) mínimos requerido.....	42
Tabla 10: Resultados Finales Por Envolvente En La Base De Las Tres Placas Propuestas En El Modelos, En La Dirección Y.	43
Tabla 11: Parámetros del ensayo Birely y Lehman.....	55
Tabla 12: Operacionalización de variables	74
Tabla 13: <i>Cortante Basal</i>	91
Tabla 14: Modos de vibración de acuerdo con los grados de libertad que toman en cuenta, Además se resalta los periodos de vibraciones fundamentales por eje y la masa participativa mínima de 90 % exigida en la norma. ...	95
Tabla 15: Máxima deriva registrada por diafragma en el eje de análisis X e Y.	96
Tabla 16: Relación de la máxima derivas respecto a la deriva media, ratio de excentricidad por deriva para la irregularidad torsional para la dirección de análisis en X.	97
Tabla 17: Relación de la máxima derivas respecto a la deriva media, ratio de excentricidad por deriva para la irregularidad torsional para la dirección de análisis en Y.	99
Tabla 18: Refuerzo estructural requerido obtenidos para el momento y fuerza cortante, en la cara del apoyo (muro estructural).	105
Tabla 19: Parámetros sísmicos.....	105
Tabla 20: Predimensionamiento Estructural en X.....	106
Tabla 21: Predimensionamiento Estructural en Y.....	106
Tabla 22: Espesores tentativos (ep) y Longitud de muro (Lp) mínimos requerido.....	106
Tabla 23: Resultados Finales Por Envolvente En La Base De Las Tres Placas Propuestas En El Modelos, En La Dirección Y.	107
Tabla 24: Parámetros del ensayo Birely y Lehman.....	114
Tabla 25: Calibración del ensayo Experimental en SAP 2000.....	117

CONTENIDO DE FIGURAS

Figura 1: Vista en planta del nivel típico.....	17
Figura 2: Espectro de respuesta sísmica con $r = 1$	21
Figura 3: Espectro de demanda deducida a partir del espectro de aceleración como lo exige la publicación de: FEMA440 Y ASCE 7-16	22
Figura 4: Vista general del modelo estructural del módulo. Los elementos no estructurales fueron ingresados como cargas permanentes.....	24
Figura 5: Vista general del modelo estructural del módulo sistémico analizado. Nótese la disposición de sus elementos característicos (columnas y vigas).....	25
Figura 6: <i>Vista de la planta típica de la estructura analizada.</i>	26
Figura 7: <i>Vista en elevación del módulo sistémico analizado. En esta vista se muestra las columnas y vigas típicas consideradas en el diseño.</i>	26
Figura 8: <i>Especificaciones en ETABS v19 para concreto de 3000 PSI o 210 Kg/cm² y acero de grado 60 Ksi o 4200Kg/cm².</i>	30
Figura 9: <i>Diagrama de momento flector (tonf-m) en el pórtico del eje 02 fin de poder realidad las disposiciones de diseño, con la cuantía intervalo de 1% al 6%</i>	32
Figura 10: <i>Las áreas de acero requeridas en el pórtico 02 para el diseño en columnas</i>	33
Figura 11: <i>La definición de la columna 40x40 cm (nomenclatura según planos)</i>	34
Figura 12: <i>Diagrama de interacción de la columna de 40x70 en verificación al punto de carga axial y a los dos momentos respecto a sus ejes locales ortogonales a su longitud</i>	34
Figura 13: <i>Confinamiento del acero de refuerzo por corte transversal</i>	36
Figura 14: <i>Diagrama de fuerzas cortantes para c 40x100 (nomenclatura según planos)</i>	37
Figura 15: <i>Diagrama de momento flector y fuerza cortante máximos para viga hallados en el análisis estructural. (Viga crítica 0.40x0.60)</i>	38
Figura 16: <i>Conjunto de diagramas de momento flector del eje F, para resaltar los momentos flectores como resultado del análisis estructural con fines de diseño de las vigas críticas</i>	39
Figura 17: <i>Confinamiento del acero de refuerzo transversal</i>	41
Figura 18: <i>Diagrama de fuerza cortante para los muros de corte o placas por envolvente</i>	44
Figura 19: <i>Diagrama de momento flector para los muros de corte o placas por envolvente</i>	45
Figura 20: <i>Diagrama de momento flector y fuerza cortante para P1 (Wall 1) – Placa del eje 2 (ETABS).</i>	46
Figura 21: <i>Deformación al primer modo de vibración asociado principalmente al eje X, con un periodo fundamental de $T = 0.6651s$</i>	46
Figura 22: <i>Diagrama de momento flector para P3 (Wall 3) – Placa del eje B (ETABS)</i>	47
Figura 23: <i>Diagrama de momento flector para P4 (Wall 4) – Placa del eje 2 (ETABS)</i>	47
Figura 24: <i>Parámetros No-Lineales del concreto</i>	48
Figura 25: <i>Parámetros No-Lineales del acero</i>	49
Figura 26: <i>Patrón de desplazamiento asignados al modelo numérico</i>	50
Figura 27: <i>Diagrama histerético para el ensayo Noshu, Stanton and MacRae 1996, No.1 (PEER DataBase – California University at Berkeley)</i>	51

Figura 28: Totales de caso estáticos No-Lineales generados para la simulación y calibración	51
Figura 29: Discretización del concreto y las varillas de refuerzo en la sección transversal de la columna más cargada para ser calibrarlo.....	52
Figura 30: Discretización del concreto y las varillas de refuerzo en la sección transversal de la columna más cargada para ser calibrarlo.....	53
Figura 31: Deformación del último caso estático No-Lineal que genera la rótula plástica en la base	53
Figura 32: Azul: patrón histerético PEER-Nosho, Naranja: Modelo sin calibrar aun de la columna	54
Figura 33: Calibración de los parámetros No-Lineales del ensayo para la columna más cargada en ETABS	55
Figura 34: Modelamiento del muro en SAP 2000	56
Figura 35: Modelamiento del muro mediante elementos tipo Shell Layered Nonlinear en SAP2000.....	57
Figura 36: Patrón de movimiento.....	58
Figura 37: Curva de capacidad estructural, en el eje de análisis X	59
Figura 38: Resultados del análisis del espectro de demanda y espectro de capacidad en el eje de análisis X, de acuerdo al formato de FEMA440.	60
Figura 39: Curva de capacidad estructural, en el eje de análisis Y	61
Figura 40: Resultados del análisis del espectro de demanda y espectro de capacidad en el eje de análisis Y, de acuerdo al formato de FEMA440.	61
Figura 41: Procedimiento de escalamiento de espectros de respuesta en función al espectro de diseño de la normatividad E030 del reglamento nacional de ediciones (2018).....	63
Figura 42: Espectro de respuesta para escalar los espectros resultantes de los registros acelerográficas de cada componente y los tres registros escogidos	63
Figura 43: Componente EW, NS, del registro acelerográfico de Pisco (2007).....	64
Figura 44: Componente EW, NS, del registro acelerográfico de Tarapacá (2005).....	65
Figura 45: Componente EW, NS, del registro acelerográfico de Valparaíso (1985).....	66
Figura 46: Desplazamiento máximo en la dirección de análisis X e Y, por efectos del análisis No lineal Tiempo - Historia.....	68
Figura 47: Distorsión de entrepiso máximo en la dirección de análisis X e Y, por efectos del análisis No lineal Tiempo - Historia	69
Figura 48: Planta sótano	80
Figura 49: Primera planta	81
Figura 50: Segunda planta	82
Figura 51: 4°, 6°, 8°, 10°, 12° Plantas.....	83
Figura 52: 3°,5°, 7°, 9°, 11° Plantas.....	84
Figura 53: 13° Planta.....	85
Figura 54: 14° Planta.....	86
Figura 55: 14° Planta.....	87
Figura 56: Vista general del modelo estructural del módulo. Los elementos no estructurales fueron ingresados como cargas permanentes.	88

Figura 57: Vista general del modelo estructural del módulo sistémico analizado. Nótese la disposición de sus elementos característicos (columnas y vigas)	89
Figura 58: Vista de la planta típica de la estructura analizada.	90
Figura 59: Vista en elevación del módulo sistémico analizado. En esta vista se muestra las columnas y vigas típicas consideradas en el diseño.	90
Figura 60: <i>Deformación al primer modo de vibración asociado principalmente al eje Y, con un periodo fundamental de $T = 0.8493s$</i>	92
Figura 61: <i>Deformación al primer modo de vibración asociado principalmente al eje X, con un periodo fundamental de $T = 0.6651s$</i>	92
Figura 62: <i>Deformación al primer modo de vibración asociado principalmente al eje Y, con un periodo fundamental de $T = 0.4849 s$</i>	93
Figura 63: <i>Ratio de derivas en la dirección de análisis de X respecto al ratio 1.30 permisible y la ratio de 1.50 como máximo.</i>	98
Figura 64: <i>Máxima deriva registrada respecto a la deriva permisible para concreto reforzado: .007 y la deriva admisible al 25%adicional de la deriva máxima: .00875 en la dirección de análisis de X.</i>	98
Figura 65: <i>Ratio de derivas en la dirección de análisis de X respecto al ratio 1.30 permisible y la ratio de 1.50 como máximo.</i>	100
Figura 66: <i>Máxima deriva registrada respecto a la deriva permisible para concreto reforzado: .007 y la deriva admisible al 25%adicional de la deriva máxima: .00875 en la dirección de análisis de X</i>	100
Figura 67: <i>La definición de la columna 40x40 cm (nomenclatura según planos)</i>	101
Figura 68: <i>Diagrama de interacción de la columna de 40x70 en verificación al punto de carga axial y a los dos momentos respecto a sus ejes locales ortogonales a su longitud</i>	101
Figura 69: <i>Diagrama de fuerzas cortantes para c 40x100 (nomenclatura según planos)</i>	102
Figura 70: <i>Diagrama de momento flector y fuerza cortante máximos para viga hallados en el análisis estructural. (Viga crítica 0.40x0.60)</i>	103
Figura 71: <i>Conjunto de diagramas de momento flector del eje F, para resaltar los momentos flectores como resultado del análisis estructural con fines de diseño de las vigas críticas</i>	104
Figura 72: <i>Diagrama de fuerza cortante para los muros de corte o placas por envolvente</i>	108
Figura 73: <i>Diagrama de momento flector para los muros de corte o placas por envolvente</i>	109
Figura 74: <i>Diagrama de momento flector y fuerza cortante para P1 (Wall 1) – Placa del eje 2 (ETABS).</i>	110
Figura 75: <i>Deformación al primer modo de vibración asociado principalmente al eje X, con un periodo fundamental de $T = 0.6651s$</i>	110
Figura 76: <i>Diagrama de momento flector para P3 (Wall 3) – Placa del eje B (ETABS)</i>	111
Figura 77: <i>Diagrama de momento flector para P4 (Wall 4) – Placa del eje 2 (ETABS)</i>	111
Figura 78: <i>Calibración de los parámetros No-Lineales del ensayo para la columna más cargada en ETABS</i> .	112
Figura 79: <i>Concreto modelo histerético CONCRETE Acero modelo histerético KINEMATIC V1</i>	112
Figura 80: <i>Concreto modelo histerético TAKEDA Acero modelo histerético TAKEDA V2</i>	113
Figura 81: <i>Concreto modelo histerético PIVOT Acero modelo histerético TAKEDA V3</i>	113
Figura 82: <i>Modelamiento del muro en SAP 2000</i>	114
Figura 83: <i>Modelamiento del muro mediante elementos tipo Shell Layered Nonlinear en SAP2000.</i>	115

Figura 84: <i>Patrón de movimiento</i>	116
Figura 85: Calibración de las histéresis para el muro (modelo V1 ensayado	117
Figura 86: Calibración de las histéresis para el muro (modelo V2) ensayado	118
Figura 87: Calibración de las histéresis para el muro (modelo V3) ensayado	118
Figura 88: Diagrama histerético ANTH – Valparaíso (1985), Tarapacá (2005) y Pisco (2007) en la dirección de análisis de X.	120
Figura 89: Diagrama histerético ANTH – Valparaíso (1985), Tarapacá (2005) y Pisco (2007) en la dirección de análisis de Y.	121
Figura 90: Desplazamiento máximo en la dirección de análisis X e Y, por efectos del análisis No lineal Tiempo - Historia	122
Figura 91: Distorsión de entrepiso máximo en la dirección de análisis X e Y, por efectos del análisis No lineal Tiempo - Historia	123

RESUMEN

La presente investigación tuvo como principal objetivo el determinar el efecto del análisis del desempeño sísmico en el edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020. Para ello contó con una metodología enfocada en un nivel explicativo, un tipo de investigación aplicado y con un diseño experimental, en particular dado los procesos de simulación aplicados de 3 sismos (Valparaíso en 1985, Tarapacá en 2005 y Pisco 2007), sobre la estructura del mencionado edificio. Los principales resultados de la investigación arrojan que el proceso de simulación de las condiciones iniciales de los elementos estructurales cumple los criterios técnicos permitentes, y que el sistema estructural responde eficazmente al estrés causado por las simulaciones de los mencionados sismos, denotando, por ende, que el diseño de la construcción es resistente a este tipo de advenimientos.

Palabras Clave: Simulación, edificio multifamiliar, desempeño sísmico, elementos estructurales.

ABSTRACT

The main objective of this research was to determine the effect of the seismic performance analysis in the Giraldez multifamily building in the Huancayo 2020 district. For this, it had a methodology focused on an explanatory level, a type of applied research and an experimental design, particularly given the simulation processes applied to 3 earthquakes (Valparaíso in 1985, Tarapacá in 2005 and Pisco 2007), on the structure of the aforementioned building. The main results of the research show that the simulation process of the initial conditions of the structural elements meets the permitting technical criteria, and that the structural system responds effectively to the stress caused by the simulations of the aforementioned earthquakes, thus denoting that the Construction design is resistant to this type of adventures.

Keywords: Simulation, multi-family building, seismic performance, structural elements.

INTRODUCCIÓN

¿Cuál es el problema cuando una construcción no está diseñada para soportar un sismo? Esta es una pregunta relevante en el ámbito peruano, dado que se ha sufrido de sismos intensos puesto que la ubicación del país, sobre la placa de Nazca aumenta las probabilidades de estos fenómenos. Es así que los procesos constructivos deberían estar a la vanguardia de este tipo de problemática, procurando generar edificios que soporten sismos de gran magnitud sin colapsar, tal como sucede en países como Japón, China o Chile. No obstante, en el caso peruano, es posible que esto se haya dejado de lado, puesto que el boom de la construcción que se dio a inicios del 2004 ha convertido este sector en uno muy competitivo.

El principal objetivo de la investigación es el determinar el efecto del análisis del desempeño sísmico en el edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020, el cual es uno de los pocos edificios de más de 10 pisos en la ciudad, por lo que suscita tanto admiración como miedo. Surgen las supersticiones que es posible que se caiga este edificio, por lo que hay que revisar la construcción desde su aspecto de elementos estructurales y los cambios asociados a un posible movimiento tectónico.

En este sentido, se hace uso de las simulaciones sobre 3 sismos cercanos a la zona de estudio para poder establecer que el diseño realizado cumple con los estándares planteados en las normativas y también aseguran el funcionamiento de la construcción ante este tipo de siniestros. La investigación está estructurada en cinco capítulos: el capítulo I detalla el problema de la investigación, así como los objetivos e hipótesis, además de la justificación y la importancia de la presente. Luego el capítulo II presenta el marco teórico que abarca las bases conceptuales, teóricas y los antecedentes de la investigación. En el capítulo III, la metodología de la investigación detalla los procedimientos con los cuales se realizó la presente investigación. Para luego pasar al capítulo IV que contiene resultados y discusión, finalmente se termina la presente con las conclusiones, y recomendaciones.

CAPITULO I.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1.Descripción de la realidad problemática

Nuestro país está dentro del círculo de fuego del pacifico lo que nos indica que somos vulnerables a sismos y tsunamis de mediana y gran intensidad generalmente, lo cual nos coloca en una alerta latente, entonces debemos obedecer los parámetros de nuestro RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones) , e implementar nuevas técnicas como el desempeño sísmico de estructuras y así tratar de reducir los efectos de los sismos en las estructuras, para aquello esta investigación propone ajustar los niveles de desempeño con cargas incrementales en cada nivel, y que de esta manera se alcance el desempeño de una estructura en este caso del edificio de vivienda multifamiliar frente a un sismo, más aún en cuanto al crecimiento de las edificaciones de vivienda multifamiliar a nivel internacional, nacional y local se ha venido dando de una manera desordenada, informal, y sin respaldo técnico en la mayoría de urbanizaciones por el crecimiento demográfico mundial y nuestra sociedad no es ajena a ello, eso aunado a la autoconstrucción informal en la ciudad de

Huancayo, donde viene tomando importancia por promotores inmobiliarios y personas dedicadas al rubro de la construcción, debido a la alta demanda por el déficit de viviendas multifamiliares; sin embargo, en estas edificaciones no se está considerando el uso de sistemas constructivos adecuados acorde a la normatividad vigente exponiendo a las edificaciones multifamiliares a un evidente riesgo sísmico, en donde esta investigación se enfocara cualitativamente a realizar una evaluación del desempeño sísmico del edificio de vivienda multifamiliar Giráldez de acuerdo a la normativa vigente tomaremos la capacidad portante del suelo en la zona de investigación, realizaremos el metrado de cargas, predimensionamiento de elementos estructurales tales como la losa aligerada en una dirección, sección de vigas principales y secundarias, sección de columnas y placas, el centro de masa ,el centro de rigidez, el cálculo de la cuantía de acero requerida, la deriva, la cortante basal y el análisis pushover. Así como se contará con el apoyo de códigos internacionales como el FEMA440, ATC-40 y el COMITE VISION 2000.

En este sentido, el diseño sísmico basado en desempeño otorga seguridad de la continuidad de la estructura para un sismo de moderada intensidad, así como la integridad física de las personas, para el bienestar de las familias, y prevenir el colapso de los elementos estructurales y no estructurales del edificio de vivienda multifamiliar, debiendo utilizarlo en zonas urbanas consolidadas a fin de no intervenir en terrenos agrícolas, tomando en consideración las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones(RNE) A-010,A-020,A-130,E-020, E-030, E-050, E-060, E-070 y así elaborar, el análisis y reforzamiento del diseño del edificio de vivienda multifamiliar mediante los softwares de etabs cumpliendo los requerimientos del proyecto arquitectónico acorde al diseño de los proyectistas, haciendo que la estructura del edificio de vivienda sea más seguro ante cualquier evento sísmico moderado.

El planteamiento del reforzamiento del edificio de vivienda multifamiliar Giráldez utilizando combinaciones de sistemas constructivos sin interferir con la adecuada geometría propuesta por la arquitectura, así como de evitar las irregularidades tanto en planta como en elevación, así como también tener en consideración el comportamiento del uso de los suelos intermedios para viviendas multifamiliares, entonces surge la necesidad de hacer un planteamiento de desempeño sísmico en el edificio de vivienda multifamiliar en dicha zona de Huancayo.

La investigación consiste en recopilar informaciones, de las normativas vigentes nacionales y las últimas resoluciones como la 029 del 27 de enero del presente año suscrita por el entonces ministro de vivienda Javier Pique Del Pozo y los códigos internacionales como el ATC-40, FEMA 440 Y EL COMITÉ VISION 2000 y en la segunda parte analizar el refuerzo del edificio de vivienda multifamiliar mediante el diseño sísmico por desempeño mediante los softwares de diseño, el predimensionamiento de los elementos estructurales y no estructurales y así como reforzar algunas de las secciones y/o refuerzos de varillas de acero donde lo requiera de acuerdo al análisis y evaluación realizada a la estructura, como el incremento de la resistencia a compresión de los elementos estructurales y determinar los puntos de desempeño.

1.2. Delimitación del problema

1.2.1. Delimitación espacial

Se realizó en el Distrito de Huancayo en la Av. Giráldez número 652, la evaluación del desempeño sísmico del edificio de vivienda multifamiliar Giráldez en el distrito de Huancayo-2020.

1.2.2. Delimitación temporal

El estudio se realizó en el periodo 2020, trabajando con data de corte longitudinal.

1.2.3. Delimitación conceptual o temática

Se ha encontrado problemas económicos para la realización de la investigación para la obtención de softwares de diseño actualizados con nuestra norma y por el excesivo precio de algunos otros.

1.3. Formulación del problema

1.3.1. Problema general

¿Cuál es el efecto del análisis del desempeño sísmico en el edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020?

1.3.2. Problemas específicos

¿Cuál es el efecto del desempeño sísmico en la calibración de los elementos estructurales del edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020?

¿Cuál es el efecto del desempeño sísmico en el sistema estructural del edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020?

1.4. Justificación

1.4.1. Justificación social

Con los resultados obtenidos se espera realizar un feedback que permita un adecuado proceso de toma de decisiones, para restablecer apropiadamente el detalle de construcción de la mencionada edificación, así como contribuir en la mejora de desempeño en el diseño de nuevos proyectos inmobiliarios. En este sentido, el beneficio social de este proceso es el de conseguir reducir costos de producción en construcción, lo que hace más accesible la obtención de viviendas a la población en general.

1.4.2. Teórica

Teóricamente, la importancia para mejorar la eficiencia de edificaciones de vivienda multifamiliar consiste en realizar un análisis cualitativo de estos sistemas que, junto con la mejora del desempeño sísmico de acuerdo la norma de diseño sismoresistente la E-030 para dichas cargas puedan soportar el sismo de diseño y así pueden llevarnos a conseguir la máxima eficiencia para los niveles de desempeño de la evaluación por desempeño sísmico, el menor consumo de materiales e insumos y la reducción de tiempo en periodo de ejecución y por tanto económicas , sobre todo en comparación a aquellas edificaciones existentes que, durante muchos años, se han autoconstruido sin ningún criterio normado en el (RNE) Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.4.3. Metodológica

Los instrumentos que se diseñarán y elaborarán para la investigación servirán para aplicar en edificaciones de vivienda multifamiliar, así mismo se analiza datos reales de la zona, los mismos que serán orientados en todo momento por el método científico. La metodología utilizada servirá para investigaciones análogas y con aplicación a otros temas similares y para apoyo de estos.

1.5.Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Determinar el efecto del análisis del desempeño sísmico en el edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020.

1.5.2. Objetivos específicos

Determinar el efecto del desempeño sísmico en la calibración de los elementos estructurales del edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020.

Determinar el efecto del desempeño sísmico en el sistema estructural del edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020.

CAPITULO II.

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio

2.1.1. Antecedentes Internacionales:

Mohsenian et al. (2021) investigan el efecto de terremotos secuenciales de sismo principal y réplica en acero reforzado excéntricamente enmarcado con eslabones verticales absorbentes de energía. Para lograr esto, los edificios de estructura de 4, 8 y 12 pisos se modelan en el software Perform3D® considerando el comportamiento no lineal de los materiales y componentes. Los marcos se someten a un conjunto de 12 registros principales de terremotos correspondientes al nivel de peligro requerido, y luego se aplican réplicas posteriores mediante análisis dinámico incremental (IDA). Para reducir el costo computacional, también se adopta un enfoque alternativo aplicando los terremotos principales al sistema seguido de análisis de empuje en el edificio dañado asumiendo una distribución de carga lateral proporcional a la forma del primer modo de vibración. Posteriormente, se obtienen las curvas de fragilidad para diferentes niveles de daño, antes y después del terremoto principal. Los resultados muestran que los marcos arriostrados excéntricos con enlaces verticales sujetos a terremotos secuenciales cumplen bien con los niveles de desempeño del Código Sísmico de Irán. Este estudio contribuye a la evaluación y validación sísmica de estructuras con armazón de acero arriostrado excéntricamente con enlaces verticales absorbentes de energía a sismos secuenciales.

Castaldo et al. (2021) investigan la efectividad del pandeo de los tirantes restringidos para la modernización sísmica de edificios de hormigón armado (RC) con rellenos de mampostería. Para este propósito, un modelo tridimensional no lineal

avanzado de un edificio existente en L'Aquila se desarrolla en OpenSees, teniendo en cuenta el efecto de los muros de relleno a través de un enfoque de puntal equivalente, y utilizando un modelo histerético desarrollado recientemente para el pandeo de los tirantes restringidos. El rendimiento sísmico del edificio antes y después de la actualización con pandeo de los tirantes restringidos se evalúa realizando análisis estáticos no lineales y análisis dinámicos incrementales bajo un conjunto de registros de movimiento del suelo real a lo largo de la dirección débil del marco. Las curvas de peligro de demanda sísmica se construyen para diferentes parámetros de respuesta antes y después de la modernización, teniendo en cuenta y sin tener en cuenta la contribución de los muros de relleno. Los resultados del estudio arrojan luz sobre el efecto de las riostras restringidas de pandeo y de los muros de relleno en el desempeño sísmico de los diversos componentes del sistema, y sobre la efectividad de la modernización con riostras restringidas de pandeo para un estudio de caso real.

Shams y Ghobadi (2021), en su artículo, se introduce un novedoso sistema híbrido de autocentrado. Este sistema, denominado sistema híbrido de fricción Pall autocentrante (HSP), consta de amortiguadores autocentrantes (SCD) y amortiguadores de fricción Pall (PFD). Se desarrolla la metodología de diseño de los sistemas HSP y se presentan algunos ejemplos del HSP diseñado. Los sistemas HSP no solo tienen la capacidad de disipar energía, sino que también pueden eliminar o arreglar los desplazamientos residuales de las estructuras. De hecho, los sistemas HSP se componen de una combinación de SCD y PFD que pueden mantener las desviaciones residuales del objetivo de diseño (cero o cualquiera) durante la carga lateral similar a la SCD y tienen los beneficios de la disipación de energía de alta capacidad de los PFD. El sistema HSP está desarrollado para la resiliencia sísmica en términos de beneficios económicos, listo para usar después del terremoto y fabricación

práctica. Para evaluar el método de diseño propuesto, se seleccionan de la literatura diferentes edificios de baja a gran altura equipados con SCD, se rediseñan según el método propuesto y luego se someten a cargas cíclicas. Los resultados se presentan en términos de la respuesta cíclica, la deriva residual, la deriva máxima del piso y la aceleración máxima del piso de las estructuras. Los resultados indican que las ecuaciones de diseño propuestas cumplen con precisión el rendimiento estructural objetivo del sistema HSP y que el sistema HSP es obviamente un sistema superior en comparación con los SCD o PFD

Bhore et al. (2020) mencionan que en nuestro día a día aumenta la población. Por lo tanto, se requería más tierra para usar para satisfacer las necesidades humanas. Es decir, requerido para el uso de la tierra en terreno inclinado también. Cuando construimos un edificio en un terreno inclinado, es irregular; el centro de gravedad y la masa no coinciden con el plano vertical y horizontal. Entonces, aunque la construcción de un edificio de varios pisos en un terreno inclinado requería un diseño y análisis adecuados. Para el análisis, consideramos cuatro tipos de configuración de edificios: retroceder, retroceder, retroceder y retroceder marcos y construcción regular en terreno llano. Además, se consideran 10 y 12 pisos. En eso, el cizallamiento de la base, el desplazamiento y la deriva del piso averiguan y comparan lo mismo con otras configuraciones de edificios utilizando el software ETABS. Las siguientes conclusiones se han extraído en base a los resultados obtenidos de su estudio: 1. De acuerdo con la comparación anterior entre cuatro configuraciones de edificios, se puede concluir que el rendimiento del edificio retrocedido durante la excitación sísmica podría resultar más impregnable que otras configuraciones de edificios. 2. Además, según los estudios de comparación, se encontró que menos en la construcción de Step back-Setback y Setback en comparación con otras configuraciones. 3. A

medida que aumenta el número de pisos, aumenta el desplazamiento del piso superior.

4. El edificio con retroceso escalonado puede favorecerse en terrenos inclinados. 5. En caso de terreno inclinado, tiene menos cortante en la base en comparación con la construcción regular en terreno llano.

Hussain (2020) estudia el comportamiento sísmico de la edificación de losa postesada con diferente configuración de irregularidad geométrica y analizar también estas estructuras de losa postesada con muro de cortante. Las estructuras de losas postensadas tienen una resistencia débil a las cargas laterales. Por tanto, para dotar de rigidez a las estructuras frente a fuerzas laterales se utilizan muros de cortante. En este trabajo, se considera un estudio de un edificio de 15 pisos en la zona II y se determinan varios parámetros como el cortante de la base, la deriva del piso y el desplazamiento. Además, el edificio se analiza con losa plana postensada cambiando varias ubicaciones de muro de corte. Para el análisis se utiliza el software ETABS 2017.

Zhang et al. (2020) propone un innovador aislador de escalera con las características de ligereza, rentabilidad y facilidad de construcción y reemplazo, que está formado por calzas de plástico de ingeniería adecuadas entre capas de goma. También se propone un esquema de construcción de conexión para la escalera aislada. Se han realizado pruebas de rendimiento sistemáticas para caracterizar el aislador en términos de comportamiento mecánico y estados finales. Los resultados de la prueba muestran que las propiedades mecánicas del aislador de escalera propuesto son excelentes y adecuadas para escaleras en la estructura del edificio. Con el fin de investigar la influencia de la escalera en las respuestas estructurales del edificio, se llevan a cabo análisis de historia de tiempo de una estructura de edificio típica sin escalera (WS), con escalera fija (FS) y con escalera aislada (IS) y se comparan dentro

del entorno de SAP2000. Los resultados muestran que el aislamiento de la escalera puede eliminar eficazmente el efecto de refuerzo diagonal de la losa de la escalera y hacer que los componentes estructurales se tensen uniformemente. Cuando el aislador novedoso se emplea para escaleras en una estructura de edificio, no hay una posición vulnerable en la escalera y el rendimiento de la escalera en la estructura del edificio se puede mejorar en gran medida.

2.1.2. Antecedentes Nacionales:

Calcina (2017) estudia y evalúa el desempeño Sísmico de un Edificio de 11 pisos utilizando un análisis estático y un análisis dinámico no-lineal. En la actualidad gran parte de los esfuerzos de la Ingeniería Sísmica están centrados en el desarrollo y la aplicación de métodos de evaluación del comportamiento de estructuras existentes, con la finalidad de identificar el nivel de desempeño de las edificaciones frente a una demanda específica inducida por el sismo. Con el programa ETABS 2016 versión 16.0.3. Para ello se evaluó el edificio de concreto armado, donde se mostró que mediante el análisis no-lineal estático y dinámico se pueden hallar las zonas “débiles” de la estructura. El análisis por desempeño fue realizado de acuerdo al procedimiento y análisis de resultados presentado por la norma FEMA 273. Se siguió la metodología propuesta por los códigos FEMA y ATC-40, se modificaron diferentes parámetros en el software ETABS, primero se analizaron las edificaciones en el rango elástico y luego mediante este software se analizaron en el rango inelástico, mediante el método pushover y el análisis dinámico incremental. Con estos análisis se pudieron analizar rotulas o zonas en los elementos estructurales del edificio, las cuales, ante la ocurrencia de un sismo, podrían llegar a producir daños y con esto dejar de funcionar. Además,

con la aplicación de estas dos metodologías se pudieron conocer las zonas débiles de esta edificación.

Chavesta (2019) estima el desempeño sísmico de un edificio de concreto armado de 5 pisos en la ciudad de lima, la cual está ubicada en la zona sísmica 4 con un tipo de suelo intermedio S2 y además presenta una configuración regular en planta y en elevación, estructura que se diseñó en base a la normativa peruana, diseño que condujo a un edificio con una distorsión o derivación máxima permitida. El proceso para estimar el desempeño sísmico consta de tres partes: la primera es evaluar la demanda sísmica del lugar donde se ubica la estructura a estudiar, la demanda sísmica que es representada por la posible aceleración máxima con los parámetros establecidos en la norma E.030; la segunda parte consiste en evaluar el espectro de capacidad de la estructura, el cual se obtiene mediante la conversión de la curva de capacidad, probando mediante un análisis estático no lineal - pushover, la cual consiste en determinar la curva de capacidad aplicando cargas laterales a la estructura, estas cargas laterales se aplican de forma estática y se incrementan hasta que el desplazamiento de control sea alcanzado, según los procedimientos establecidos a detalle en el documento del ATC-40, haciendo uso del programa ETABS, el cual también permite observar la secuencia en que los elementos estructurales van ingresando al rango no lineal; la tercera parte consiste en estimar el punto de desempeño, mediante los procedimientos establecidos en el documento del FEMA-440, los cuales permiten sobreponer el espectro de capacidad y el espectro de respuesta bajo una gráfica de iguales unidades, intersección en la que se estima que pueda estar la ubicación del punto de desempeño. Analizada la estructura en base a los niveles planteados, según el comité VISION 2000, se concluye que se ha estimado que, para un sismo de diseño, el edificio estudiado tiene un nivel de desempeño ubicado en la zona de seguridad de

vida, nivel aceptable en cuanto al uso que se le dará a la edificación pues el edificio está destinado a un uso residencial.

Blas y Sosa (2019) evalúan el comportamiento sísmico del puente Riecito según su nivel de desempeño, previamente determinando su elemento de resistencia a terremotos (ERT), el análisis de demanda y la capacidad de desplazamiento requerida mediante el análisis estático no lineal pushover. El análisis no lineal permite una determinación más precisa de la curva de capacidad, que viene a ser la relación de la cortante de diseño con el desplazamiento, también nos ayuda a evaluar el comportamiento de la rótula plástica y las rotaciones que se generan ante determinados momentos. La metodología propuesta se ha aplicado al puente Riecito, teniendo como objetivo general analizar el comportamiento sísmico del puente Riecito según su nivel de desempeño evaluado bajo el Análisis Estático No Lineal Pushover. Para realizar el procedimiento del análisis no lineal, se modeló el puente Riecito con la ayuda del software para puentes CSIBRIDGE V.20.2. y las especificaciones del AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design. Al realizar el análisis se obtuvo como resultado que ante un sismo con tiempo de retorno de 1000 años eran mayores respecto al sismo con tiempo de retorno de 475 años. Teniendo como resultado final el estado límite de desempeño, el cual nos muestra que la estructura ante un sismo con tiempo de retorno de 1000 años se encuentra en estado límite de ocupación inmediata y ante un sismo con tiempo de retorno de 475 años se encuentra en un estado límite de punto de fluencia sin deformación en la rótula.

2.2.Bases teóricas:

2.2.1. Características de la estructura

La edificación es estructura de QUINCE (15) niveles típicos, un (01) Pent-house y el nivel asociado al techo de escalera; que presenta un sistema estructural conformado por pórticos y muros estructurales de concreto armado en la dirección longitudinal (Dirección X) y ortogonal (Dirección Y). El sistema de muros estructurales está formado por columnas y vigas peraltadas (Vigas Sismorresistente) en ambas direcciones de análisis ortogonales (X & Y) de igual forma. El techo de los ambientes principales está proyectada una losa aligerada de 20 cm de espesor con vigas embebidas en él a fin de transmitir las cargas a las columnas principal.

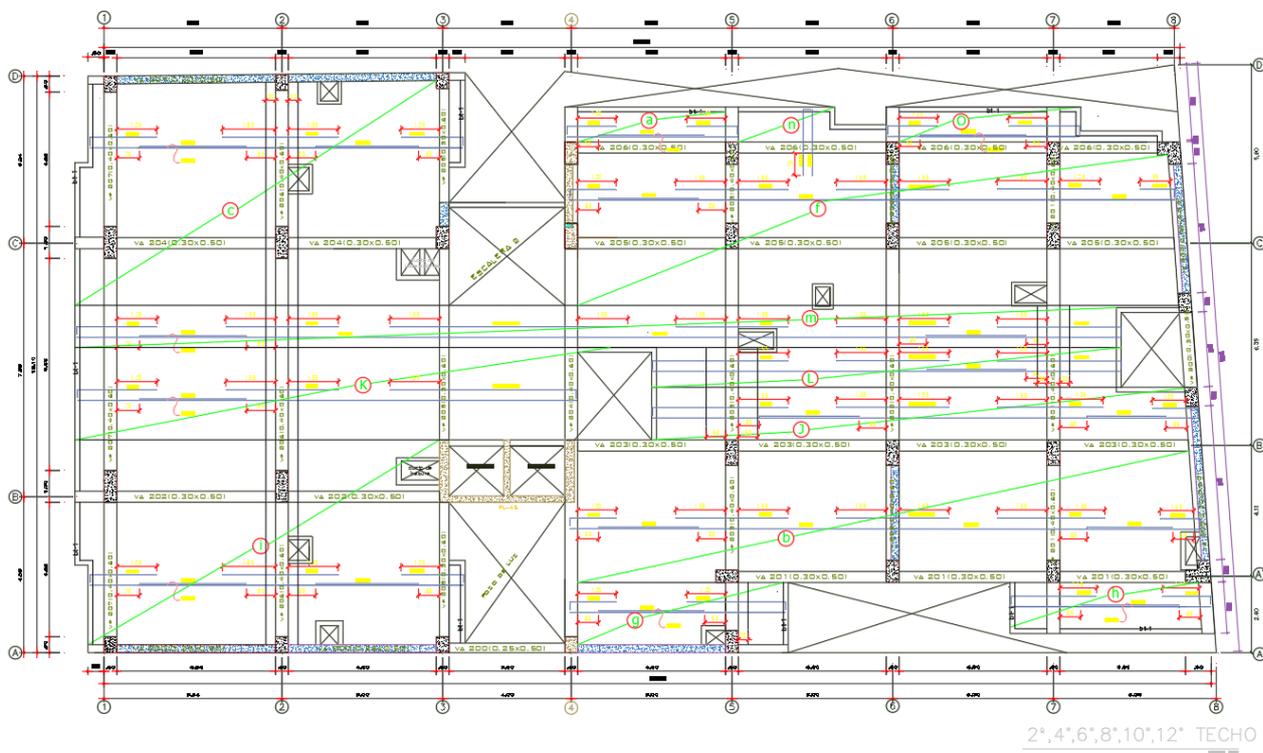
El listado de secciones de detalla a continuación:

Tabla 1:
Secciones de vigas y columnas.

VIGAS	VB 15X20
	VCH 30X20
	VP 50X30
	VP 60X30
	VP 60X40
	VS 25X50
COLUMNAS	Caux 60x60
	CX6 40X70
	CY11 40X60
	CY2 40X50
	CY3 40X70
	CY5 40X100
	CY7 40X70
	CY8 40X80

Fuente: Propia (2020)

Figura 1:
Vista en planta del nivel típico.



Fuente: Propia. (2020)

2.2.2. Criterios de diseño

El análisis sísmico del proyecto se realizó haciendo uso del programa ETABS v2019. Los diversos módulos fueron analizados con modelos tridimensionales, suponiendo losas infinitamente rígidas (diafragmas rígidos) frente a acciones paralelas a su plano. En el análisis de la estructura se supuso un comportamiento lineal y elástico. Los elementos de concreto armado se representaron con elementos lineales. Los modelos se analizaron considerando sólo los elementos estructurales, descartando los elementos no estructurales que no contribuyen a la rigidez y resistencia de la edificación siendo únicamente solicitaciones de carga (Dunbar, 2015). Para el modelo tridimensional y analizar cada eje para su diseño, se asumió un empotramiento perfecto en la base para iniciar dicho análisis y obtener la transferencia de cargas en la base para el análisis sísmico y posteriormente el diseño de la subestructura.

2.2.3. Normas aplicables

Para el diseño estructural del módulo sistémico se tomaron en cuenta las exigencias del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), en sus normas estructurales:

- Norma Técnica de Edificación E.020: Cargas
- Norma Técnica de Edificación E.030: Diseño Sismorresistente
- Norma Técnica de Edificación E.050: Cimentaciones
- Norma Técnica de Edificación E.060: Concreto Armado

2.2.4. Parámetros de diseño

2.2.4.1. Características de la estructura

Para efectos de los análisis realizados a las edificaciones se han adoptado para los elementos estructurales los valores indicados a continuación:

Concreto armado (ACI318-19): $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ ($E = 219\,499.64 \text{ kgf/cm}^2$)

Acero de refuerzo (ACI318-19): $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ($E = 2\,003\,748.43 \text{ kgf/cm}^2$) – Grado 60

2.2.4.2. Cargas de gravedad

Las cargas verticales se evaluaron conforme a la Norma de Estructuras E.020 Cargas. Los pesos de los elementos no estructurales se estimaron a partir de sus dimensiones reales con su correspondiente peso específico. A continuación, se detallan las cargas típicas (muertas y vivas) consideradas en el análisis:

Cargas Muertas (D):

Peso losa aligerada: 300 kg/m^2 ($h=20\text{cm}$)

Peso de acabados: 100 kg/m^2

Peso de tabiques: $210.h \text{ kg/m}^2$

Cargas Vivas (L):

S/C (Planta típica): 250 kg/m²

S/C (Azotea): 100 kg/m²

Para el cálculo del peso total de la edificación se usó el 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva de techo según lo indicado en la Norma de Estructuras E.030 correspondiente a las edificaciones categoría C (edificaciones comunes).

2.2.5. Criterios de diseño sismorresistente

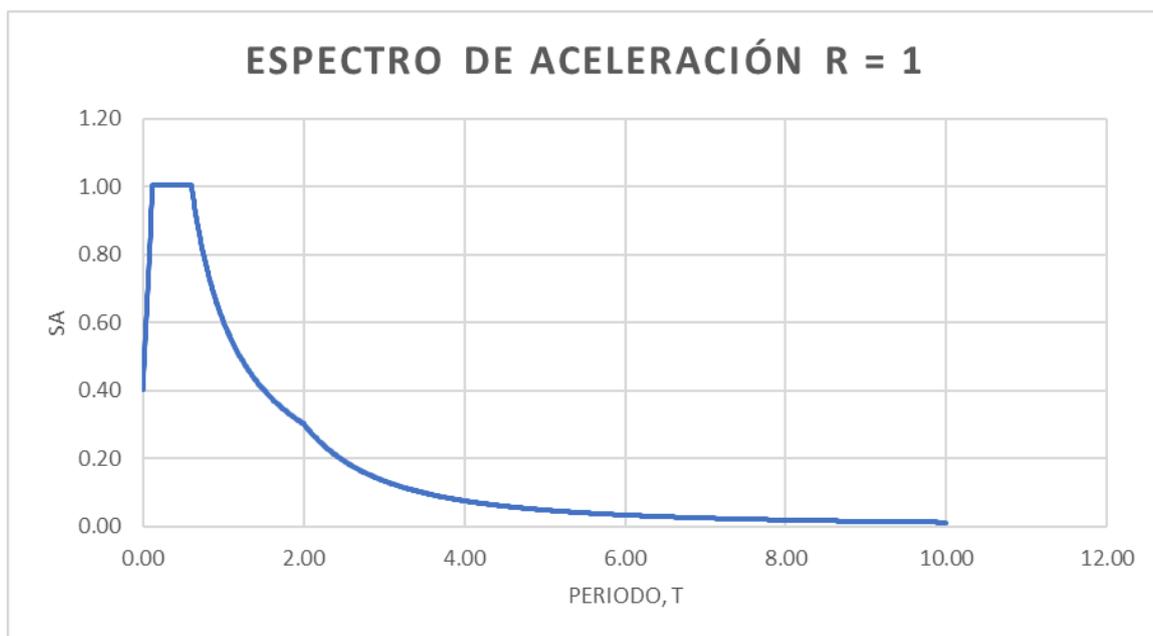
En análisis sísmico de las estructuras se realizó siguiendo los criterios de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente mediante el procedimiento de superposición modal espectral. La respuesta máxima elástica esperada (r) de los diferentes modos de vibración (i) se determinó mediante la suma del 0.25 ABS (suma de los valores absolutos) y el 0.75 SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados):

$$r = 0.25 \sum_{r=1}^m |r_j| + 0.75 \sqrt{\sum_{r=1}^m r_i^2}$$

2.2.5.1. Respuesta máxima

Los parámetros sísmicos considerados para el análisis de las edificaciones se consideraron los valores más críticos a fin de uniformizar las condiciones de diseño para los prototipos sistémicos:

Figura 2:
Espectro de respuesta sísmica con $r = 1$



Fuente: Propia. (2020)

Factor de zona: $Z = 0.35$ (Zona 3)

Factor de uso e importancia: $U = 1.00$ (Categoría C)

Factor de suelos (S): 1.20 (S3 para Zona 2)

Periodo que define la plataforma: $T_p = 1.00$ s (Máximo considerado)

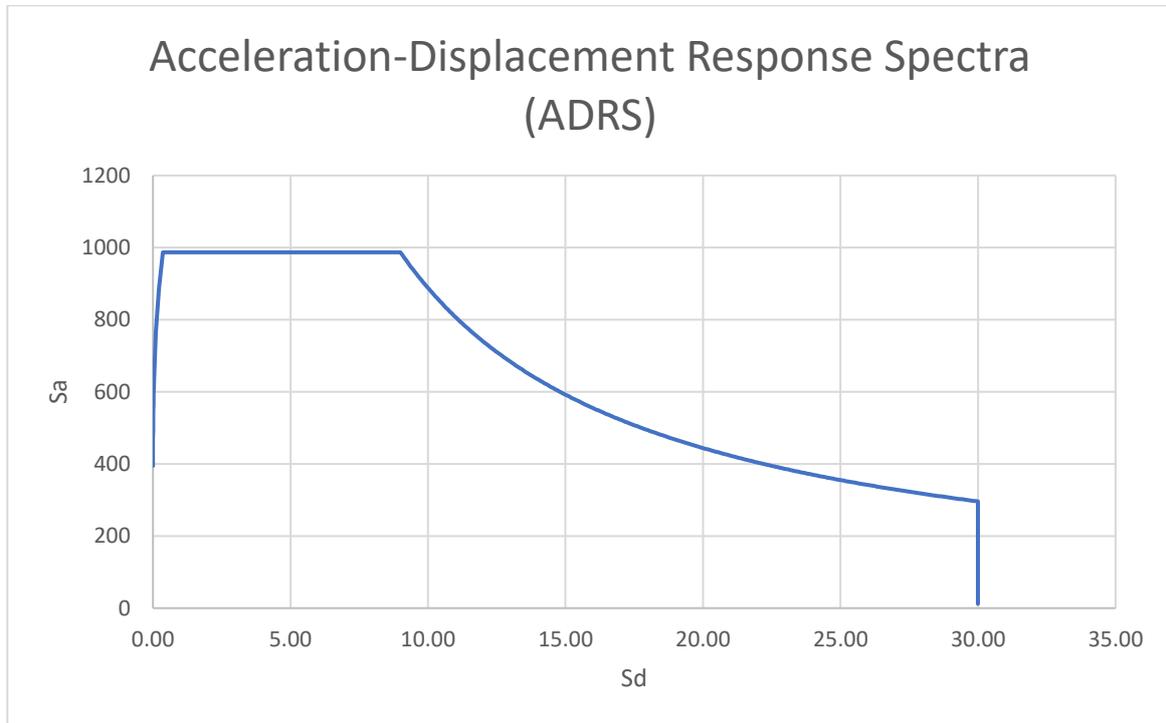
Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante $T_L = 1.60$ s

Factor de amplificación sísmica $C = 2.50$ (El periodo fundamental es menor a T_p)

Factor de reducción $R = 6$ (Muros estructurales)

Figura 3:

Espectro de demanda deducida a partir del espectro de aceleración como lo exige la publicación de: FEMA440 Y ASCE 7-16



Fuente: Propia. (2020)

2.2.5.2. Combinaciones de carga.

La verificación de la capacidad de los elementos de concreto armado se basó en el procedimiento de cargas factorizadas conforme a la actual Norma de Estructuras E.060. Concreto Armado. Las combinaciones de carga analizadas fueron las siguientes:

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U = 1.25 (D + L) \pm S_x$$

$$U = 1.25 (D + L) \pm S_y$$

$$U = 0.9 D \pm S_x$$

$$U = 0.9 D \pm S_y$$

Donde:

D: Cargas Muertas

L: Cargas Vivas

Sx, Sy: Cargas Sísmicas en las direcciones X e Y

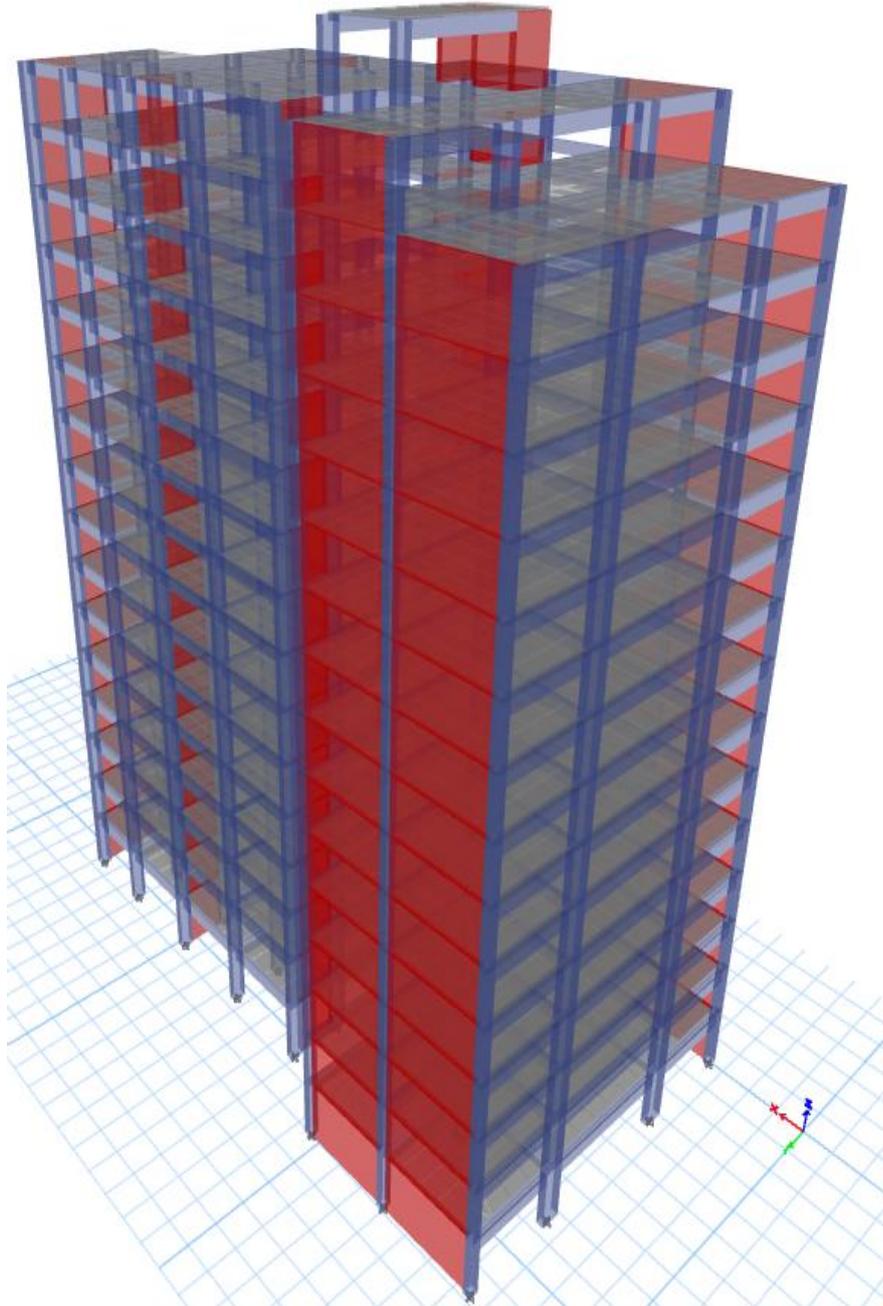
2.2.5.3. Análisis sísmico

A continuación, se presenta el análisis sísmico realizado a la edificación de 15 niveles de planta típica:

2.2.5.4. Modelamiento sísmico

El modelo estructural del módulo se muestra a continuación (Figuras 03 al 06), en el cual se incluyeron los parámetros indicados en el capítulo anterior y se tomaron en consideración las hipótesis de análisis.

Figura 4:
Vista general del modelo estructural del módulo. Los elementos no estructurales fueron ingresados como cargas permanentes.



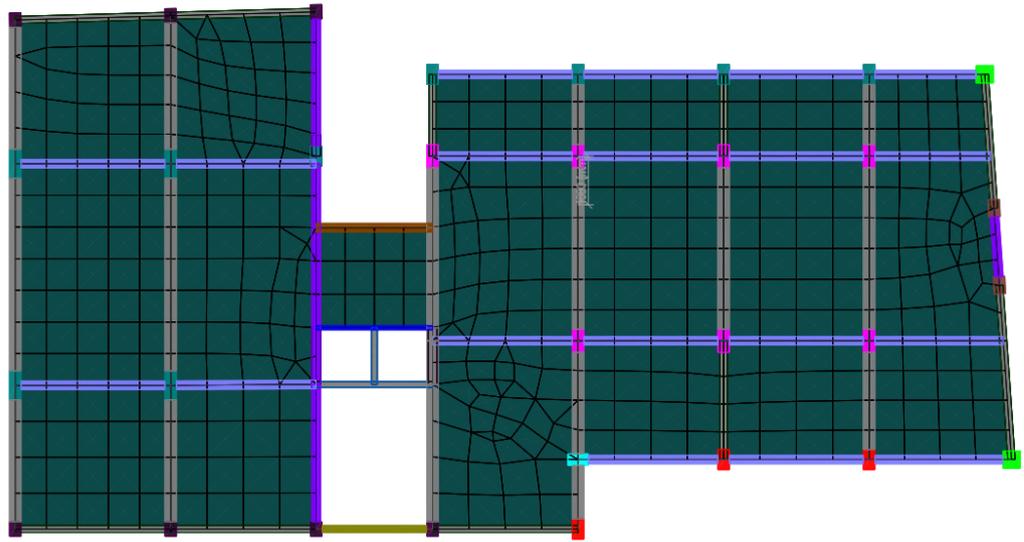
Fuente: Propia. (2020)

Figura 5:
Vista general del modelo estructural del módulo sistémico analizado. Nótese la disposición de sus elementos característicos (columnas y vigas)



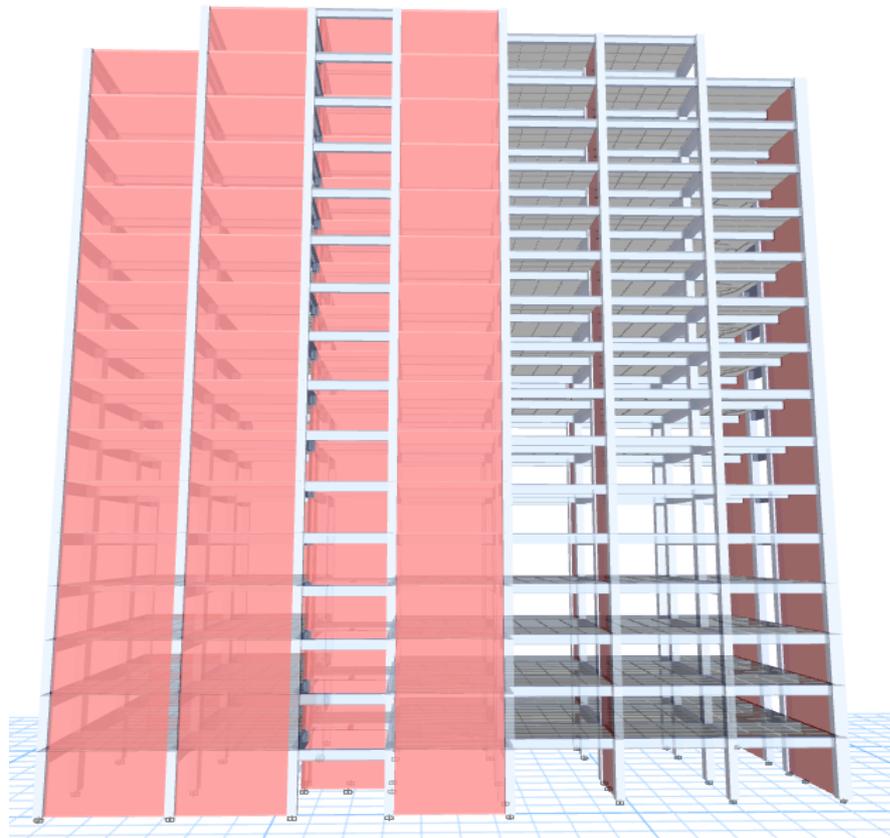
Fuente: Propia. (2020)

Figura 6:
Vista de la planta típica de la estructura analizada.



Fuente: Propia. (2020)

Figura 7:
Vista en elevación del módulo sistémico analizado. En esta vista se muestra las columnas y vigas típicas consideradas en el diseño.



Fuente: Propia (2020).

2.2.5.5. Fuerza cortante en la base.

De acuerdo a lo que establece la Norma E.030 Diseño Sismorresistente, la fuerza cortante en la base obtenida del análisis dinámico no puede ser menor que el 80 % de la fuerza cortante en la base obtenida del análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

En el cuadro siguiente se muestran las fuerzas cortantes obtenidas en el módulo analizado bajo los análisis estático y dinámico:

Tabla 2:

Cortante Basal.

CORTANTE BASAL		
Load Case/Combo	FX	FY
	tonf	tonf
SD X Max	46.8582	8.8666
SD Y Max	8.8666	47.6958
SE X	-47.8347	0
SE Y	0	-47.8347

Fuente: Propia (2020)

2.2.5.6.Cortante Basal

Los cortantes deben estar al 90% de la cortante estática, asumiendo cualquier tipo de irregularidad. Debe aplicarse un factor de amplificación para el espectro de respuesta en caso de no cumplir al 80% y 90 % de la fuerza cortante estática según sea el caso de irregularidad.

2.2.5.7.Modos de vibración

En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa de la estructura,

inicialmente se asume 50 modos de vibración por los niveles típicos que toman en el análisis.

2.2.5.8.Desplazamientos y distorsiones.

En el cuadro siguiente indica las derivas de entresijos del diafragma del nivel. Estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el programa de análisis por 0.75 R (DERIVA INELÁSTICA, R = 6) para que dicho valor cumpla con ser menor a 0.007 como indica la tabla N° 11 que se especifica en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

Tabla 3:
Máxima deriva registrada por diafragma en el eje de análisis X e Y.

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts X				TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts Y			
Story	Output Case	Item	Max Drift	Story	Output Case	Item	Max Drift
T16	DerX	Diaph X D17	0.00435	T16	DerY	Diaph Y D17	0.002298
T15	DerX	Diaph X D16	0.004714	T15	DerY	Diaph Y D16	0.002738
T14	DerX	Diaph X D15	0.004783	T14	DerY	Diaph Y D15	0.003016
T13	DerX	Diaph X D14	0.00484	T13	DerY	Diaph Y D14	0.003775
T12	DerX	Diaph X D13	0.004905	T12	DerY	Diaph Y D13	0.004293
T11	DerX	Diaph X D12	0.004952	T11	DerY	Diaph Y D12	0.004753
T10	DerX	Diaph X D11	0.004972	T10	DerY	Diaph Y D11	0.005148
T9	DerX	Diaph X D10	0.004951	T9	DerY	Diaph Y D10	0.005479
T8	DerX	Diaph D9 X	0.004877	T8	DerY	Diaph D9 Y	0.005736
T7	DerX	Diaph D8 X	0.004741	T7	DerY	Diaph D8 Y	0.005905

T6	DerX	Diaph D7 X	0.004572	T6	DerY	Diaph D7 Y	0.005973
T5	DerX	Diaph D6 X	0.004323	T5	DerY	Diaph D6 Y	0.005923
T4	DerX	Diaph D5 X	0.003981	T4	DerY	Diaph D5 Y	0.005734
T3	DerX	Diaph D4 X	0.003537	T3	DerY	Diaph D4 Y	0.005385
T2	DerX	Diaph D3 X	0.00298	T2	DerY	Diaph D3 Y	0.004828
T1	DerX	Diaph D2 X	0.002365	T1	DerY	Diaph D2 Y	0.004029
SOT	DerX	Diaph D1 X	0.001377	SOT	DerY	Diaph D1 Y	0.002353

Fuente: Propia (2020)

Tabla 4:
Relación de la máxima derivas respecto a la deriva media, ratio de excentricidad por deriva para la irregularidad torsional para la dirección de análisis en X.

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts						
Story	Output Case	Case Type	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
T16	DerX	Combination	Diaph D17 X	0.00435	0.003992	1.09
T15	DerX	Combination	Diaph D16 X	0.004714	0.003909	1.206
T14	DerX	Combination	Diaph D15 X	0.004783	0.004168	1.147
T13	DerX	Combination	Diaph D14 X	0.00484	0.004278	1.131
T12	DerX	Combination	Diaph D13 X	0.004905	0.004368	1.123
T11	DerX	Combination	Diaph D12 X	0.004952	0.004437	1.116
T10	DerX	Combination	Diaph D11 X	0.004972	0.004479	1.11
T9	DerX	Combination	Diaph D10 X	0.004951	0.004481	1.105
T8	DerX	Combination	Diaph D9 X	0.004877	0.004432	1.1
T7	DerX	Combination	Diaph D8 X	0.004741	0.004324	1.096
T6	DerX	Combination	Diaph D7 X	0.004572	0.004166	1.098
T5	DerX	Combination	Diaph D6 X	0.004323	0.003931	1.1
T4	DerX	Combination	Diaph D5 X	0.003981	0.003612	1.102
T3	DerX	Combination	Diaph D4 X	0.003537	0.003195	1.107
T2	DerX	Combination	Diaph D3 X	0.00298	0.002672	1.115
T1	DerX	Combination	Diaph D2 X	0.002365	0.002067	1.144
SOT	DerX	Combination	Diaph D1 X	0.001377	0.001154	1.193

Fuente: Propia (2020)

2.2.5.9. Irregularidad

Irregularidad de rigidez

Al hallarse en una arquitectura de planta típica, se planteó una distribución estructural uniforme para los niveles típicos, tanto para elementos verticales y horizontales.

Irregularidad torsional.

Se verifica que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es **MENOR** que 1.50 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga.

2.2.5.10. Diseño de columnas y vigas

Figura 8:

Especificaciones en ETABS v19 para concreto de 3000 PSI o 210 Kg/cm² y acero de grado 60 Ksi o 4200Kg/cm².

The image shows a screenshot of the 'General Data' and 'Material Weight and Mass' sections of the ETABS v19 material properties dialog box. The 'General Data' section includes fields for Material Name (Concreteo 210 kgf/cm²), Material Type (Concrete), Directional Symmetry Type (Isotropic), Material Display Color (a green square), and Material Notes (Modify/Show Notes...). The 'Material Weight and Mass' section has radio buttons for 'Specify Weight Density' (selected) and 'Specify Mass Density'. It includes input fields for Weight per Unit Volume (0.0024 kgf/cm³) and Mass per Unit Volume (0.000002 kgf-s²/cm⁴). The 'Mechanical Property Data' section includes input fields for Modulus of Elasticity, E (219499.64 kgf/cm²), Poisson's Ratio, U (0.2), Coefficient of Thermal Expansion, A (0.0000055 1/F), and Shear Modulus, G (91458.19 kgf/cm²).

Property	Value	Unit
Material Name	Concreteo 210 kgf/cm ²	
Material Type	Concrete	
Directional Symmetry Type	Isotropic	
Material Display Color	Green	
Material Notes	Modify/Show Notes...	
Specify Weight Density	<input checked="" type="radio"/>	
Specify Mass Density	<input type="radio"/>	
Weight per Unit Volume	0.0024	kgf/cm ³
Mass per Unit Volume	0.000002	kgf-s ² /cm ⁴
Modulus of Elasticity, E	219499.64	kgf/cm ²
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000055	1/F
Shear Modulus, G	91458.19	kgf/cm ²

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Design Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f_c : kgf/cm²

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color:

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kgf/cm³

Mass per Unit Volume: kgf-s²/cm⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E : kgf/cm²

Coefficient of Thermal Expansion, A : 1/F

Material Name and Type

Material Name:

Material Type:

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, F_y : kgf/cm²

Minimum Tensile Strength, F_u : kgf/cm²

Expected Yield Strength, F_{ye} : kgf/cm²

Expected Tensile Strength, F_{ue} : kgf/cm²

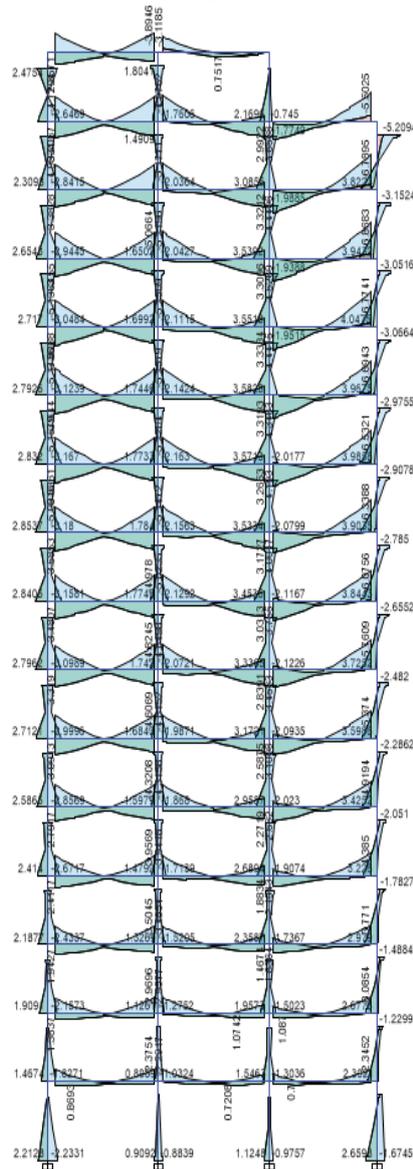
Fuente: Propia (2020)

2.2.5.11. Refuerzo longitudinal en columnas.

Las columnas sísmicas de ceñirse a lo estipulado en el capítulo 21 de la norma E 060 (RNE). La cuantía estará en base a **1% a 6%** de acuerdo al art. 21.4.5.1. Una vez obtenido los diagramas de interacción, se procede a verificar con la demanda estructural (resultados del análisis estructural sísmico) a fin de cotejar la capacidad a la flexo-compresión de la columna.

Figura 9:

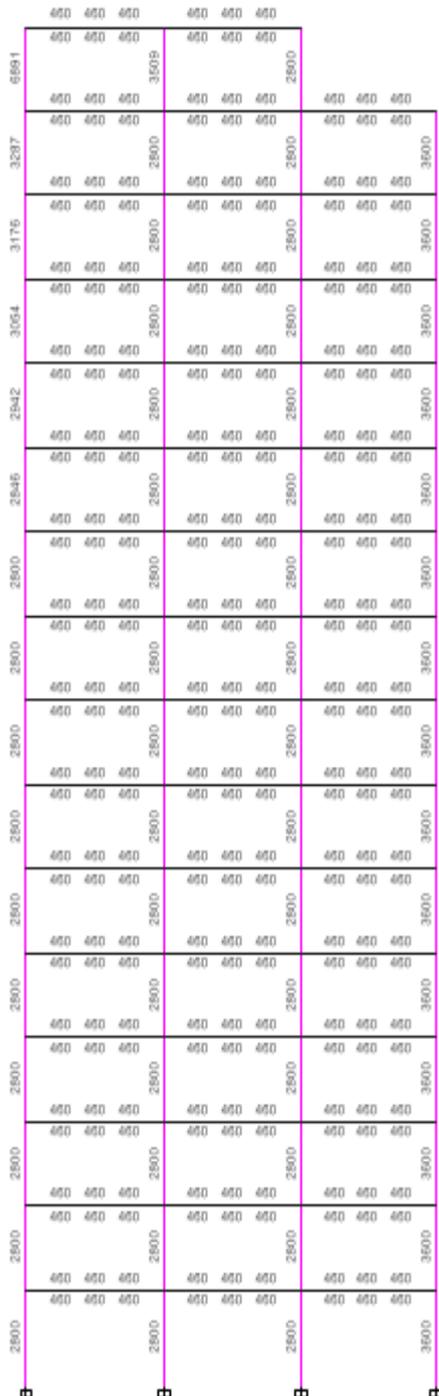
Diagrama de momento flector (tonf-m) en el pórtico del eje 02 fin de poder realidad las disposiciones de diseño, con la cuantía intervalo de 1% al 6%



Fuente: Propia (2020)

Figura 10:

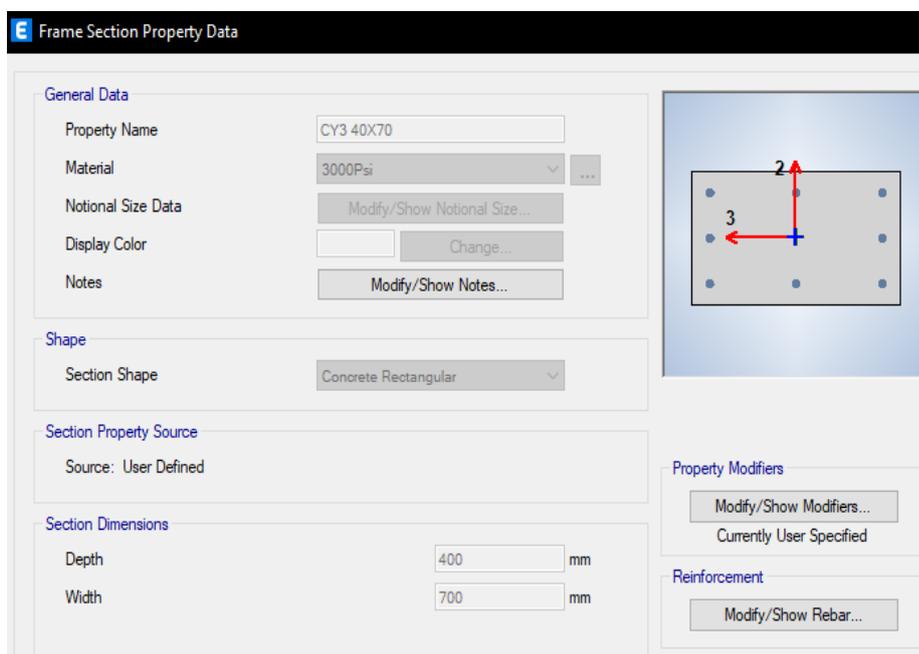
Las áreas de acero requeridas en el pórtico 02 para el diseño en columnas



Fuente: Propia (2020)

Figura 11:

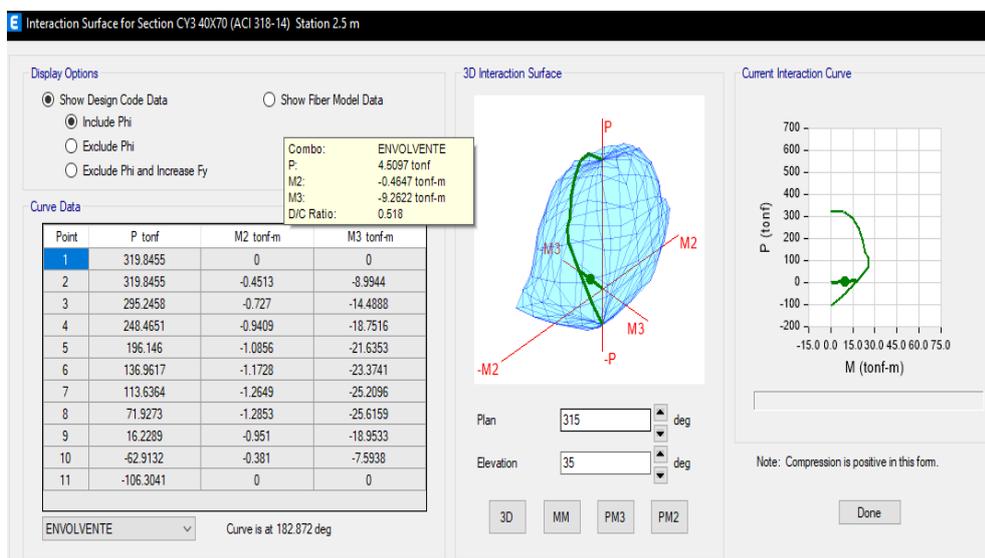
La definición de la columna 40x40 cm (nomenclatura según planos)



Fuente: Propia (2020)

Figura 12:

Diagrama de interacción de la columna de 40x70 en verificación al punto de carga axial y a los dos momentos respecto a sus ejes locales ortogonales a su longitud



****La demanda estructural por carga máxima se halla dentro de la curva de interacción o capacidad de la flexo-compresión de la columna 182.872°***
Fuente: Propia (2020)

2.2.5.12. Refuerzo transversal en columnas

El refuerzo transversal estará de acuerdo a lo expuesto en el art. 21.4.5.3. (E060-RNE):

En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta $5/8 \text{ } \varnothing$ de diámetro, de $3/8 \text{ } \varnothing$ para barras longitudinales de hasta $1 \text{ } \varnothing$ de diámetro y de $\varnothing 1/2$ " para barras longitudinales de mayor diámetro.

El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):

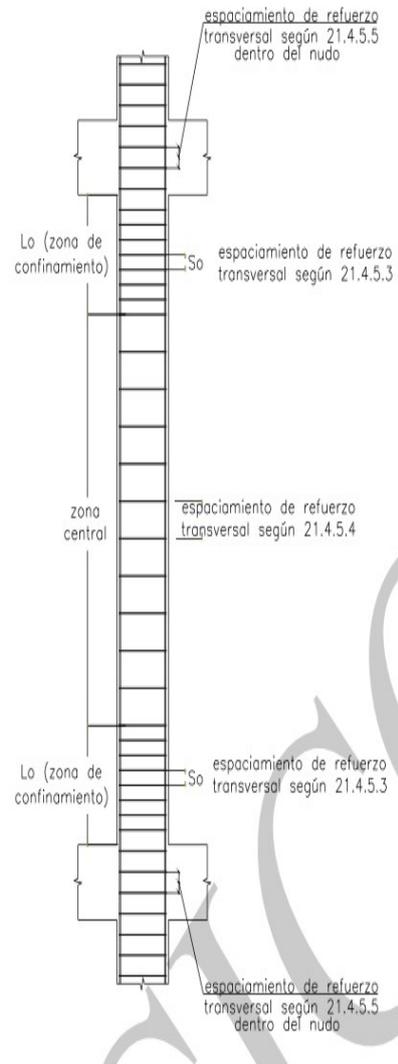
- (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
- (b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
- (c) 100 mm.

La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):

- (d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
- (e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
- (f) 500 mm.

Figura 13:

Confinamiento del acero de refuerzo por corte transversal



Fuente: Propia (2020)

En todo el elemento la separación de los estribos no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.

2.2.5.13. Diseño por corte en columnas.

Figura 14:

Diagrama de fuerzas cortantes para c 40x100 (nomenclatura según planos)



Fuente: Propia (2020)

2.2.5.14. Diseño por flexión vigas.

Las vigas resultan en una cuantía mínima para un concreto de 210 kgf/cm^2 (3000 PSI), a excepción e las ancladas a los muros estructurales como se halla a continuación como muestra de los resultados:

$$Ku = \frac{Mu}{b \cdot d^2}$$

$$\omega = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \cdot Mu}{\phi \cdot f'c \cdot b \cdot d^2}}$$

$$\rho = \omega \frac{f'c}{fy}$$

Figura 15:

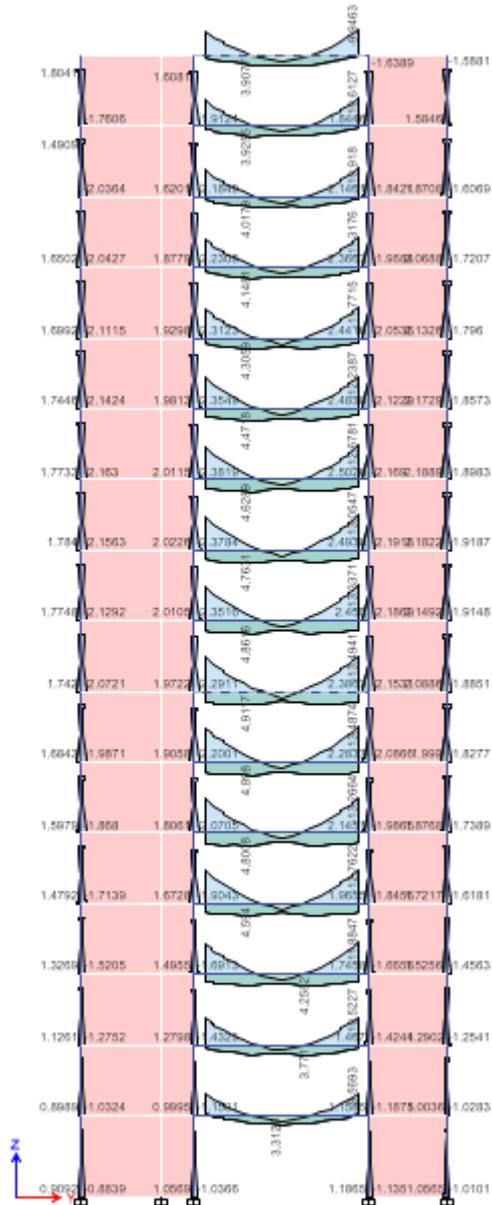
Diagrama de momento flector y fuerza cortante máximos para viga hallados en el análisis estructural. (Viga crítica 0.40x0.60)



Fuente: Propia (2020)

Figura 16:

Conjunto de diagramas de momento flector del eje F, para resaltar los momentos flectores como resultado del análisis estructural con fines de diseño de las vigas críticas



**Los momentos máximos se hallan en vigas ancladas a los uros estructurales
Fuente: Propia (2020)*

Tabla 5:

Refuerzo estructural requerido obtenidos para el momento y fuerza cortante, en la cara del apoyo (muro estructural).

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment tonf-m	Design P_u tonf	-Moment Rebar mm ²	+Moment Rebar mm ²	Minimum Rebar mm ²	Required Rebar mm ²
Top (+2 Axis)	-13.0067	-0.3997	638	0	747	747
Bottom (-2 Axis)	6.5034	-0.3997	5	316	747	747

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} tonf	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear V_p tonf	Rebar A_v / S mm ² /m
14.0075	0	14.0075	7.5152	697.59

Se expuso la metodología del hallazgo del refuerzo estructural por asistencia de computadora, para los resultados totales de las vigas por Storey y elemento crítico, remitirse a los planos detallados.

2.2.5.15. Diseño por corte en vigas.

En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" Ø de diámetro, de 3/8" Ø para barras longitudinales de hasta 1" Ø de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;

(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;

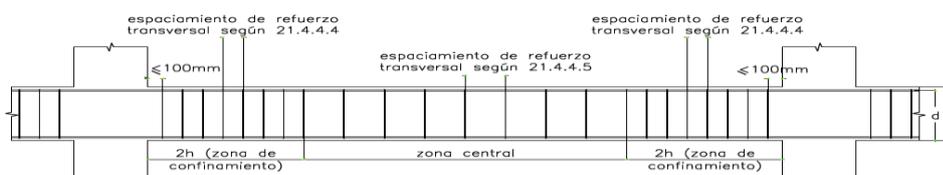
(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;

(d) 300 mm.

Los estribos deben estar espaciados a no más de $0,5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

Figura 17:

Confinamiento del acero de refuerzo transversal



Fuente: Propia (2020)

2.2.6. Diseño de muro de corte

2.2.6.1. Predimensionamiento de placas

*Tabla 6:
Parámetros sísmicos*

Z	0.35
U	1
C	$2.5(T_p/T_n)$
S	1.15
R	6

Fuente: Propia (2021)

Tabla 7:
Predimensionamiento Estructural en X

ZUCS/R		0.15131579	
Cortante (ZUCS/R.P)	Basal	366.573	tonf
Esfuerzo a la corte ofrecida por el concreto		6.528365	kgf/cm ²
Área requerida para el muro estructural	transversal	56136.753	cm ²

Fuente: Propia (2020)

Tabla 8:
Predimensionamiento Estructural en Y

ZUCS/R		0.11852179	
Cortante (ZUCS/R.P)	Basal	302.79305	tonf
Esfuerzo a la corte ofrecida por el concreto		6.528365	kgf/cm ²
Área transversal requerida para el muro estructural		46369.533	cm ²

Fuente: Propia (2020)

Tabla 9:
Espesores tentativos (ep) y Longitud de muro (Lp) mínimos requerido

ep (cm)	Lp X (cm)	Lp Y (cm)
10	5613.675	4636.9
15	3742.4502	3091.27
20	2806.8377	2318.45
25	2245.47	1854.76

Fuente: Propia (2020)

2.2.6.2. Diseño de muros estructurales.

$$\phi Pnw = 0.55\phi f_c \cdot Ag \left[1 - \left(\frac{K \cdot h}{32t} \right)^2 \right]$$

$$\phi Pnw = 0.55(0.7)(210) \cdot (690 \times 15) \left[1 - \left(\frac{1 \times 2.4}{32 \times 15} \right)^2 \right]$$

$$\phi Pnw = 6280n > Pu = 27 \text{ ton}$$

2.2.6.3. Análisis por flexo-compresión

Resumen de algunos muros críticos analizados para verificar los diseños estipulados en los planos.

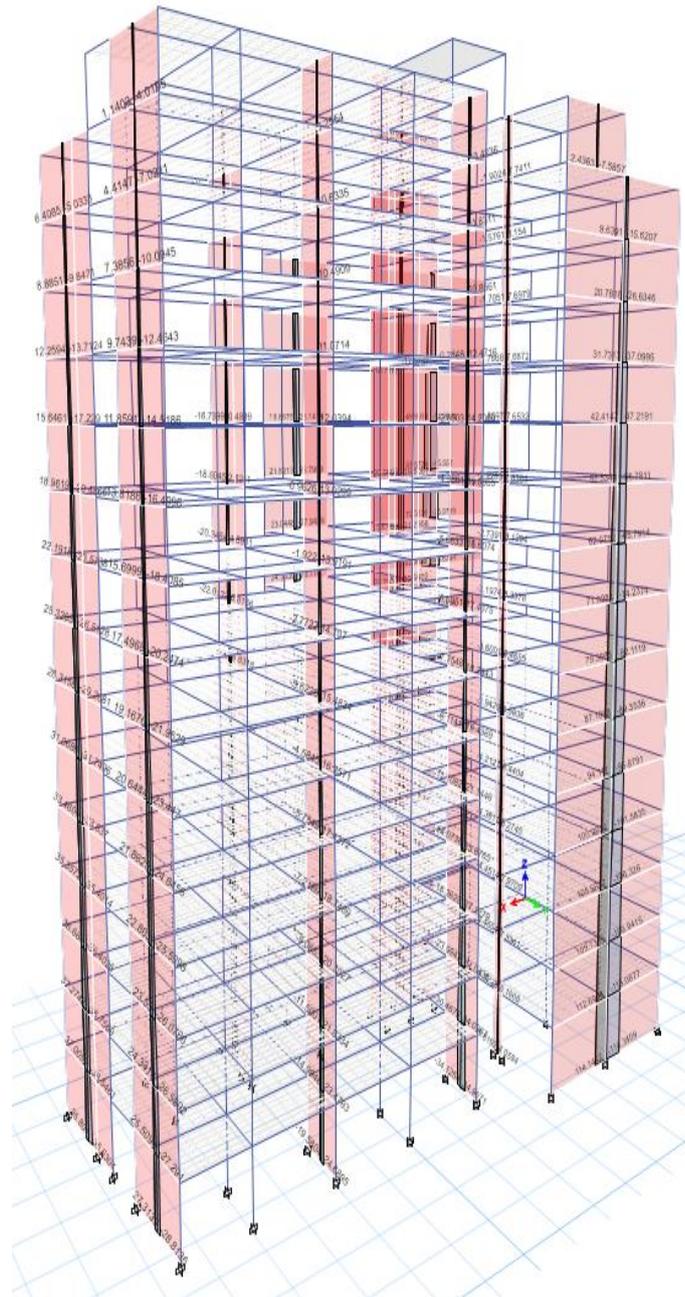
Tabla 10:

Resultados Finales Por Envolvente En La Base De Las Tres Placas Propuestas En El Modelos, En La Dirección Y.

TABLE: Pier Forces						
Story	Pier	P	V2	V3	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
SOTANO	P1	-660.8591	128.2155	9.7298	10.9781	1718.1276
SOTANO	P2	-344.6192	42.3584	4.4954	3.2332	272.974
SOTANO	P3	-673.418	114.3409	10.1041	11.3553	1795.5375
SOTANO	P4	-348.4483	35.801	2.96	2.6342	260.8876
SOTANO	P5	-306.9493	28.8136	2.8073	2.1596	146.4178
SOTANO	P6	-360.5999	34.9236	1.8165	1.7844	169.5823
SOTANO	P7	-269.7549	24.6895	1.8171	1.4071	75.2772
SOTANO	P8	-798.5443	32.5766	45.8994	260.0988	474.8289
SOTANO	P9	-209.4044	34.9671	1.4616	1.2396	117.8956
SOTANO	P10	-96.6029	5.8192	0.8365	0.5994	6.6419

Fuente: Propia (2020)

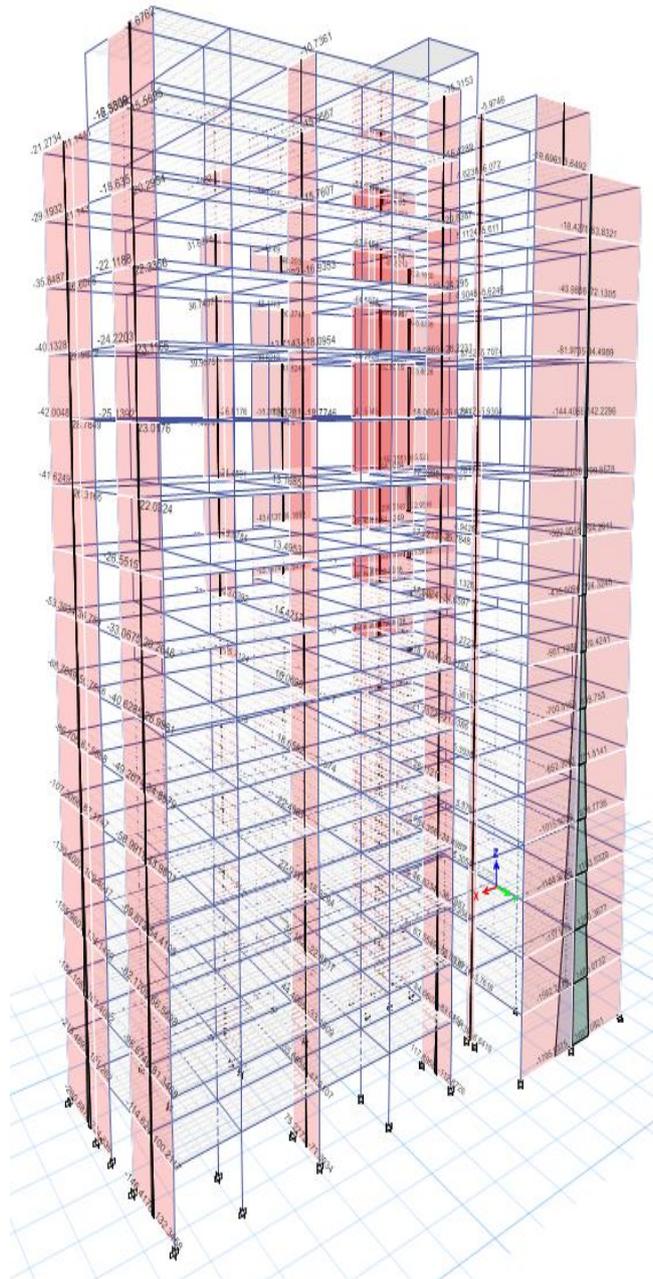
Figura 18:
Diagrama de fuerza cortante para los muros de corte o placas por envolvente



Fuente: Propia (2020)

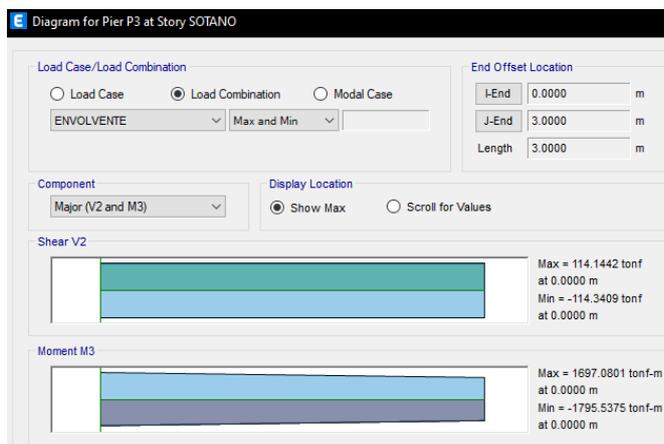
Figura 19:

Diagrama de momento flector para los muros de corte o placas por envolvente



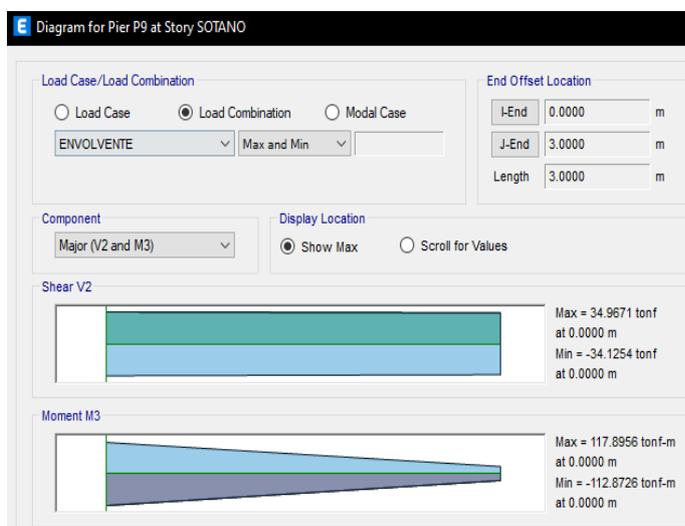
Fuente: Propia (2020)

Figura 20:
Diagrama de momento flector y fuerza cortante para P1 (Wall 1) – Placa del eje 2 (ETABS).



Fuente: Propia (2020)

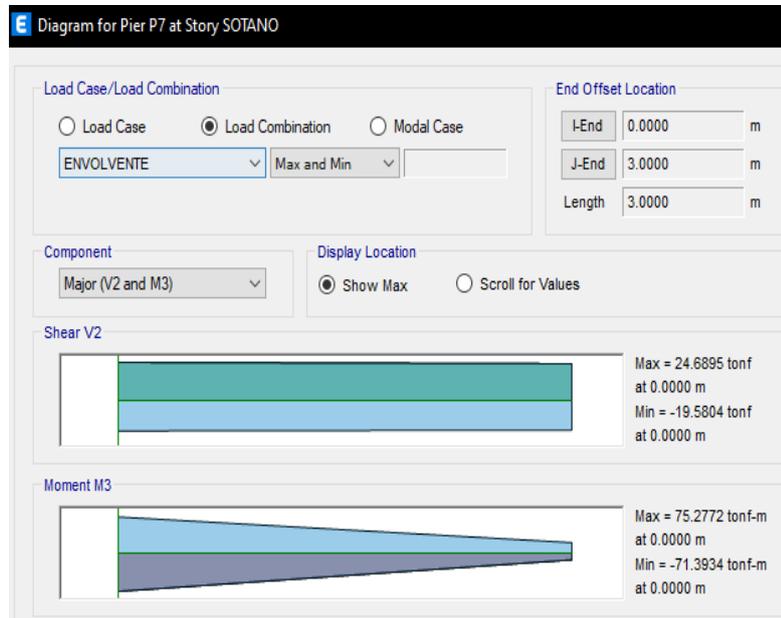
Figura 21:
Deformación al primer modo de vibración asociado principalmente al eje X, con un periodo fundamental de $T = 0.6651s$



Fuente: Propia (2020)

Figura 22:

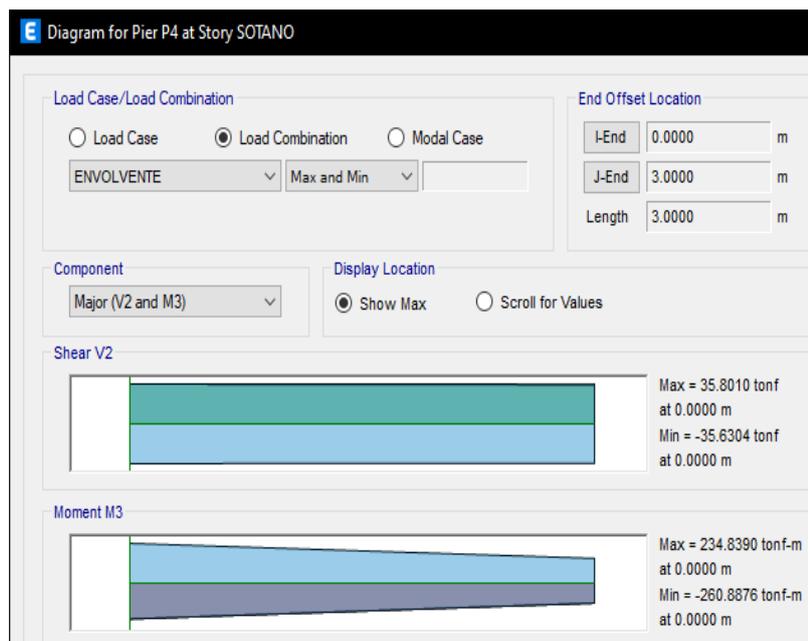
Diagrama de momento flector para P3 (Wall 3) – Placa del eje B (ETABS)



Fuente: Propia (2020)

Figura 23:

Diagrama de momento flector para P4 (Wall 4) – Placa del eje 2 (ETABS)



Fuente: Propia (2020)

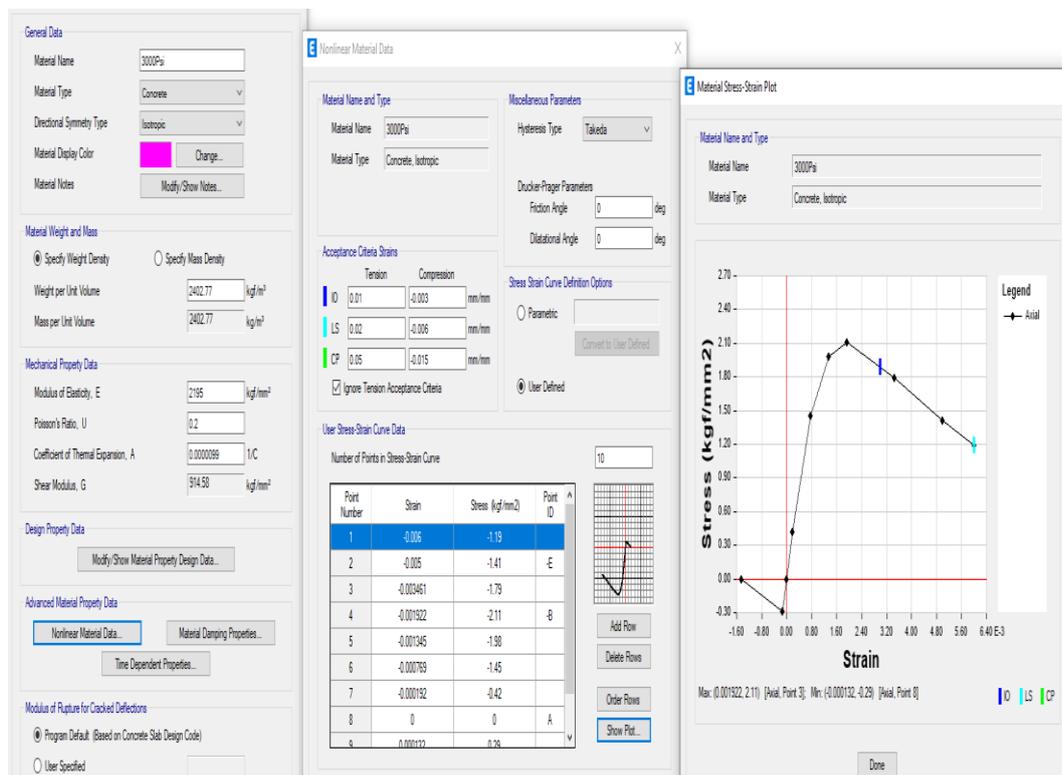
2.2.7. Análisis no lineal

2.2.7.1. Propiedades no lineales de los materiales asignados en el modelo.

Primero se definen las propiedades no lineales de los materiales. En las siguientes imágenes se muestran los valores de los diferentes parámetros tanto para el concreto como el acero de refuerzo.

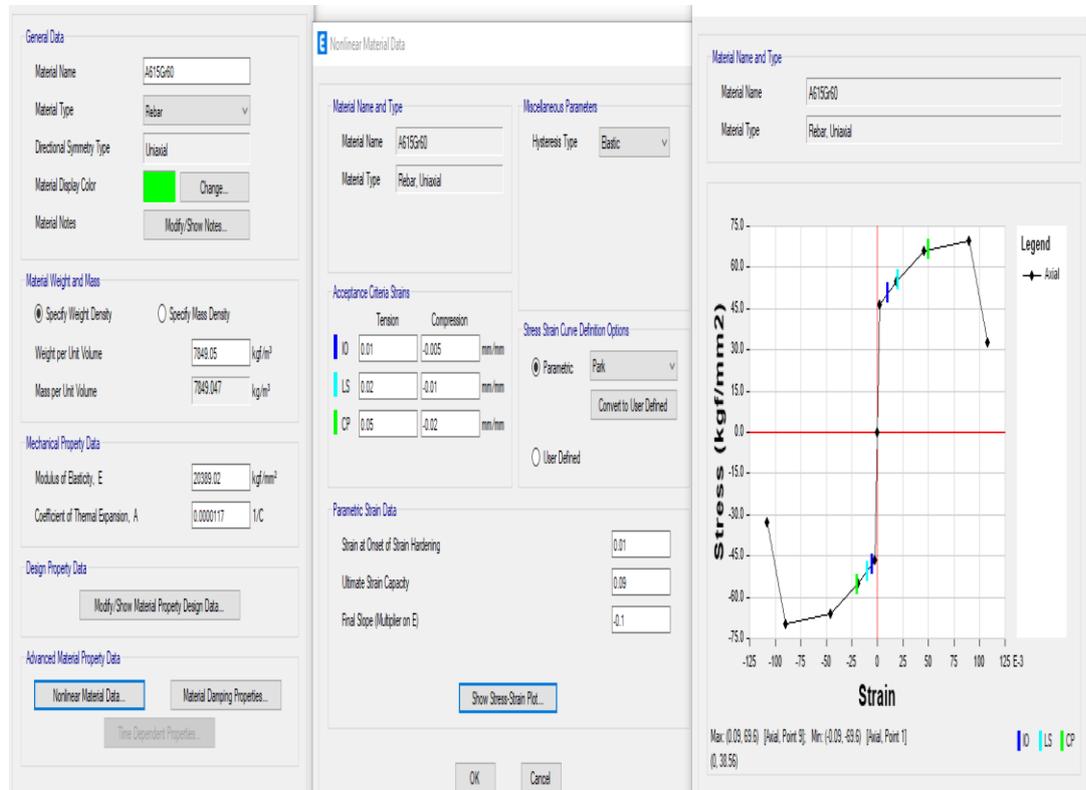
Figura 24:

Parámetros No-Lineales del concreto



Fuente: Propia (2020)

Figura 25:
Parámetros No-Lineales del acero.



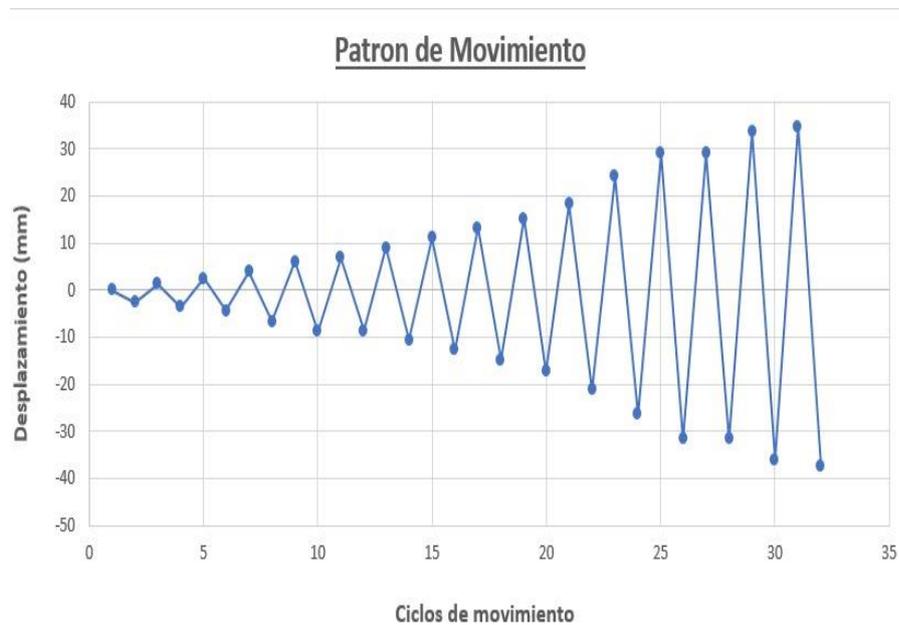
Fuente: Propia (2020)

2.2.7.2. Asignación de cargas y simulación.

Se asignó desplazamientos de control para calibrar el modelo histerético, de acuerdo al patrón a continuación extraído de la base de datos de Noshu, Stanton and MacRae 1996, No.1

Figura 26:

Patrón de desplazamiento asignados al modelo numérico



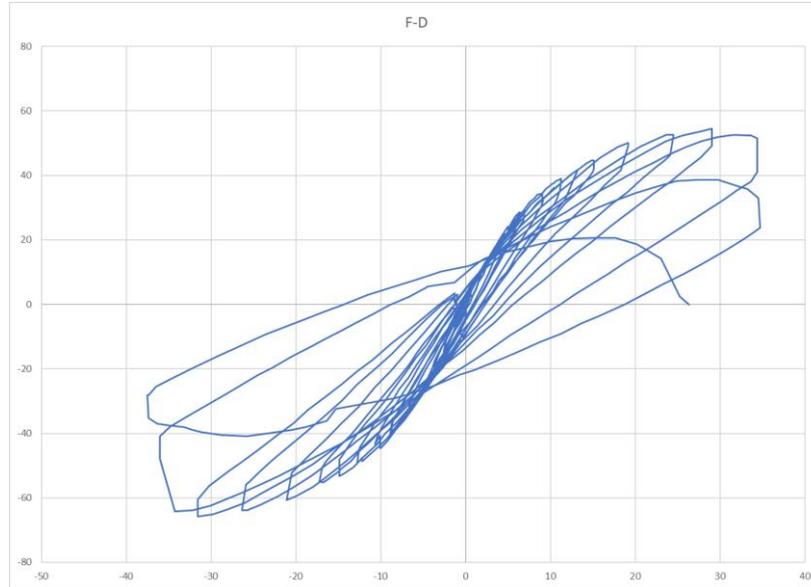
Fuente: Propia (2020)

El mencionado patrón de desplazamientos se asigna al modelo mediante un caso no-lineal estático (o pushover) para controlar el empuje y registrar la reacción en la base. Por lo tanto, se generará cierta cantidad de casos no-lineal estáticos para poder generar el patrón.

Y obtener la histéresis de calibración del ensayo de Nosho, Stanton and MacRae 1996, No.1, que se expone a continuación.

Figura 27:

Diagrama histerético para el ensayo Nosho, Stanton and MacRae 1996, No.1 (PEER DataBase – California University at Berkeley)

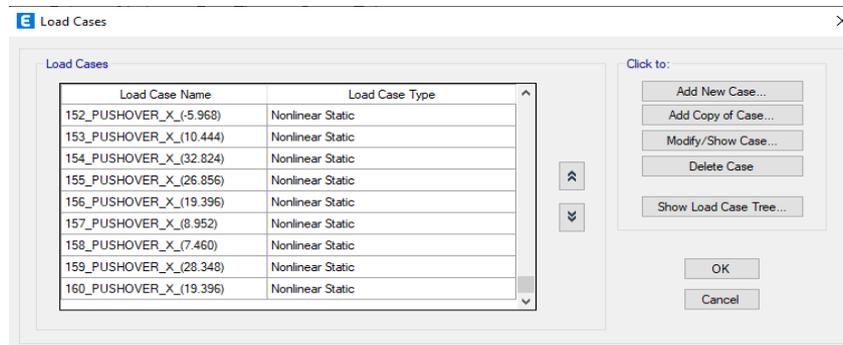


Fuente: Propia (2020)

En el modelo numérico se generó un total de 160 casos no lineales para registrar la mayor cantidad de puntos de control hasta generar la falla en la rótula de fibras asociadas a la flexo-compresión P-M2-M3.

Figura 28:

Totales de caso estáticos No-Lineales generados para la simulación y calibración



Fuente: Propia (2020)

2.2.7.3. Propiedades no lineales de columnas.

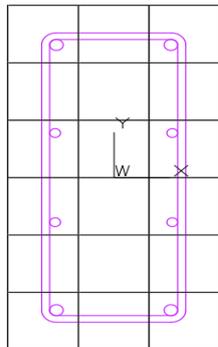
El modelo numérico es modelado en un elemento tipo FRAME con asignaciones de rótula plástica por fibra asociada a la flexocompresión P-M2-M3 y una longitud de fibra de $0.08L + 0.022d_bF_y$ (Paulay & Priestley, 1992).

$$L_{PH} = 0.08L + 0.022d_bF_y = 485 \text{ mm}$$

La discretización de la sección transversal es tanto para concreto como para acero de refuerzo, es decir, discretizar la parte del concreto, de acuerdo a las zonas que ocupe como recubrimientos y núcleo confinado; y modelar las fibras del acero para cada uno de ellos respectivamente.

Figura 29:

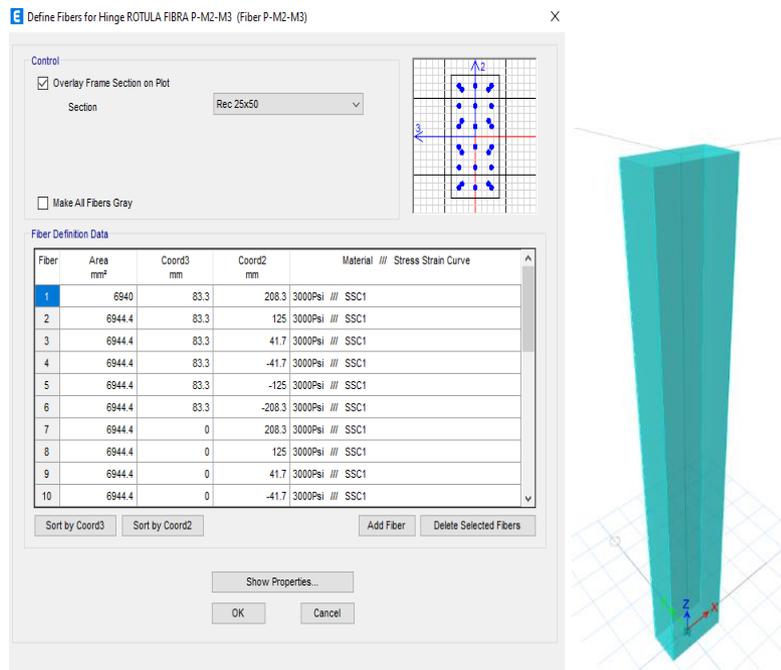
Discretización del concreto y las varillas de refuerzo en la sección transversal de la columna más cargada para ser calibrarlo.



Fuente: Propia (2020)

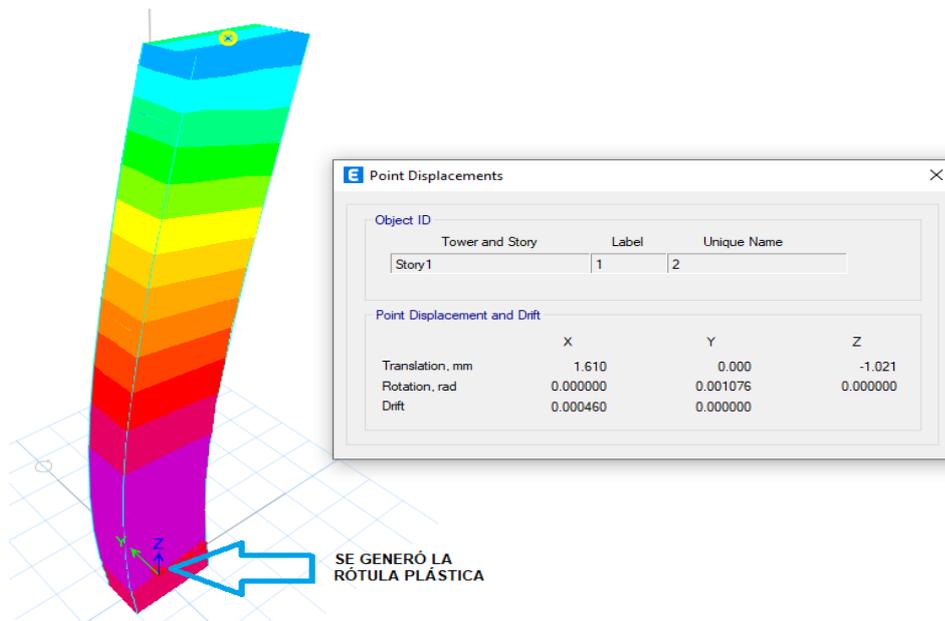
La metodología de asignación de cada fibra es para área transversal discretizada y su respectiva localización al centro geométrico de este como se muestra a continuación:

Figura 30:
Discretización del concreto y las varillas de refuerzo en la sección transversal de la columna más cargada para ser calibrarlo



Fuente: Propia (2020)

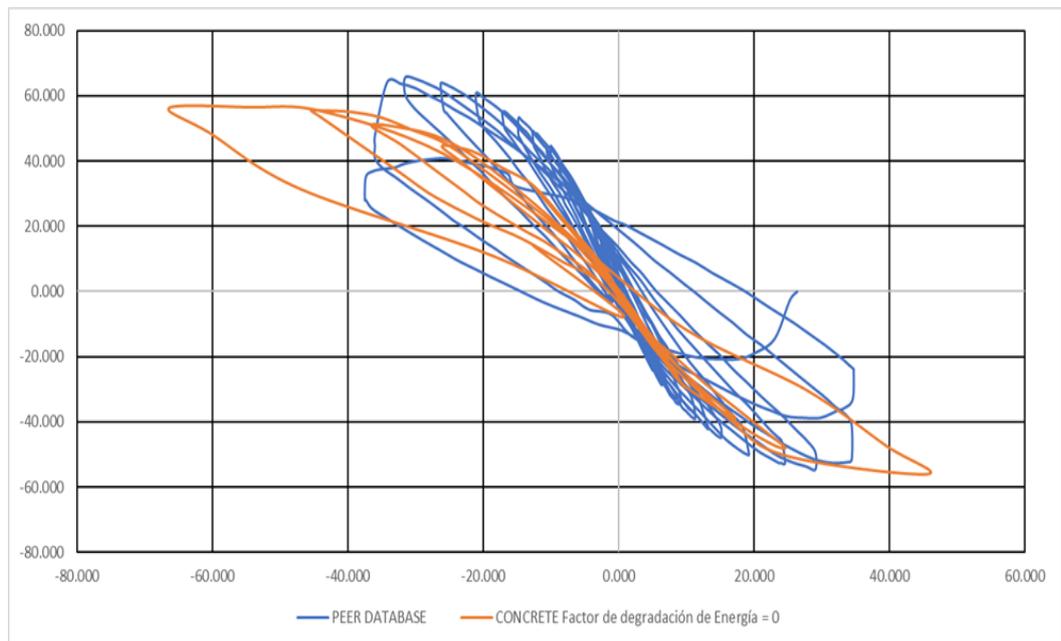
Figura 31:
Deformación del último caso estático No-Lineal que genera la rótula plástica en la base



Fuente: Propia (2020)

Antes de poder ajustar los parámetros no-lineales al modelo, es decir, antes de calibrar la simulación se obtuvo el siguiente patrón histerético de los 160 desplazamiento por cada caso no-lineal estático generado paso a paso (step-by-step):

Figura 32:
Azul: patrón histerético PEER-Nosho, Naranja: Modelo sin calibrar aun de la columna



Fuente: Propia (2020)

2.2.7.4. Calibración del modelo numérico

Figura 33:

Calibración de los parámetros No-Lineales del ensayo para la columna más cargada en ETABS

CALIBRACION DEL ENSAYO EXPERIMENTAL DEL MURO EN ETABS		
Modelo V1	Modelo V2	Modelo V3
Se utilizó los siguientes modelos constitutivos y modelos histeréticos CONCRETO -Modelo de Mander -Histéresis tipo CONCRETE ACERO -Modelo de Park -Histéresis tipo PIVOT	Se utilizó los siguientes modelos constitutivos y modelos histeréticos CONCRETO -Modelo de Mander -Histéresis tipo TAKEDA ACERO -Modelo de Park -Histéresis tipo TAKEDA Se cambió los valores del módulo de elasticidad del concreto y el coeficiente de Poisson	Se utilizó los siguientes modelos constitutivos y modelos histeréticos CONCRETO -Modelo de Mander -Histéresis tipo PIVOT ACERO -Modelo de Park -Histéresis tipo TAKEDA Se cambió los parámetros dentro del tipo de histéresis PIVOT del concreto para disminuir la separación de los lazos histeréticos

Fuente: Propia (2020)

2.2.7.5. Propiedades no lineales de muros.

Para la calibración del muro en estudio se tomó como referencia el modelo experimental de Birely y Lehman (2008). En la siguiente tabla se resume las propiedades de los materiales y geometrías del muro en estudio.

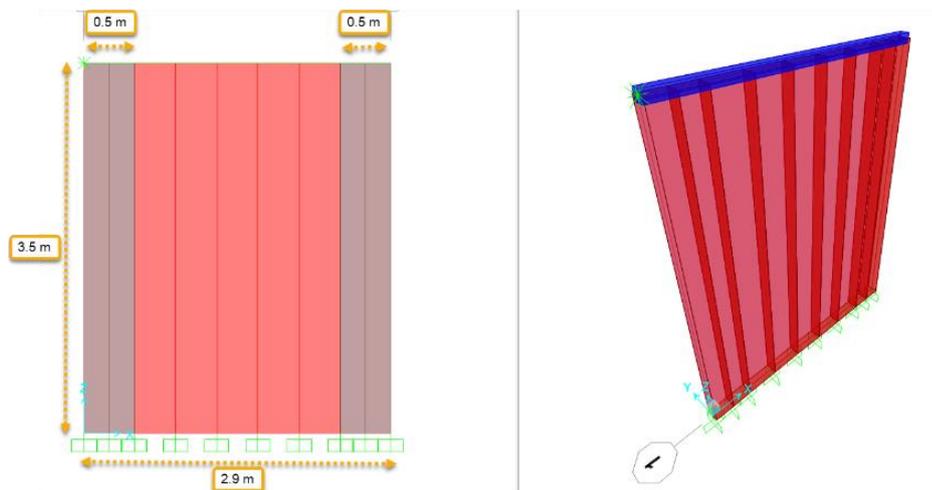
Tabla 11:
Parámetros del ensayo Birely y Lehman

Muro ensayo	Resistencia concreto (MPa)	Acero refuerzo Mpa	hw/L	Cuantia acero area de confinamiento	Cuantia de acero area del alma	P/f'c*Ag
PW1	21	522	1.2	0.574	0.273	0.01

Para el modelamiento del muro en estudio, se utilizó el software SAP2000. Se utilizó el elemento tipo “Shell-Layered Nonlinear”, para representar el comportamiento de los elementos del borde y del alma del muro. El elemento “Shell-Layered Nonlinear” es un elemento especial tipo área, el cual puede ser definido por múltiples capas en la dirección del espesor del muro. Cada capa puede ser representado por un material independiente definido mediante su relación constitutiva esfuerzo vs deformación.

Figura 34:

Modelamiento del muro en SAP 2000



Fuente: Propia (2020)

Figura 35:
 Modelamiento del muro mediante elementos tipo Shell Layered Nonlinear en SAP2000.

Left Screenshot: Shell Section Layer Definition (ALMA MURO)

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Type	S11	S22	S12
ConcM	0.	150.	Membrane	1	CC 21 MPa	0.	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
ConcM	0.	150.	Membrane	1	CC 21 MPa	0.	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
TopBar1M	41.825	0.215053	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear
TopBar2M	41.825	0.215053	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Linear
BotBar1M	-41.825	0.215053	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear
BotBar2M	-41.825	0.215053	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Linear
ConcP	0.	150.	Plate	2	CC 21 MPa	0.	Directional	Linear	Linear	Linear
TopBar1P	41.825	0.215053	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear
TopBar2P	41.825	0.215053	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear
BotBar1P	-41.825	0.215053	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear

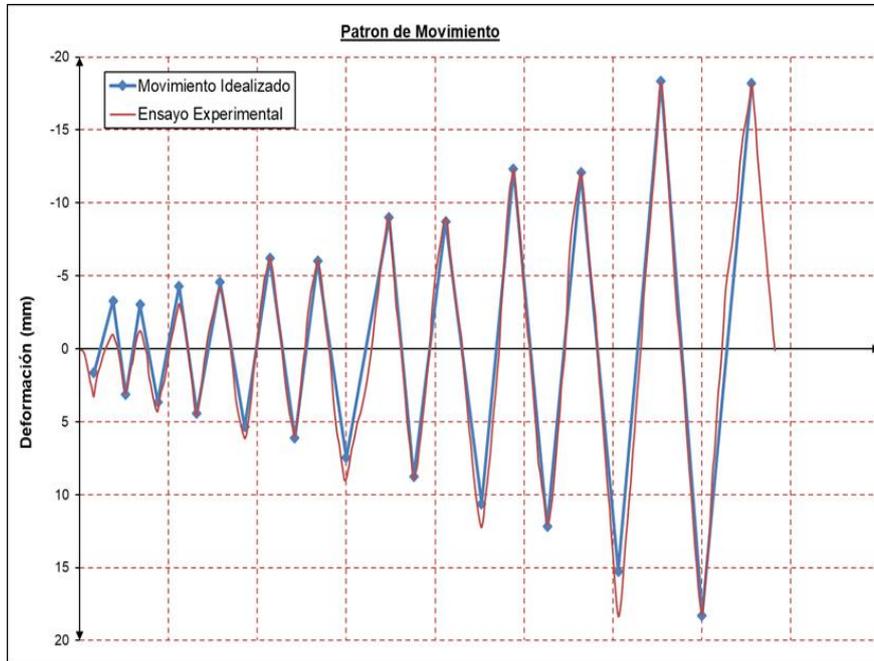
Right Screenshot: Shell Section Layer Definition (BORDE MURO)

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Type	S11	S22	S12
ConcM	0.	150.	Membrane	1	CC 21 MPa	0.	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
ConcM	0.	150.	Membrane	1	CC 21 MPa	0.	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
TopBar1M	38.65	1.720427	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear
TopBar2M	41.825	0.64516	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Linear
BotBar1M	-38.65	1.720427	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear
BotBar2M	-41.825	0.64516	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Linear
ConcP	0.	150.	Plate	2	CC 21 MPa	0.	Directional	Linear	Linear	Linear
TopBar1P	38.65	1.720427	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear
TopBar2P	41.825	0.64516	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear
BotBar1P	-38.65	1.720427	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear

Fuente: Propia (2020)

2.2.7.6. Calibración del modelo numérico de muro

Figura 36:
Patrón de movimiento



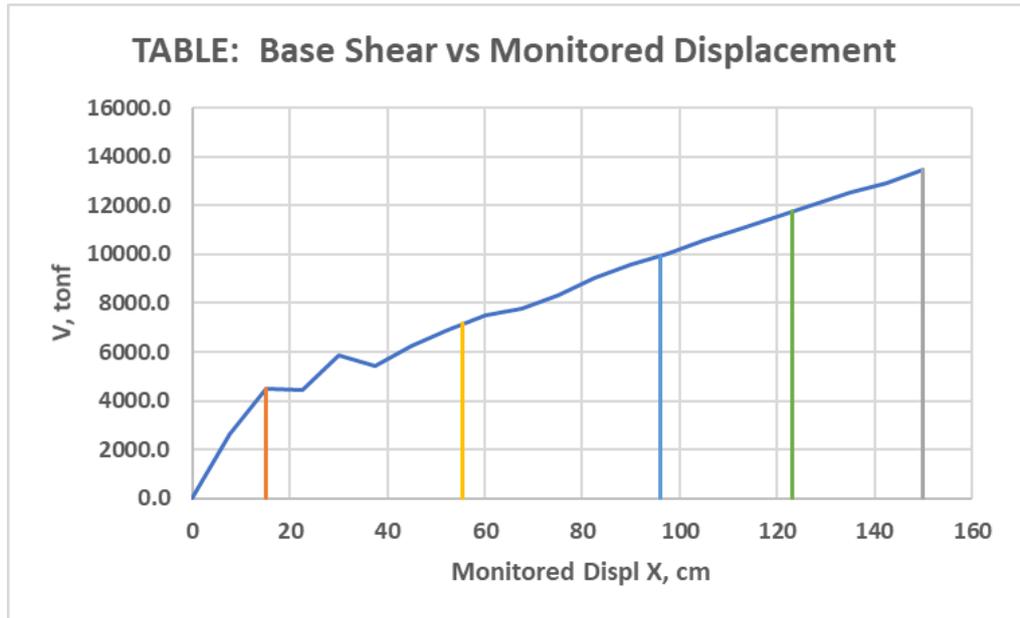
2.2.8. Procedimientos estáticos no lineales.

El análisis de empuje es un procedimiento estático que utiliza una técnica no lineal simplificada para estimar las deformaciones estructurales sísmicas. Las estructuras se rediseñan a sí mismas durante los terremotos. A medida que los componentes individuales de una estructura ceden o fallan, las fuerzas dinámicas sobre el edificio se trasladan a otros componentes. Un análisis de empuje simula este fenómeno aplicando cargas hasta que se encuentra el eslabón débil en la estructura y luego revisando el modelo para incorporar los cambios en la estructura causados por el eslabón débil. Una segunda iteración indica cómo se redistribuyen las cargas. La estructura se vuelve a "empujar" hasta que se descubre el segundo eslabón débil. Este proceso continúa hasta que se identifica un patrón de rendimiento para toda la estructura bajo carga sísmica.

El análisis de empuje se usa comúnmente para evaluar la capacidad sísmica de estructuras existentes y aparece en varias pautas recientes para el diseño sísmico de reacondicionamiento. También puede ser útil para el diseño basado en el rendimiento de nuevos edificios que dependen de la ductilidad o redundancias para resistir las fuerzas sísmicas.

Figura 37:

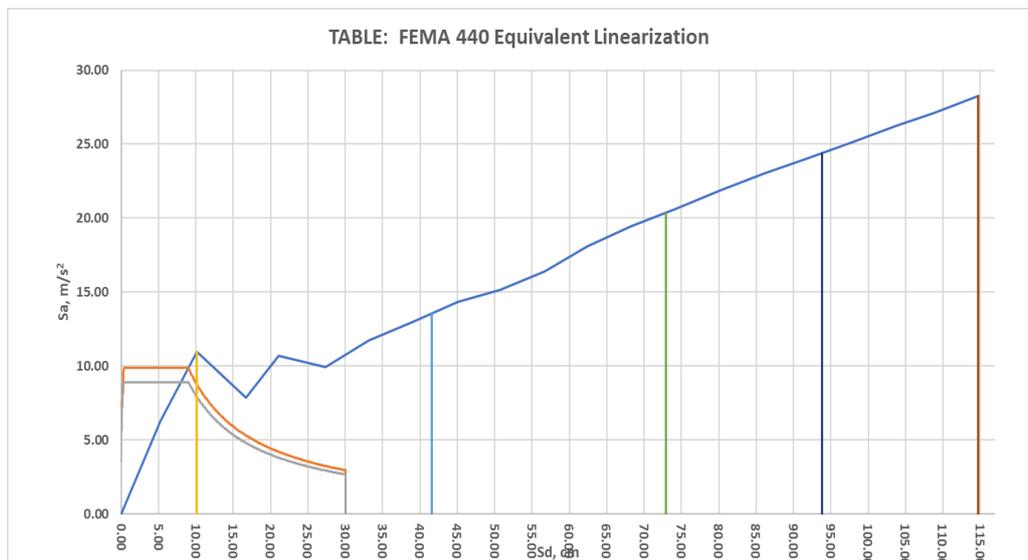
Curva de capacidad estructural, en el eje de análisis X



Fuente: Propia (2020)

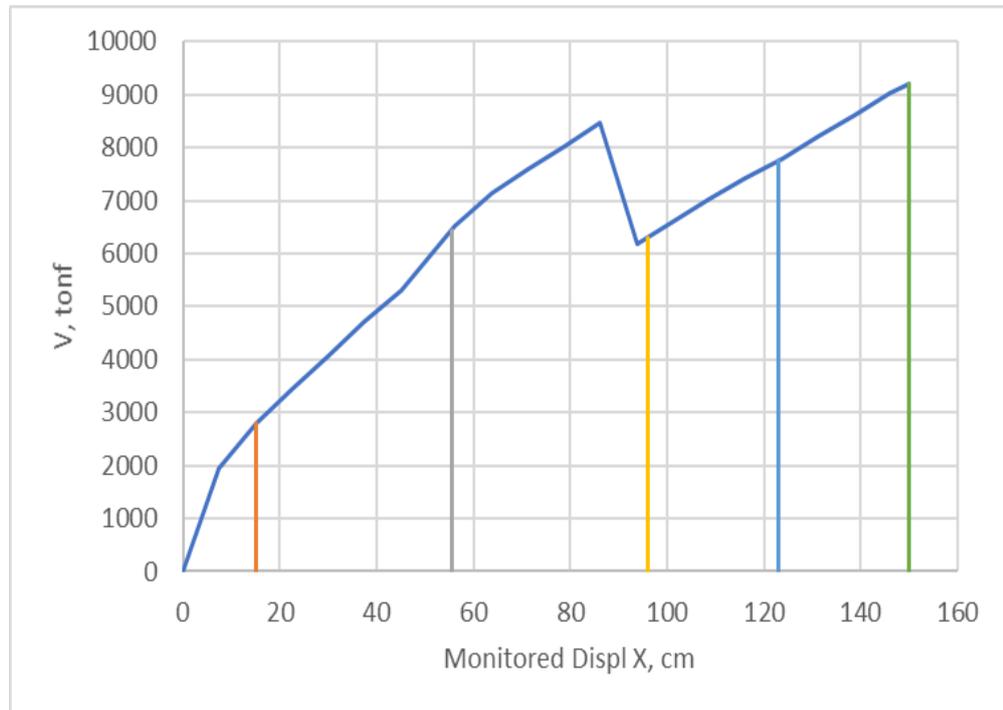
Figura 38:

Resultados del análisis del espectro de demanda y espectro de capacidad en el eje de análisis X, de acuerdo al formato de FEMA440.



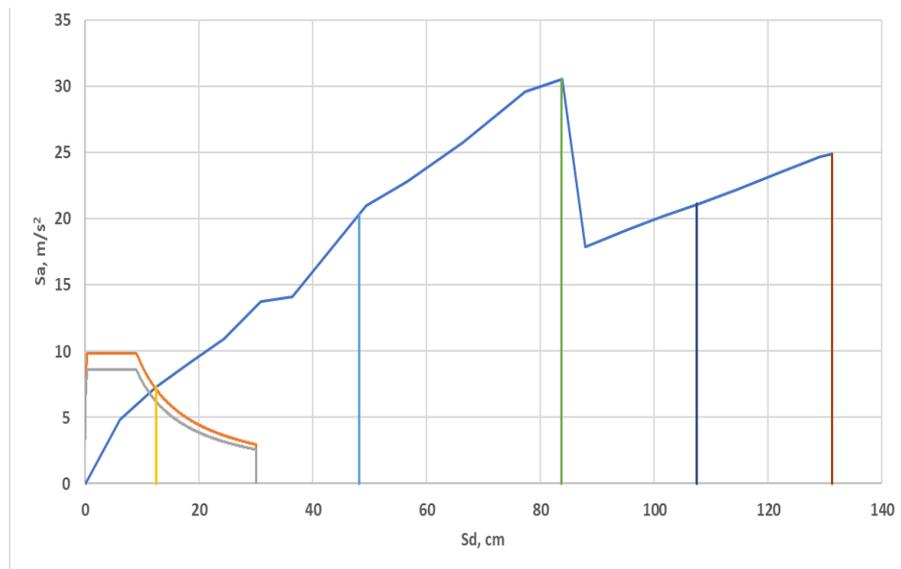
Fuente: Propia (2020)

Figura 39:
Curva de capacidad estructural, en el eje de análisis Y



Fuente: Propia (2020)

Figura 40:
Resultados del análisis del espectro de demanda y espectro de capacidad en el eje de análisis Y, de acuerdo al formato de FEMA440.



Fuente: Propia (2020)

2.2.9. Procedimientos dinámicos (análisis no lineal tiempo-historia)

2.2.9.1. Escalamiento del espectro de respuesta.

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis tiempo historia del puente analizado. En estos análisis se utilizaron siete registros sísmicos, los cuales fueron escalados al espectro de aceleraciones obtenido de la norma E030 del reglamento nacional de edificaciones (2018) que describe el sismo de diseño. A partir de los resultados obtenidos, se obtienen las máximas demandas sísmicas obtenidas en los pilares.

2.2.9.2. Escalamiento de los acelerogramas.

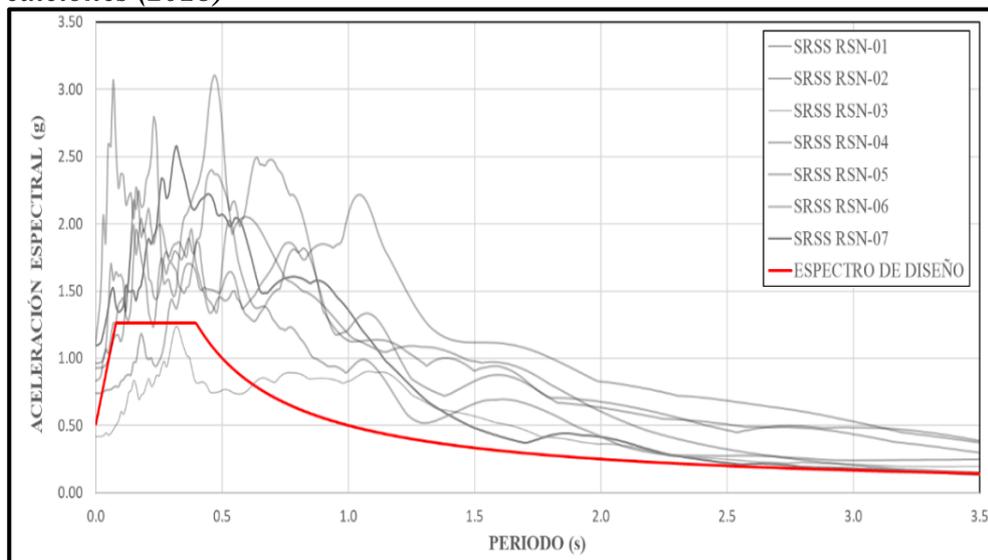
Para el análisis no lineal tiempo historia se requiere el uso de un grupo de registros sísmicos (acelerogramas), los cuales tienen que ser escalados a un espectro objetivo.

En este trabajo se escogió de manera conservadora el Espectro de Diseño. En este análisis sísmico determinístico se escogieron 3 registros sísmicos considerando sus dos componentes horizontales. Estos acelerogramas fueron tomados de las estaciones acelerográficas de CISMID y fueron escalados al Espectro de Diseño de reglamento nacional de edificaciones E030 (2018).

En el método descrito en el ASCE/SEI 7-16, a partir de cada par componente del movimiento horizontal del suelo, se construye un espectro de respuesta SRSS. Este espectro se determina como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las ordenadas de los espectros de respuesta de cada componente horizontal del registro sísmico para un amortiguamiento del 5%. Los

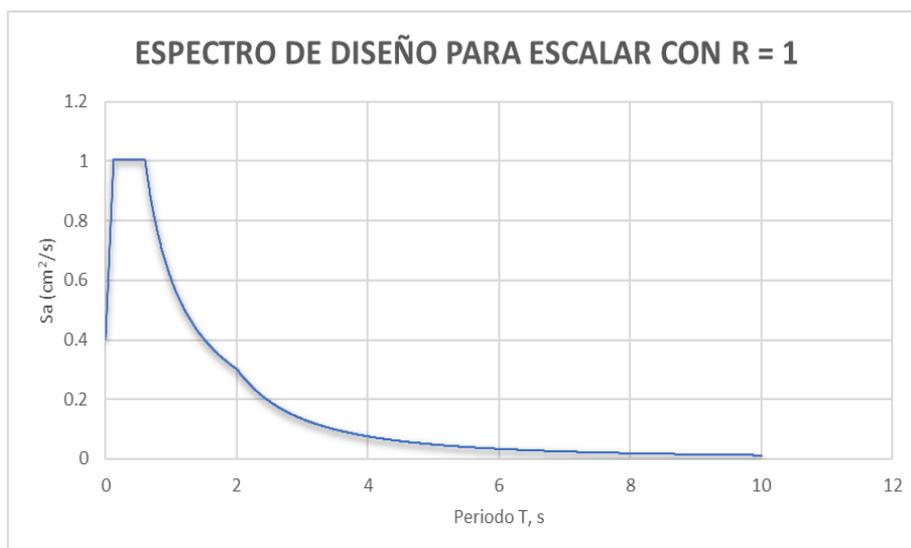
espectros de respuesta SRSS de los 7 acelerogramas y el Espectro de Diseño objetivo, se muestran en la siguiente figura.

Figura 41:
Procedimiento de escalamiento de espectros de respuesta en función al espectro de diseño de la normatividad E030 del reglamento nacional de ediciones (2018)



Fuente: Propia (2020)

Figura 42:
Espectro de respuesta para escalar los espectros resultantes de los registros acelerográficas de cada componente y los tres registros escogidos



Fuente: Propia (2020)

2.2.9.3.Registros acelerográficos escalados al espectro de respuesta de diseño con

$$r=1$$

Figura 43:

Componente EW, NS, del registro acelerográfico de Pisco (2007).

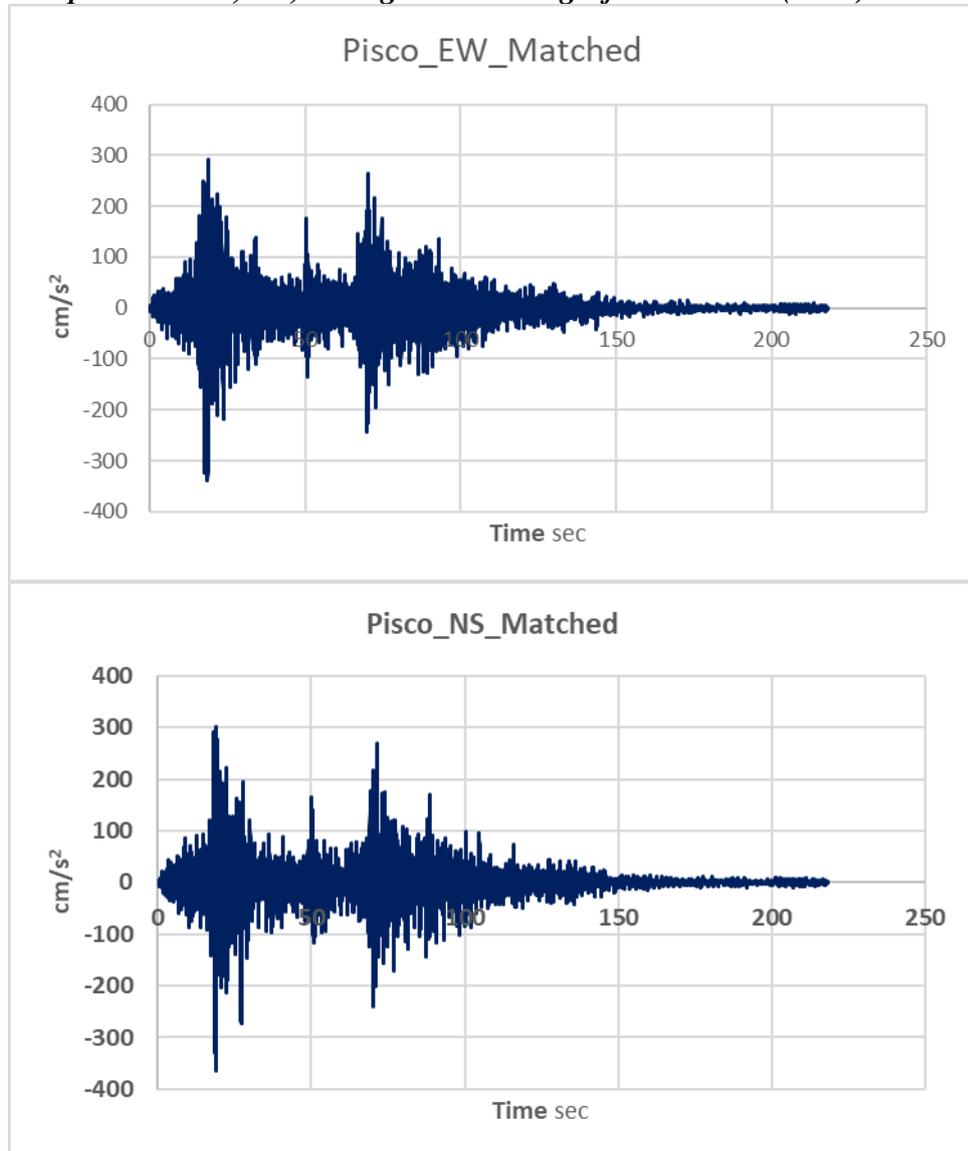


Figura 44:
Componente EW, NS, del registro acelerográfico de Tarapacá (2005).

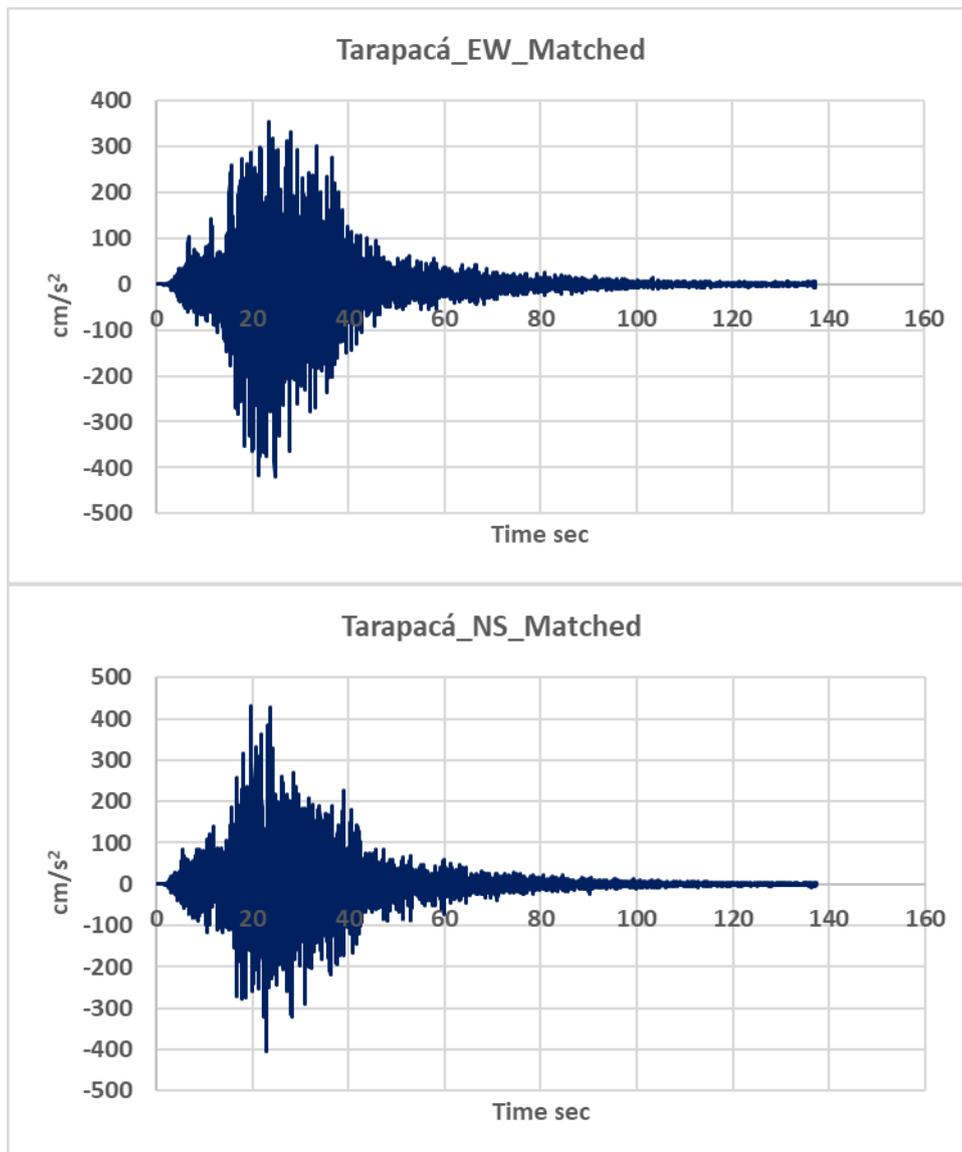
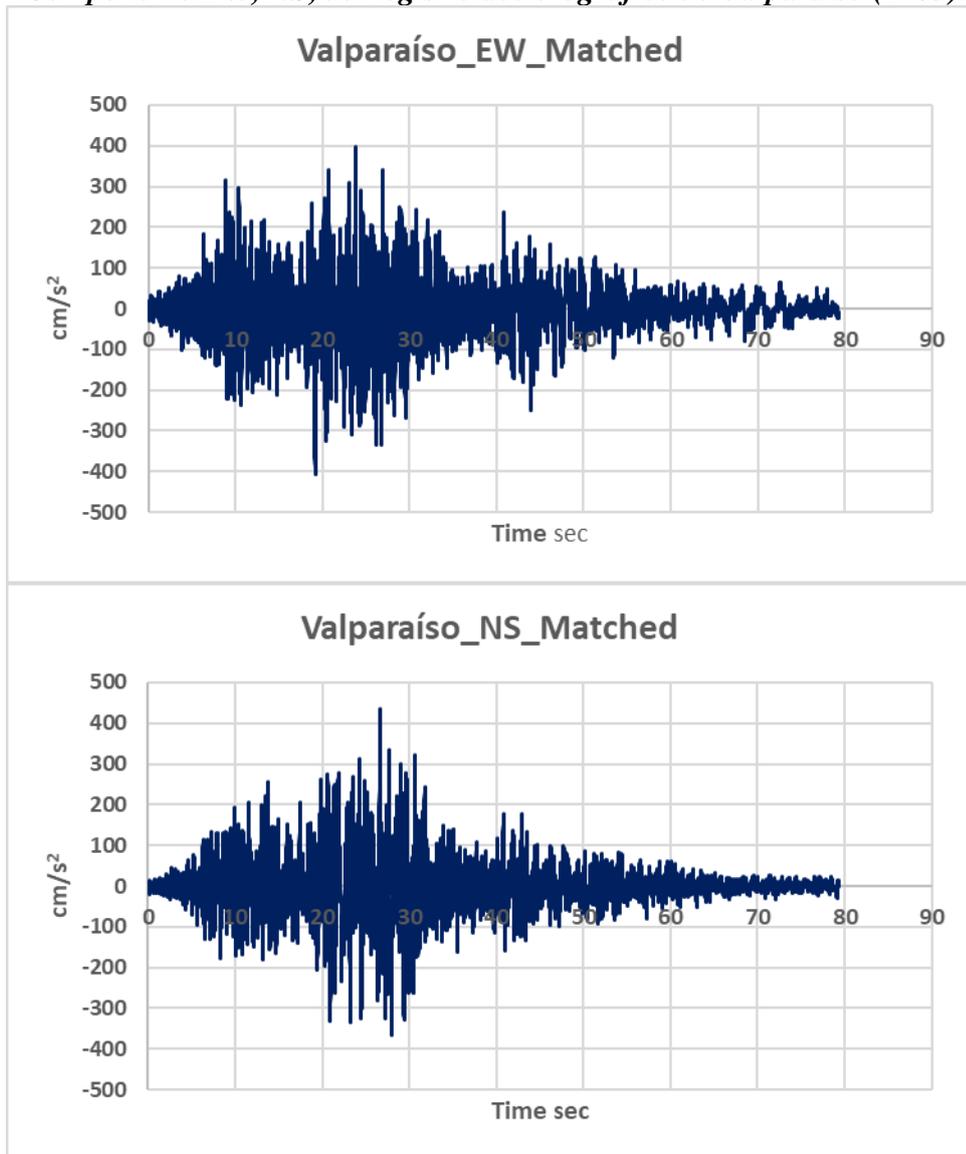


Figura 45:
Componente EW, NS, del registro acelerográfico de Valparaíso (1985).



2.2.9.4.Requerimiento básico para la implementación de amortiguadores viscoelásticos

$$\text{Deriva_máxima} := .7197 \quad \text{D_objetivo} := .48 \quad \beta_{inh} := 5 \quad +$$

Factor de reducción de respuesta (B):

$$B := \frac{\text{Deriva_máxima}}{\text{D_objetivo}} \rightarrow 1.499375$$

$$\beta_{eff} := \frac{2.31 - 0.41 \cdot \ln(\beta_{inh})}{2.31 - 0.41 \cdot \ln(\beta_{eff})} - B \text{ solve, } \beta_{eff} \rightarrow 19.104 \quad \text{Amotiguamiento efectivo}$$

$$\beta_H := \beta_{eff} - \beta_{inh} \rightarrow 14.103832 \quad \text{Amotiguamiento viscoso de la estructura}$$

Ya que el amortiguamiento histerético requerido para la implementación de amortiguadores es menor a 20 %, se descarta la posibilidad de dicha implementación.

2.2.9.5.Desplazamientos máximos por efectos del análisis no lineal tiempo-historia

Figura 46:

Desplazamiento máximo en la dirección de análisis X e Y, por efectos del análisis No lineal Tiempo - Historia

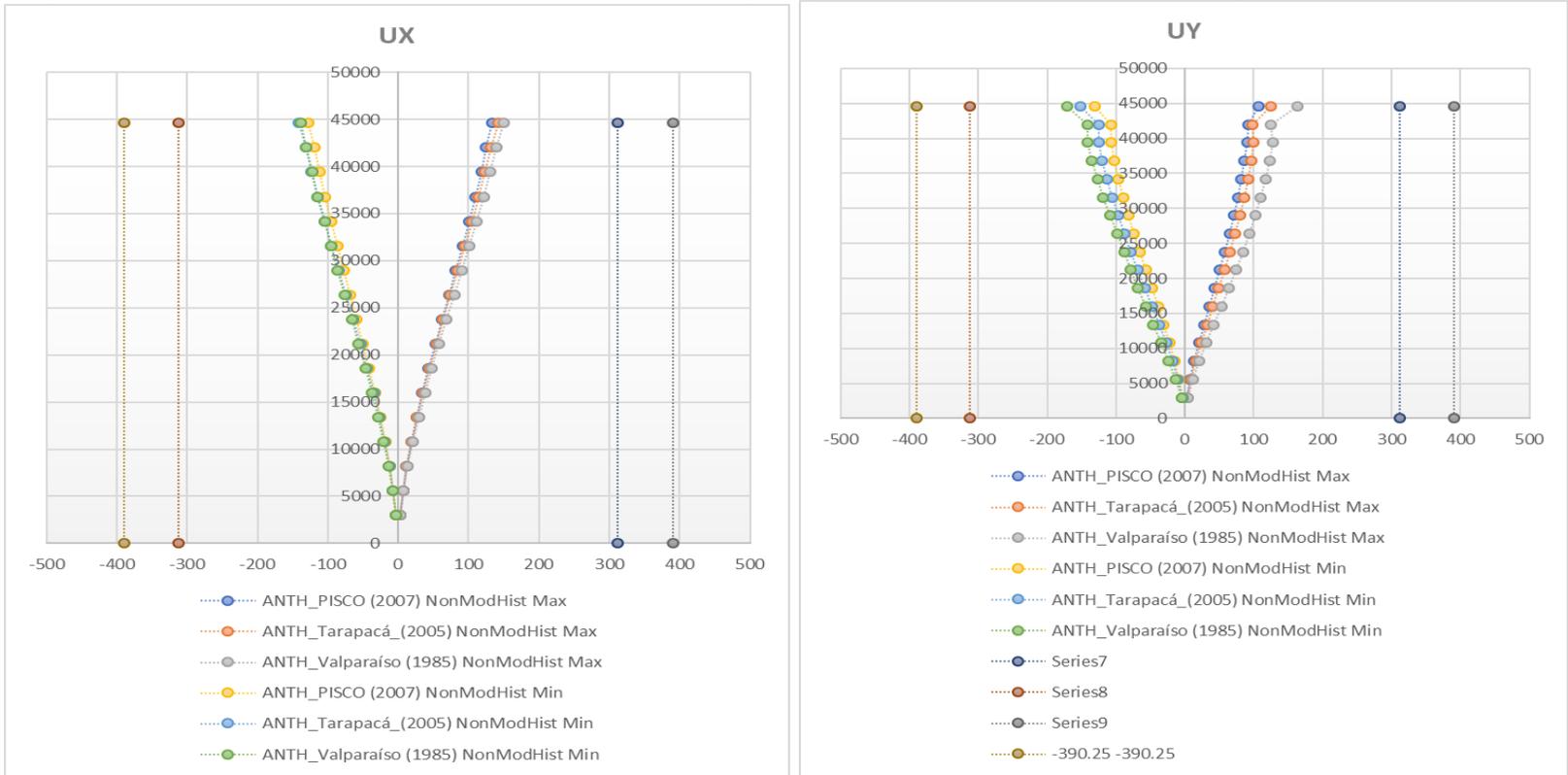
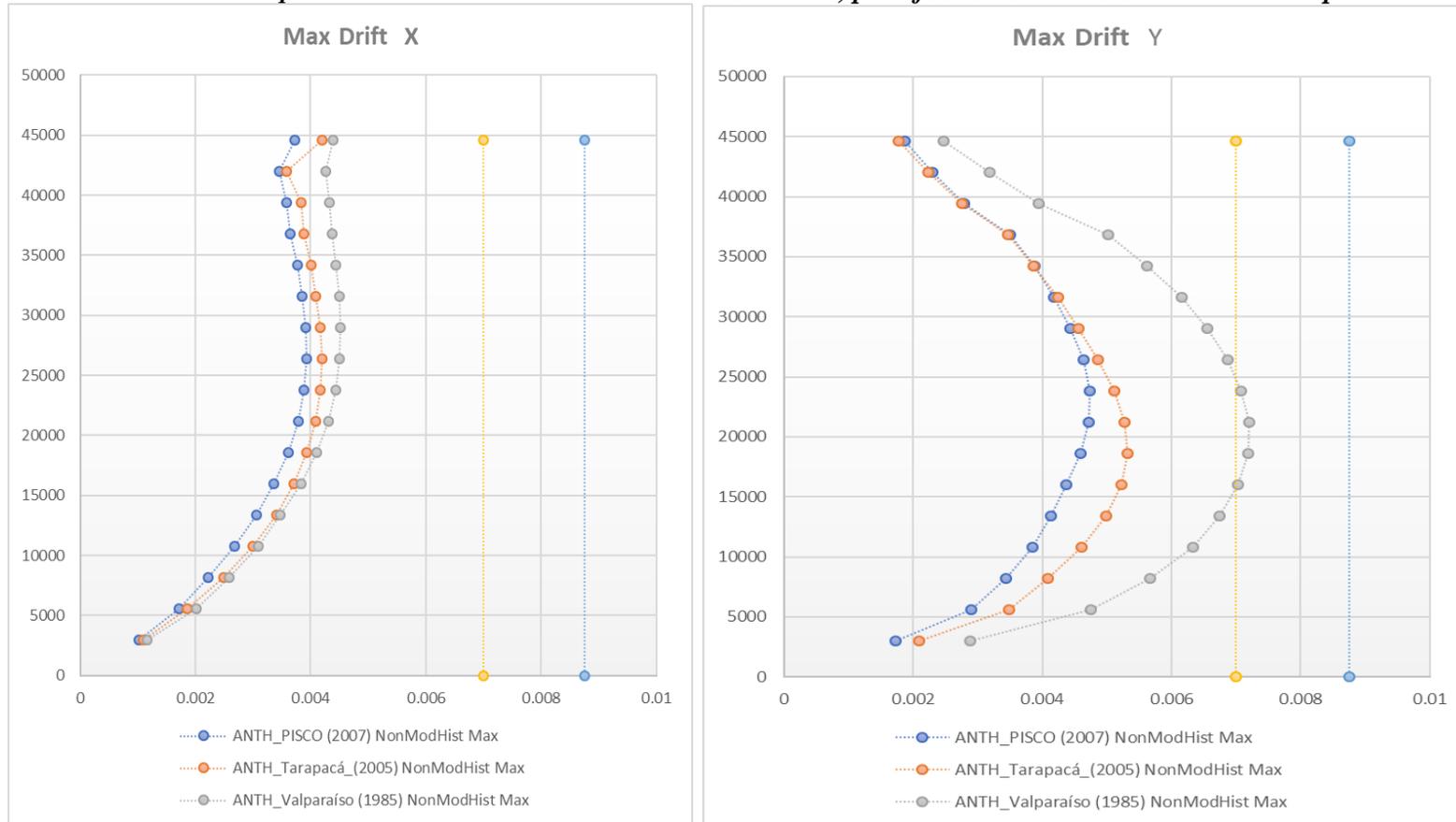


Figura 47:
Distorsión de entepiso máximo en la dirección de análisis X e Y, por efectos del análisis No lineal Tiempo - Historia



2.3.Marco conceptual

DESEMPEÑO SISMICO, es el Estado límite de daño, representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación. Amenaza sobre la seguridad de los componentes estructurales y no estructurales.

El objetivo básico de un diseño por desempeño es la seguridad del edificio forma de plantear los criterios de aceptación, para el análisis y diseño de estructuras, haciendo énfasis en el comportamiento esperado, el control de daños estructurales y no estructurales y los niveles de seguridad establecidos.

SUELOS INTERMEDIOS, son materiales de suelos granulares a aquellos que tienen un 65% más de partículas de tamaño mayor a 0,06 mm. Por otra parte, esta normativa recoge una clasificación matizada de los suelos granulares, cohesivos, rocosos, etc. Según la tabla 3 factor de suelo "S" de la norma E-030, en función del porcentaje de arenas y gravas.

EDIFICIO MULTIFAMILIAR, definición la vivienda de uso multifamiliar es un recinto donde las unidades de vivienda superpuestas albergan un número determinado de familias, cuya convivencia no es una condición obligatoria. el espacio está bajo un régimen de condominio, con servicios y bienes compartidos; tales como: • circulación (escaleras y ascensores) • bajantes de basura • estacionamiento • acometidas de servicio • áreas verdes y sociales (salón de usos múltiples, piscina, canchas deportivas, entre otros) este tipo de vivienda puede desarrollarse tanto en vertical como en horizontal.

CAPÍTULO III.

HIPÓTESIS

3.1. Hipótesis general

Existe efecto del análisis del desempeño sísmico en el edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020.

3.2. Hipótesis específicas

Existe efecto del desempeño sísmico en la calibración de los elementos estructurales del edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020.

Existe efecto del desempeño sísmico en el sistema estructural del edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020.

3.3. Variables

Variables dependientes

DESEMPEÑO SISMICO, es el Estado límite de daño, representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación. Amenaza sobre la seguridad de los componentes estructurales y no estructurales.

El objetivo básico de un diseño por desempeño es la seguridad del edificio forma de plantear los criterios de aceptación, para el análisis y diseño de estructuras, haciendo énfasis en el comportamiento esperado, el control de daños estructurales y no estructurales y los niveles de seguridad establecidos.

SUELOS INTERMEDIOS, son materiales de suelos granulares a aquellos que tienen un 65% más de partículas de tamaño mayor a 0,06 mm. Por otra parte, esta normativa recoge una clasificación matizada de los suelos granulares, cohesivos, rocosos, etc. Según la tabla 3 factor de suelo "S" de la norma E-030, en función del porcentaje de arenas y gravas.

Variable independiente

EDIFICIO MULTIFAMILIAR, definición la vivienda de uso multifamiliar es un recinto donde las unidades de vivienda superpuestas albergan un número determinado de familias, cuya convivencia no es una condición obligatoria. el espacio está bajo un régimen de condominio, con servicios y bienes compartidos; tales como:

- circulación (escaleras y ascensores)
- bajantes de basura
- estacionamiento
- acometidas de servicio
- áreas verdes y sociales (salón de usos múltiples, piscina,

canchas deportivas, entre otros) este tipo de vivienda puede desarrollarse tanto en vertical como en horizontal.

3.3.1. Operacionalización de Variables

Tabla 12:
Operacionalización de variables

VARIABLE INDEPENDIENTE	Definición de conceptos	de	Definición operacional	Indicadores
EDIFICIO MULTIFAMILAR	Análisis estructural		Se calcula con parámetros del RNE	Análisis Estático lineal Análisis Estático no lineal Análisis Cuasiestático
	Diseño estructural		Se calcula con parámetros del RNE y softwares.	Seguridad Funcionalidad Economía
	Sistema estructural		Los existen aporticados, dual,mixto,de acero, de albañilería,etc.	Estructuras de concreto armado Estructuras de acero Estructuras de albañilería.
VARIABLE DEPENDIENTE	Definición de conceptos	de	Definición operacional	Indicadores
DESEMPEÑO SISMICO	Niveles de desempeño	de	Estados limites en función a los daños, seguridad de los ocupantes,etc.	Operacional Seguridad vital Estabilidad estructural
	Intensidad sismos	de	Intensidad de movimientos sísmicos	Niveles de sismos Sismos de diseño
	Objetivo de desempeño	de	Análisis no lineal cuasiestático	Diagrama Histerético

CAPITULO III.

METODOLOGÍA

4.1.Método de investigación

Se trabajó bajo el método científico, ya que el mismo indica que mediante una consecución de pasos o etapas se logró los resultados a partir de la realidad problemática. El método general, fue el de análisis, el mismo que consiste en desmembrar el fenómeno a estudiar, con la finalidad de analizar específicamente a cada parte, observar mediante técnicas e instrumentos (Bisquerra, 2008)

Para el presente trabajo investigativo el fenómeno a estudiar son los efectos de las pruebas sísmicas sobre la construcción, por lo que este tipo de metodologías son acordes a este manejo.

4.2.Tipo de investigación

Es de tipo aplicada y así lograr un objetivo del desempeño sísmico que es asegurar la integridad física de las personas y la continuidad de la estructura en una edificación de vivienda del tipo multifamiliar en Huancayo 2021. Hernandez et al., (2010) menciona que este tipo de investigación busca comprobación del conocimiento, y por tanto es alineado a lo establecido en la estructura de la presente.

4.3.Nivel de investigación

La investigación es de nivel explicativo, pues en el desarrollo de la investigación se basa en caracterizar de forma detallada cada uno de los procesos requeridos por el objeto

de estudio en el desempeño sísmico del modelo estructural de la edificación de vivienda del tipo multifamiliar Giráldez (Hernandez Sampieri et al., 2010).

4.4. Diseño de investigación

El diseño de la investigación es del tipo no experimental por que la variable independiente carece de manipulación del tipo intencional.

4.5. Población y muestra.

4.5.1. Población

Para Oseda (2015), la población es la cantidad total de observaciones seleccionadas según el investigador, De acuerdo a la investigación la población es el edificio de vivienda multifamiliar Giráldez ubicado en la zona monumental del distrito de Huancayo.

4.5.2. Muestra

Es la misma que la población es decir es el edificio de vivienda multifamiliar Giráldez ubicado en la zona monumental del distrito de Huancayo. La muestra fue del tipo no probabilística, intencional para el cual se consideró el edificio multifamiliar Giráldez del sector del casco urbano del distrito de Huancayo.

4.6. Técnica e instrumento de recolección de datos

4.6.1. Técnicas de recolección de datos

La técnica usada para recolectar los datos es el de análisis registral. Que según, Hernández Sampieri, Fernández Collado, & Baptista Lucio, (2016), en relación a la

naturaleza del trabajo de investigación se utilizaron las siguientes técnicas e instrumentos:

A) Observación: Se realiza la observación de los resultados obtenidos.

B) Análisis del desempeño sísmico de los modelos estructurales.

C) Análisis del espectro de demanda-capacidad.

4.6.2. Instrumentos de recolección de datos

Así mismo, los instrumentos fueron:

Fichas: Se analizará los distintos documentos como RNE, ATC-40, FEMA 440.

Usos: Programas Safe, Etabs, Excel 2016, SPSS.

Cuadros: Evaluar puntos de vista de gráficos y barras.

4.7. Técnica de procesamiento y análisis de datos

4.7.1. Métodos de análisis de datos:

En la presente investigación, en la obtención de los resultados se ha utilizado el análisis estático no lineal, para lo cual se somete a la estructura a fuerzas laterales incrementales para que la estructura alcance su capacidad máxima y así obtener los puntos de desempeño por el método de espectro de capacidad. La aplicación de fuerzas laterales en la estructura para el análisis estático no lineal se da en forma constante, lineal. De esta distribución dependerá la determinación de la curva de capacidad, se puede recomendar utilizar dos tipos de aplicación de fuerzas y definir la capacidad con la envolvente de los ambos resultados, para después analizar los métodos de reforzamiento del multifamiliar dichos puntos de desempeño.

4.8.Aspectos éticos de la investigación

Para la presente investigación se contó con el permiso de la empresa, toda vez que se permitió al acceso de información y de sus instalaciones, siendo ellos los primeros interesados en los resultados de la presente investigación.

CAPITULO IV.

RESULTADOS

5.1.Descripción arquitectónica del proyecto de investigación:

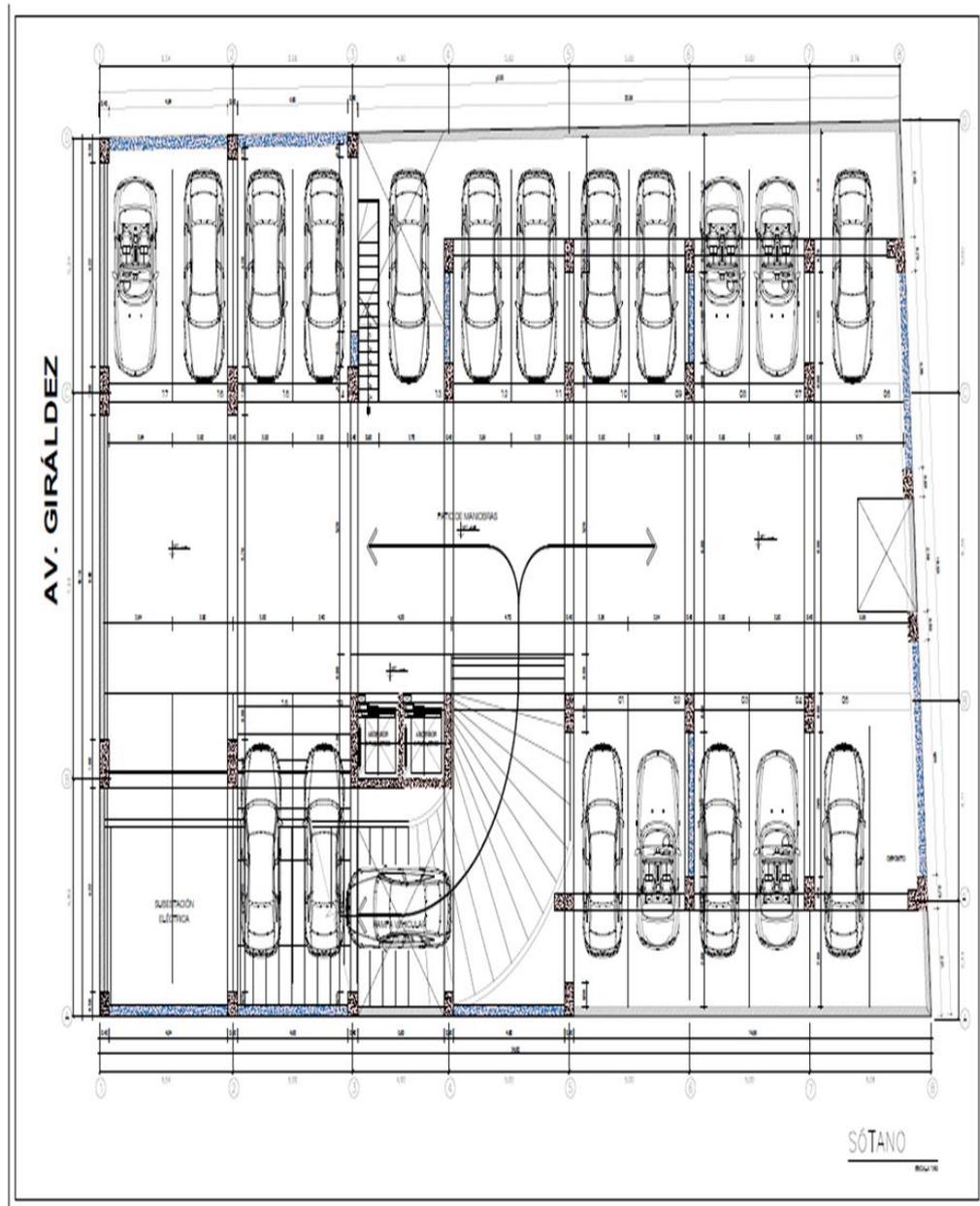
El Proyecto Arquitectónico Plantea el aprovechamiento adecuado y racional del terreno, por lo que la edificación propuesta se desarrolla en un área de 452.27 m², organizando todas las actividades del usuario en, tres plantas y una azotea, esta solución funcional permite obtener espacios confortables para los futuros usuarios, de esta manera se cubre las expectativas del propietario y la demanda de ambientes requeridos. Las distribuciones de ambientes, área útil de cada ambiente y el área total construida son las siguientes:

5.1.1. Programa arquitectónico:

Planta sótano:

Estacionamiento 01 al 19

Figura 48:
Planta sótano



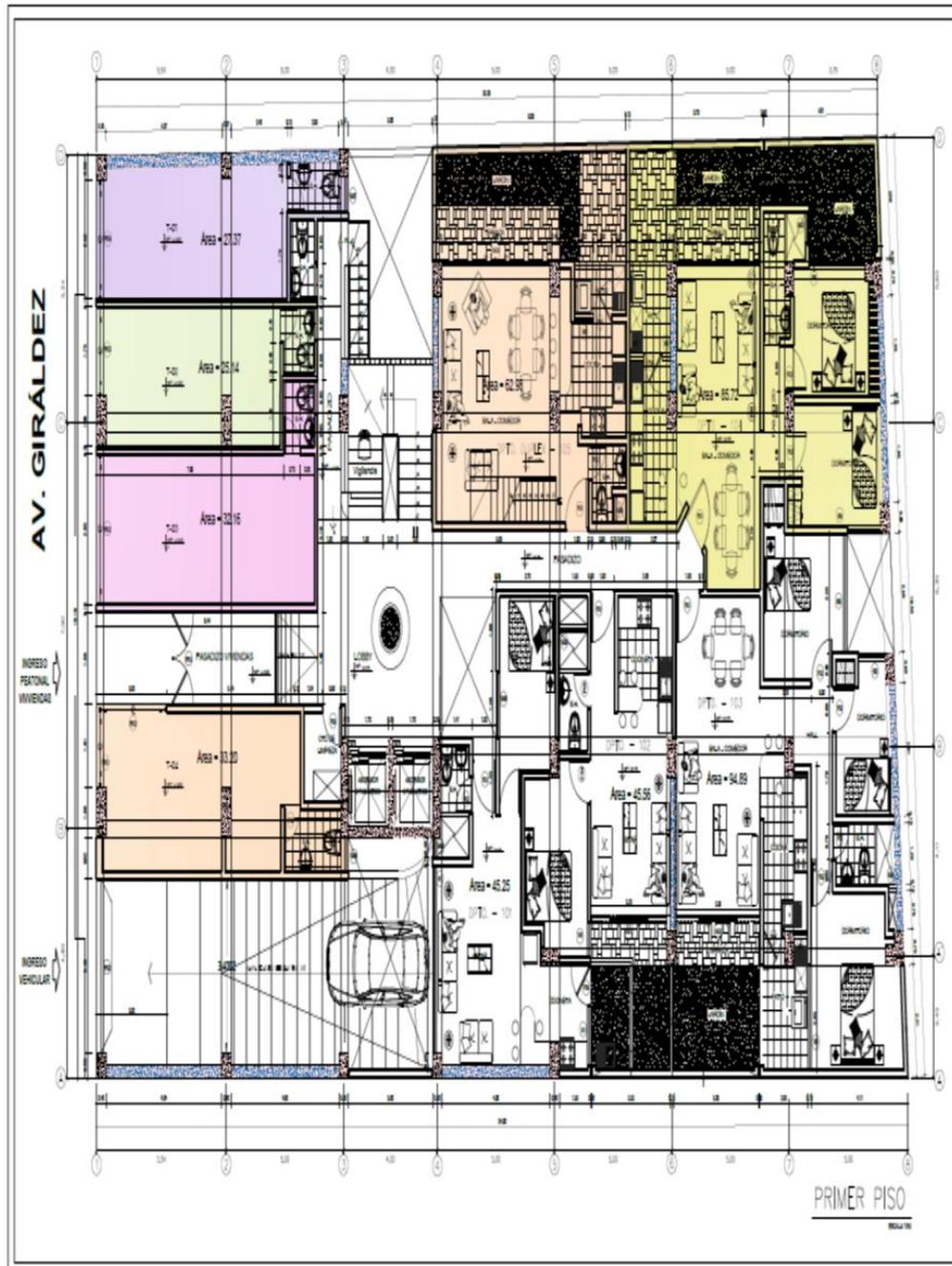
Fuente, Propia

Primera planta:

4 Tiendas con servicios higiénicos, 1 Pasadizo general, 1 Pasadizo secundario tiendas, 1 Pasadizo secundario departamentos, 1 Cuarto de limpieza, 1 Ascensor 1, 1 Ascensor 2, 1 Caja de escalera, 1 Lobby, 1 Vigilancia, 1 SSHH vigilancia, 1

Departamento 101, 1 Departamento 102, 1 Departamento 103, 1 Departamento 104 y
1 Departamento 105 (dúplex)

Figura 49:
Primera planta

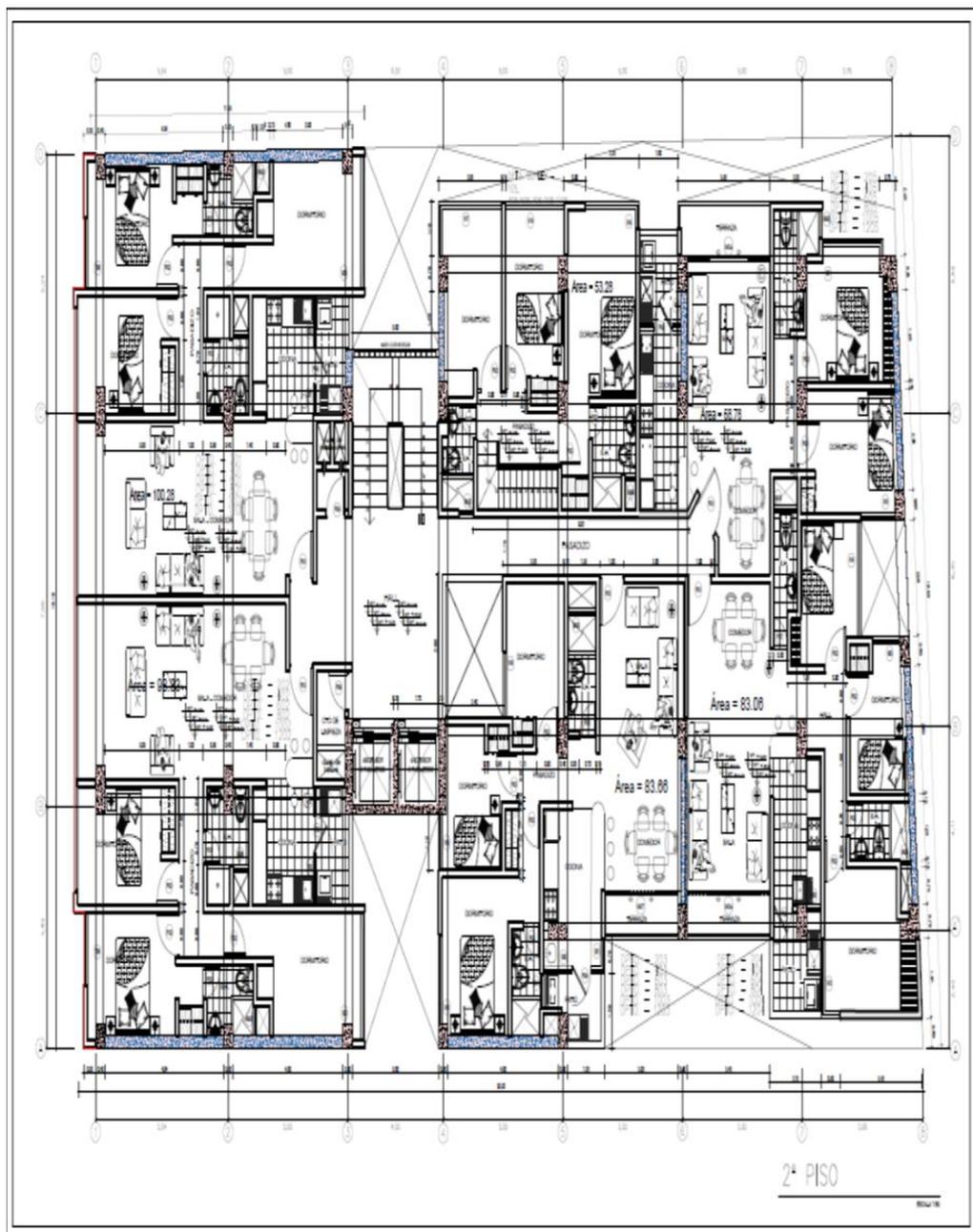


Fuente, Propia

Segunda planta:

1 Caja de Escalares, 1 Departamento 201, 1 Departamento 202, , Departamento 203, 1 Departamento 204, 1 Departamento 205, 1 Hall, 1 Pasadizo, 1 Ascensor 1, 1 Ascensor 2, 3 Pozos de Luz, 1 Cuarto de limpieza, 1 Ducto de instalaciones 1, 1 Ducto de instalaciones 2

Figura 50:
Segunda planta

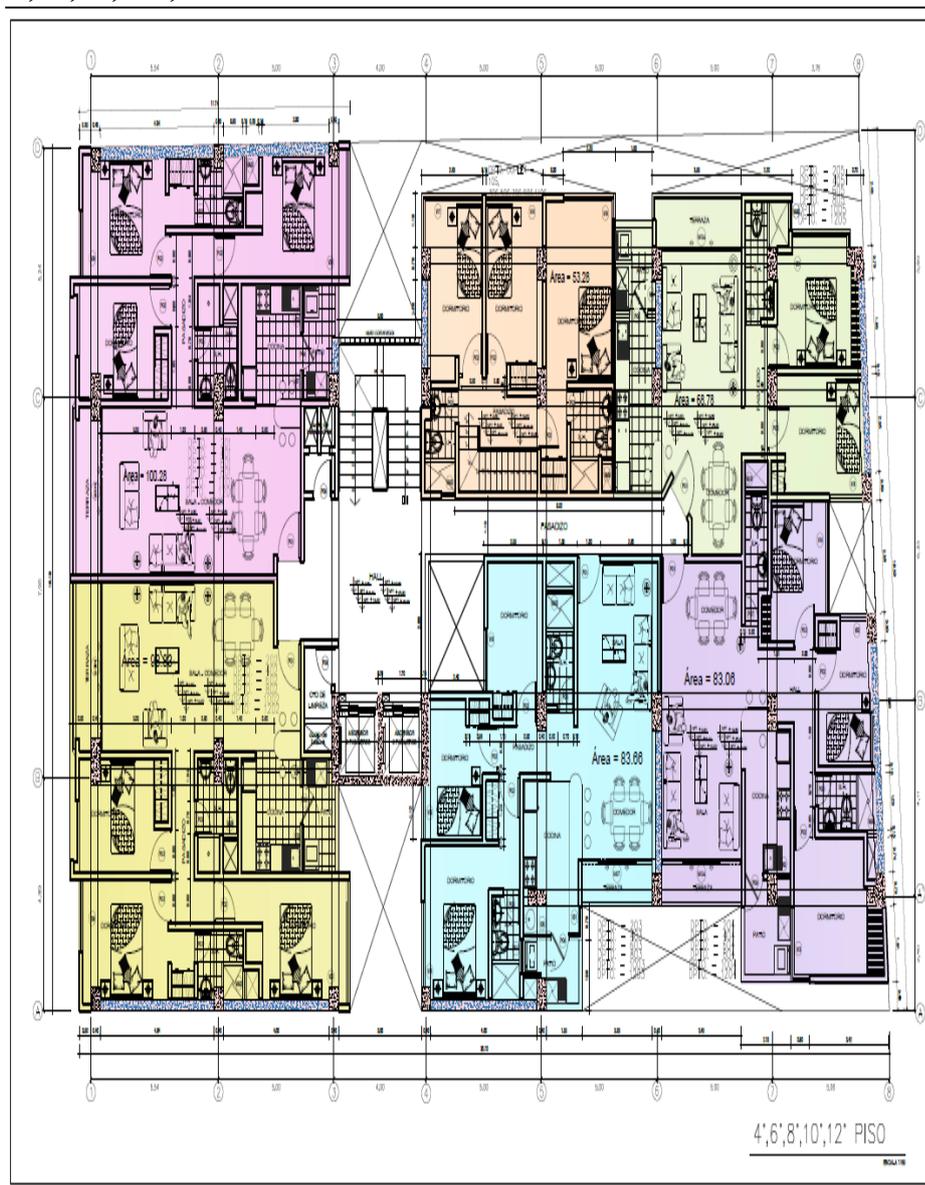


Fuente, Propia

4°, 6°, 8°, 10°, 12° Plantas:

1 Caja de Escalares, 1 Departamento 401,601.801,1001,1201, 1 Departamento 402,602,802,1002,1202, 1 Departamento 403,603,803,1003,1203, 1 Departamento 404,604,804,1004,1204, 1 Departamento 405,605,805,1005,1205, 1 Departamento 406,606,806,1006,1206, 1 Hall, 1 Pasadizo, 1 Ascensor 1, 1 Ascensor 2, 3 Pozos de Luz, 1 Cuarto de limpieza, 1 Ducto de instalaciones 1, 1 Ducto de instalaciones 2

Figura 51:
4°, 6°, 8°, 10°, 12° Plantas

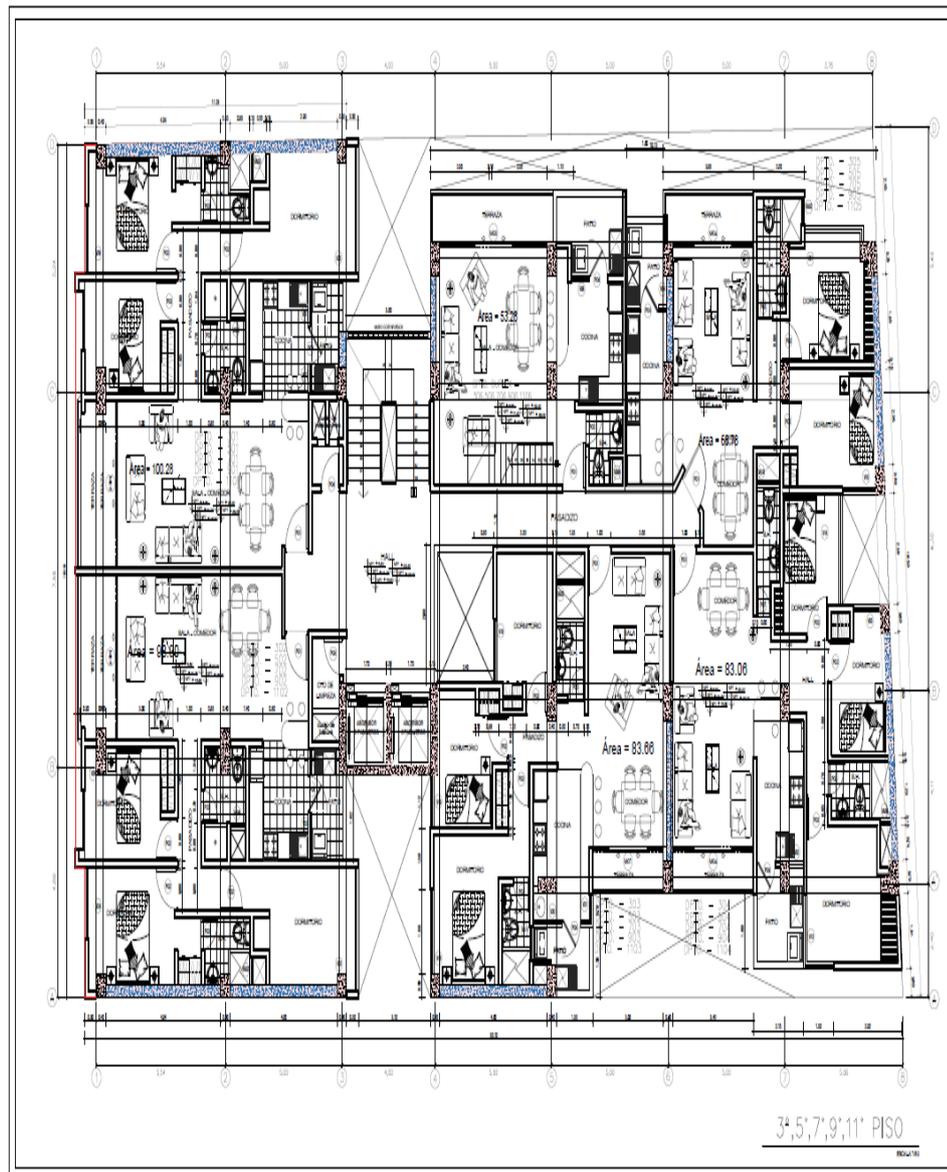


Fuente, Propia

3°, 5°, 7°, 9°, 11° Plantas

1 Caja de Escalares, 1 Departamento 301,501.701,901,1101, 1 Departamento 302,502,702,902,1102, 1 Departamento 303,503,703,903,1103, 1 Departamento 304,504,704,904,1104, 1 Departamento 305,505,705,905,1105, 1 Departamento 306,506,706,906,1106, 1 Hall, 1 Pasadizo, 1 Ascensor 1, 1 Ascensor 2, 3 Pozos de Luz, 1 Cuarto de limpieza, 1 Ducto de instalaciones 1, 1 Ducto de instalaciones 2

Figura 52:
3°, 5°, 7°, 9°, 11° Plantas

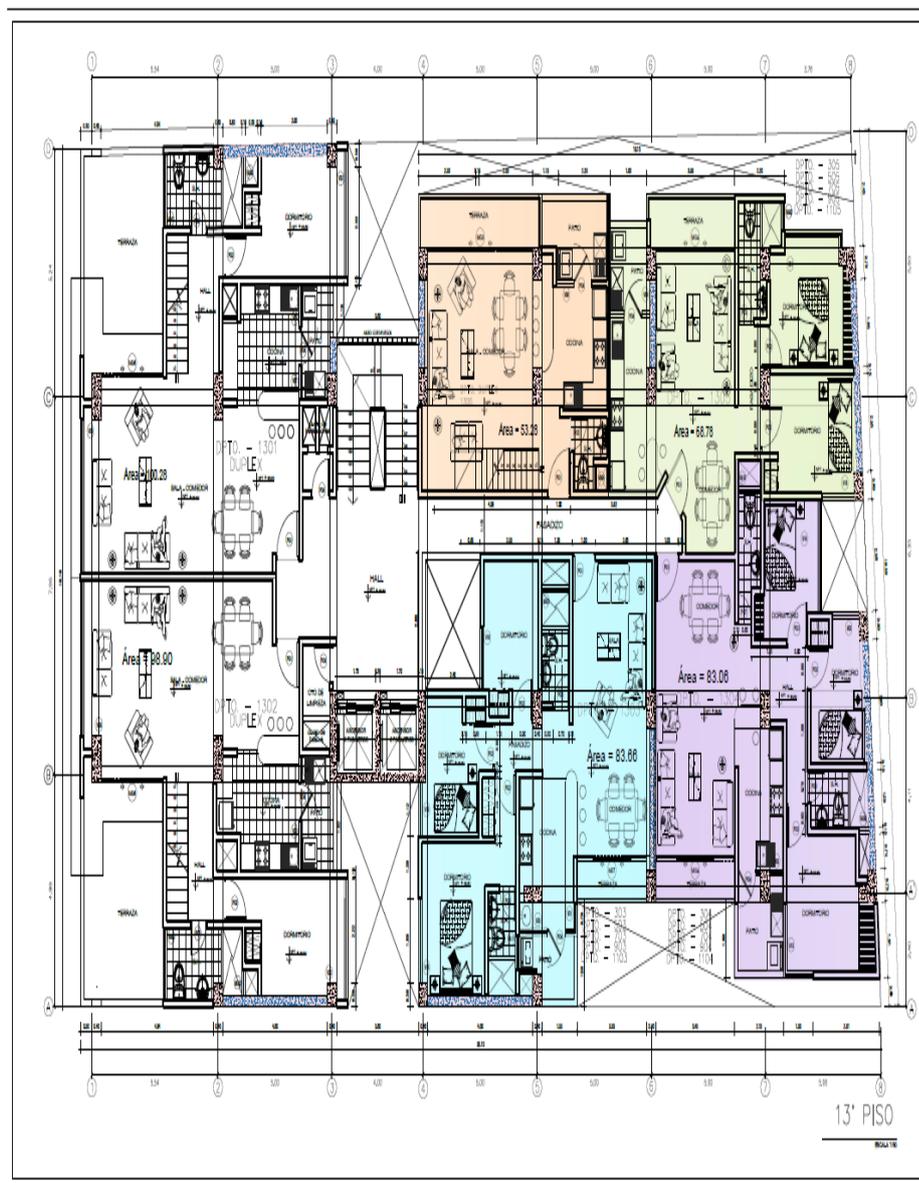


Fuente, Propia

Treceava planta:

1 Caja de Escalares, 1 Departamento 1301(dúplex), 1 Departamento 1302(dúplex), 1 Departamento 1306(dúplex), 1 Departamento 1303, 1 Departamento 1304, 1 Departamento 1305, 1 Hall, 1 Pasadizo, 1 Ascensor 1, 1 Ascensor 2, 3 Pozos de Luz, 1 Cuarto de limpieza, 1 Ducto de instalaciones 1, 1 Ducto de instalaciones 2

Figura 53:
13° Planta

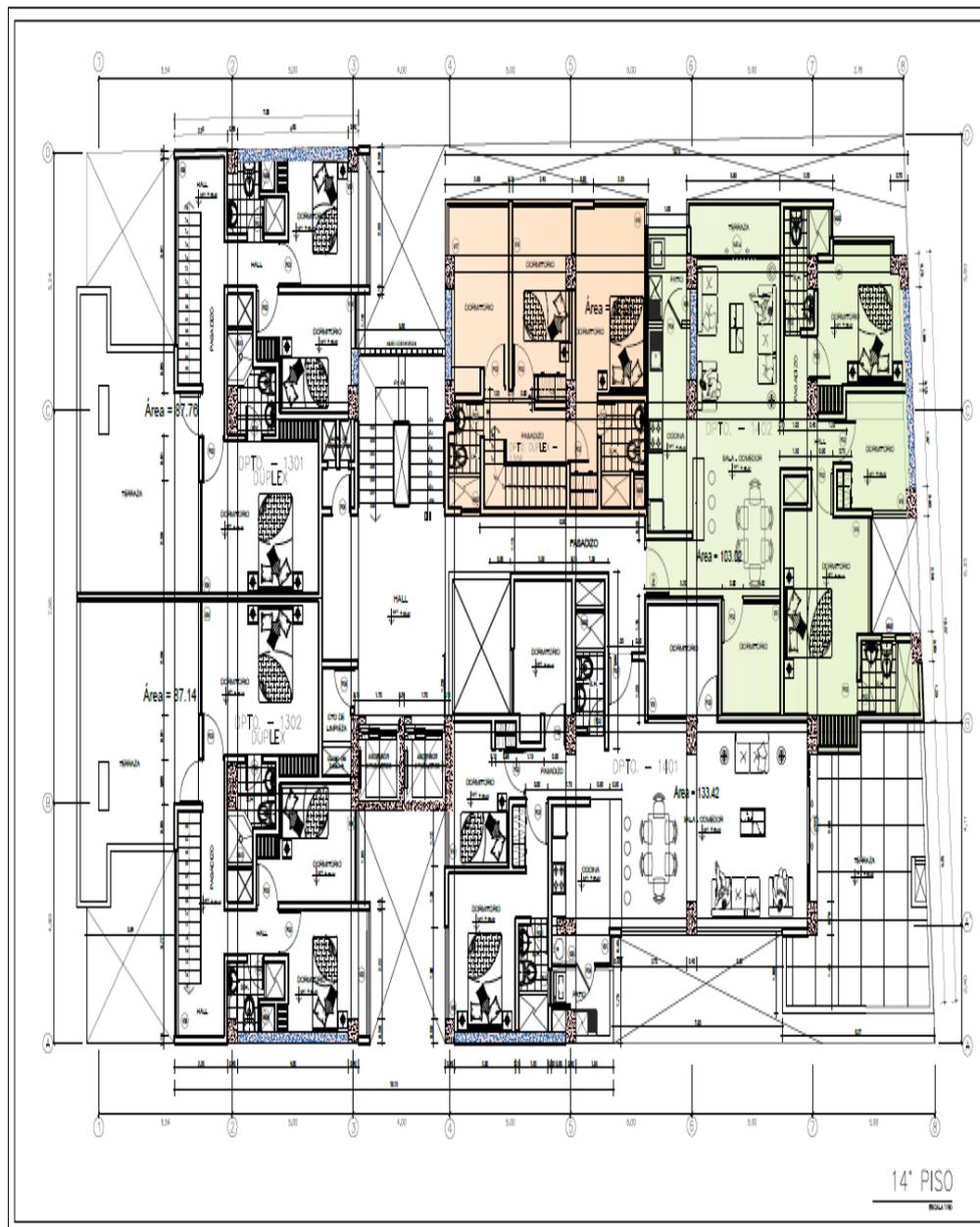


Fuente, Propia

Catorceava planta:

1 Caja de Escalares, 1 Departamento 1301(dúplex), 1 Departamento 1302(dúplex), 1 Departamento 1306(dúplex), 1 Departamento 1401, 1 Departamento 1402, 1 Hall, 1 Pasadizo, 1 Ascensor 1, 1 Ascensor 2, 3 Pozos de Luz, 1 Cuarto de limpieza, 1 Ducto de instalaciones 1, 1 Ducto de instalaciones 2

Figura 54:
14° Planta

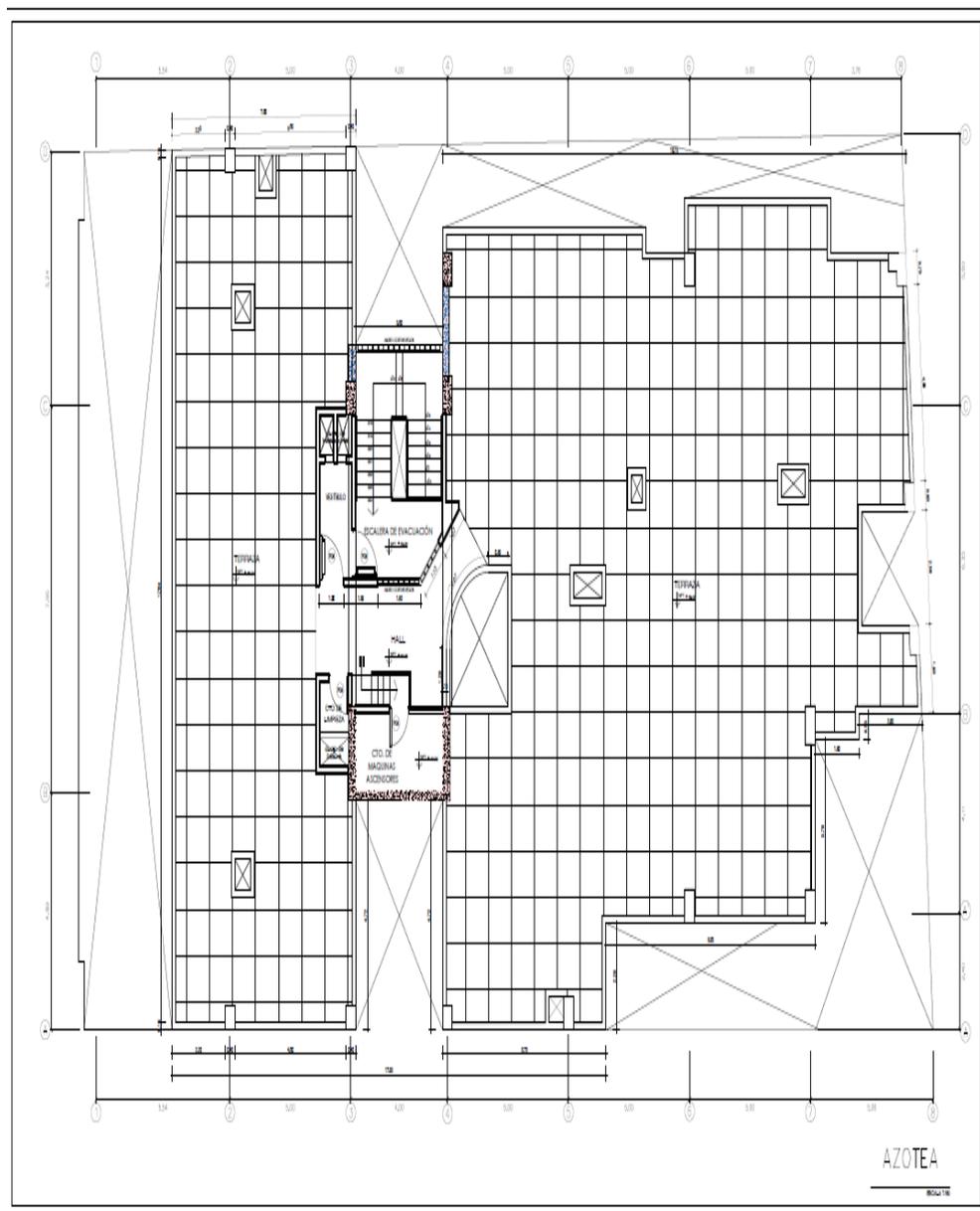


Fuente, Propia

Azotea:

1 Escaleras, 1 Terraza 1, 1 Terraza 2, 1 Cuarto de maquinas, 1 Vestíbulo, 1
Cuarto de limpieza, 1 Hall, 1 Ducto de basura, 3 Pozos de Luz, 1 Ducto de
instalaciones 1, 1 Ducto de instalaciones 2

Figura 55:
14° Planta

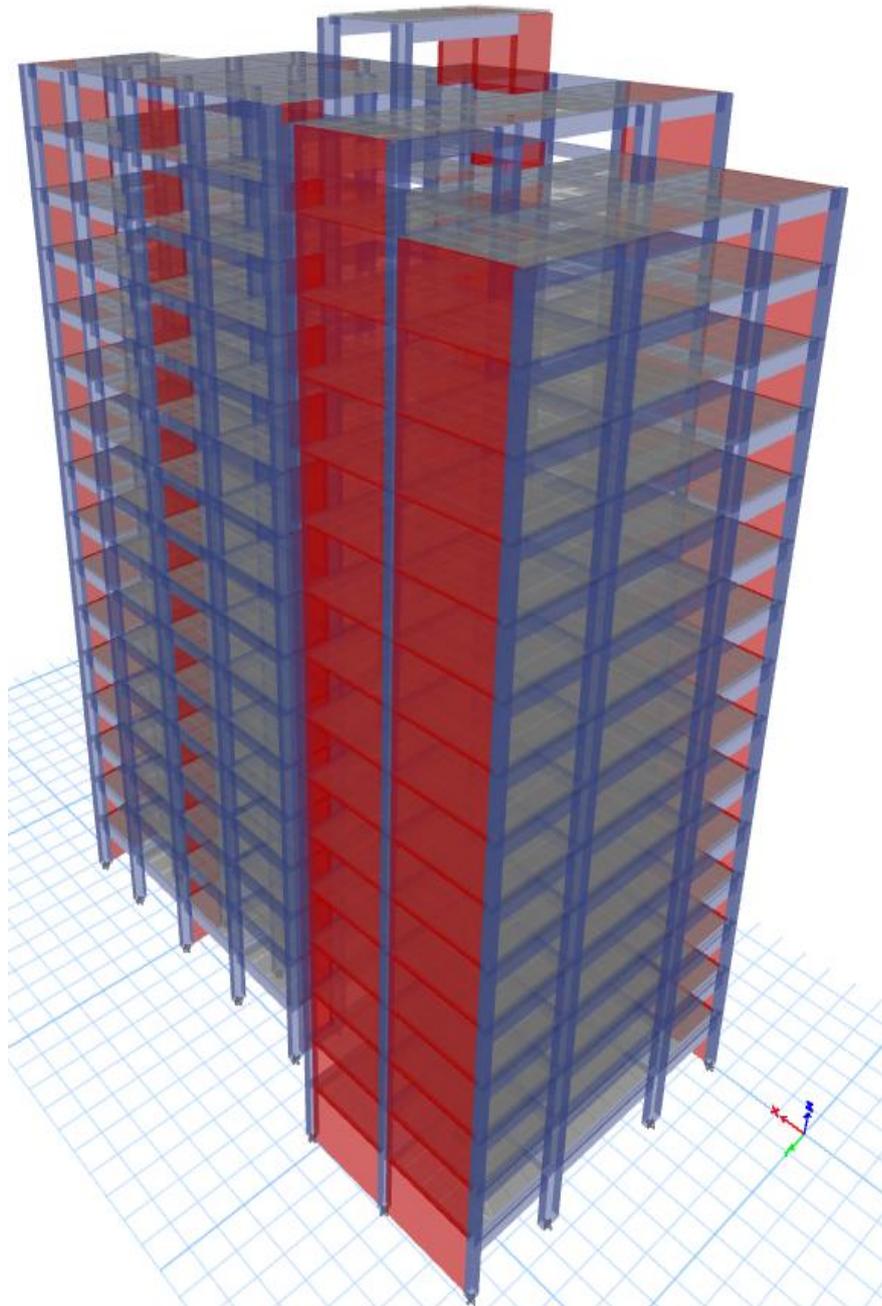


Fuente, Propia

5.1.2. Criterios de diseño sismoresistente

En análisis sísmico de las estructuras se realizó siguiendo los criterios de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

Figura 56:
Vista general del modelo estructural del módulo. Los elementos no estructurales fueron ingresados como cargas permanentes.



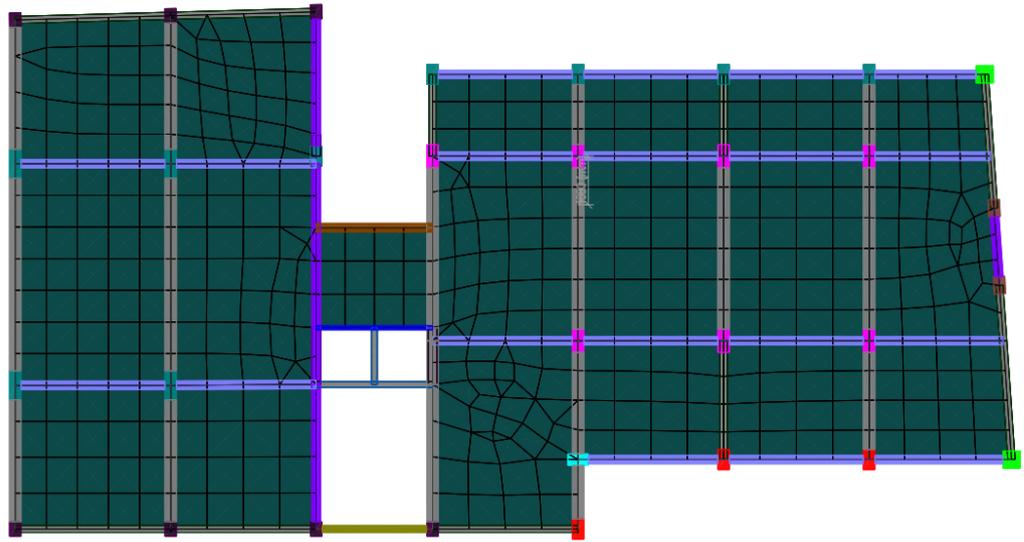
Fuente: Propia. (2020)

Figura 57:
Vista general del modelo estructural del módulo sistémico analizado. Nótese la disposición de sus elementos característicos (columnas y vigas)



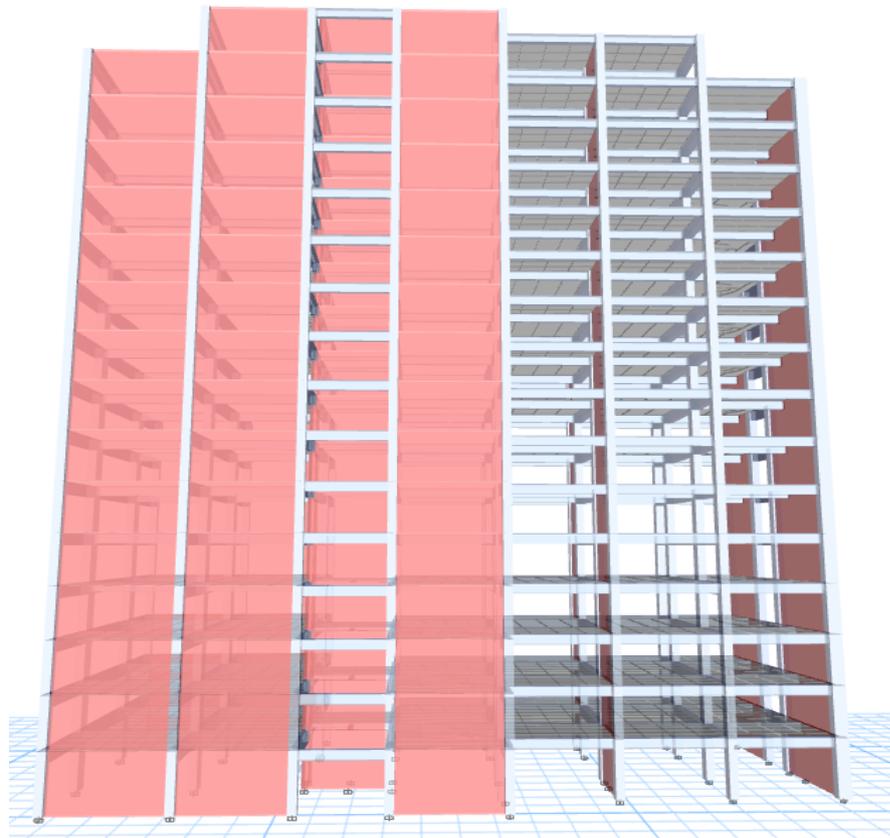
Fuente: Propia. (2020)

Figura 58:
Vista de la planta típica de la estructura analizada.



Fuente: Propia. (2020)

Figura 59:
Vista en elevación del módulo sistémico analizado. En esta vista se muestra las columnas y vigas típicas consideradas en el diseño.



Fuente: Propia (2020).

5.1.2.1. Fuerza cortante en la base.

En el cuadro siguiente se muestran las fuerzas cortantes obtenidas en el módulo analizado bajo los análisis estático y dinámico:

Tabla 13:

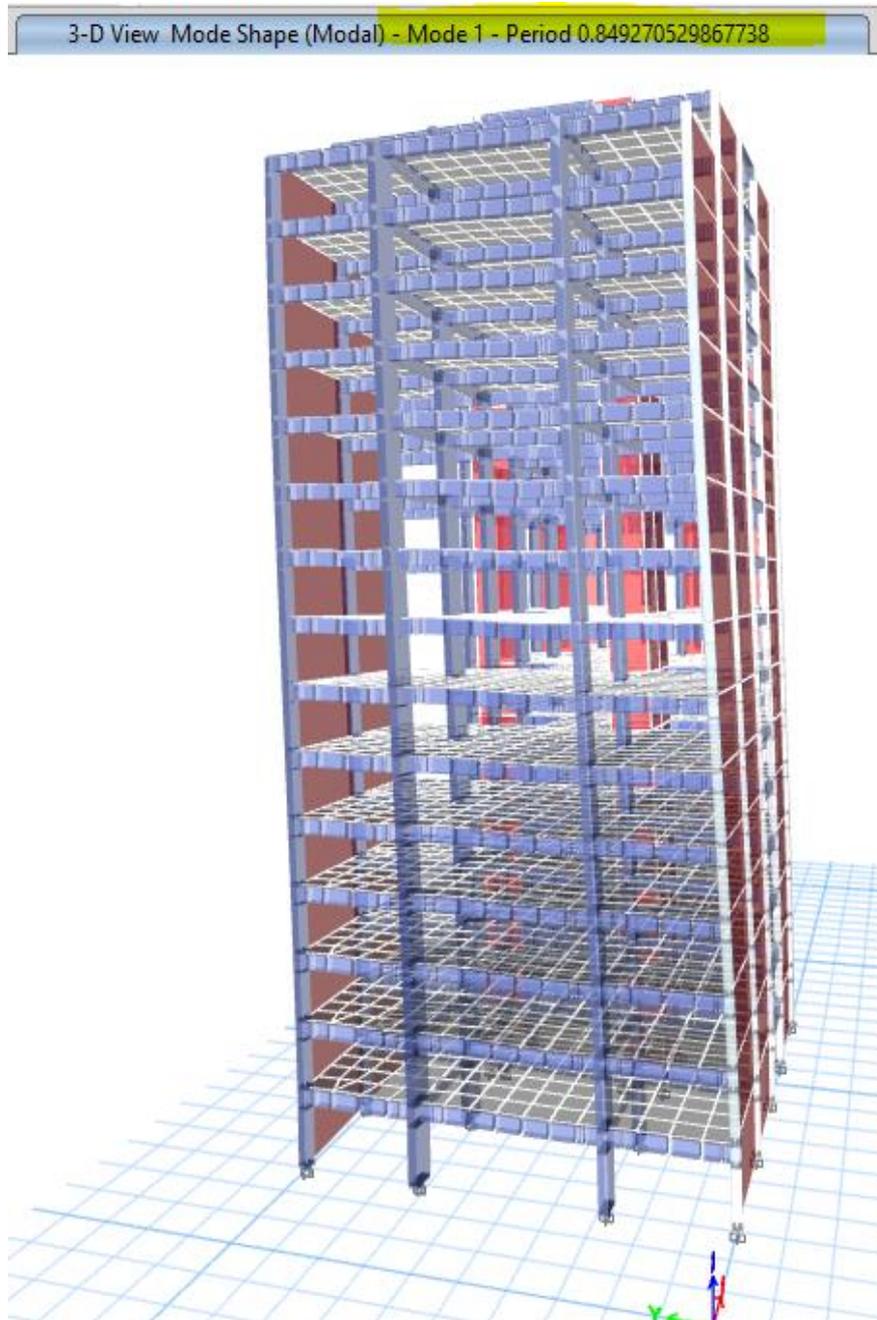
Cortante Basal.

CORTANTE BASAL		
Load Case/Combo	FX	FY
	tonf	tonf
SD X Max	46.8582	8.8666
SD Y Max	8.8666	47.6958
SE X	-47.8347	0
SE Y	0	-47.8347

Fuente: Propia (2020)

Figura 60:

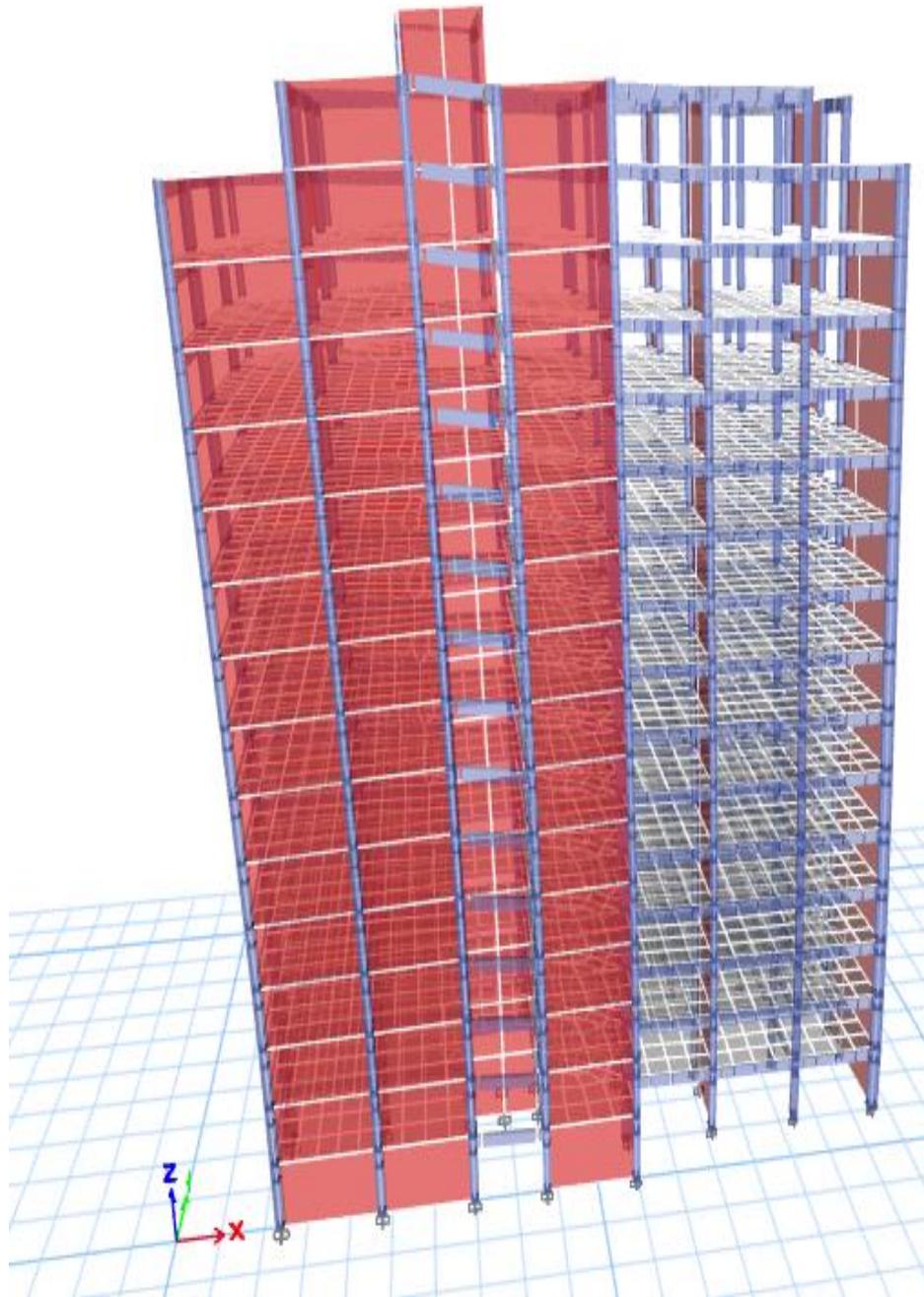
Deformación al primer modo de vibración asociado principalmente al eje Y, con un periodo fundamental de $T = 0.8493s$



Fuente: Propia (2020)

Figura 61:

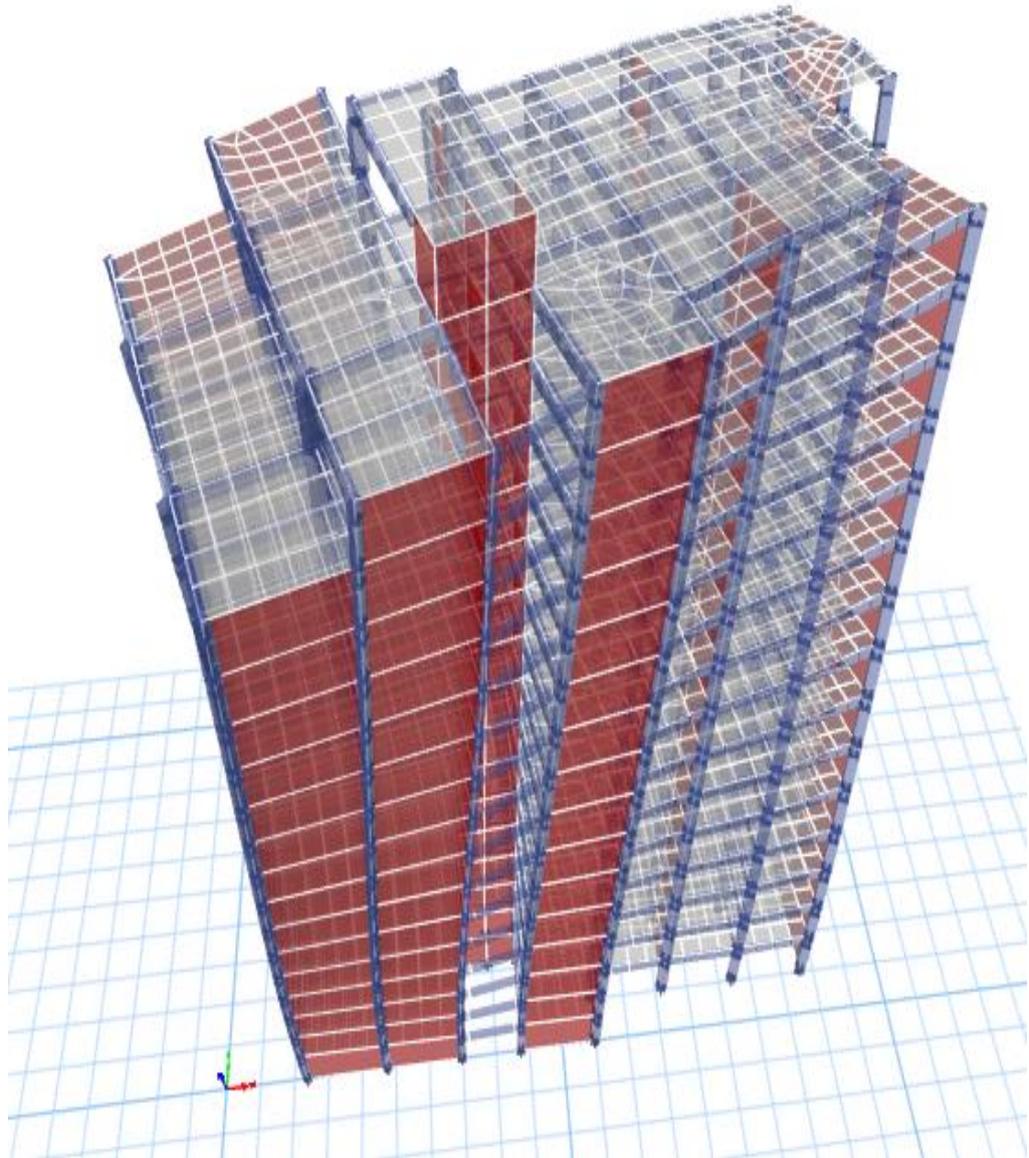
Deformación al primer modo de vibración asociado principalmente al eje X, con un periodo fundamental de $T = 0.6651s$



Fuente: Propia (2020)

Figura 62:

Deformación al primer modo de vibración asociado principalmente al eje Y, con un periodo fundamental de $T = 0.4849$ s



Fuente: Propia (2020)

Tabla 14:

Modos de vibración de acuerdo con los grados de libertad que toman en cuenta, Además se resalta los periodos de vibraciones fundamentales por eje y la masa participativa mínima de 90 % exigida en la norma.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
		sec						
Modal	1	0.849	0.012	0.606	0.012	0.606	0.118	0.118
Modal	2	0.665	0.658	0.020	0.670	0.626	0.002	0.121
Modal	3	0.485	0.010	0.096	0.680	0.722	0.587	0.707
Modal	4	0.263	0.004	0.107	0.684	0.828	0.020	0.727
Modal	5	0.174	0.170	0.006	0.853	0.834	0.000	0.727
Modal	6	0.148	0.002	0.019	0.855	0.852	0.033	0.761
Modal	7	0.129	0.004	0.045	0.860	0.898	0.108	0.868
Modal	8	0.111	0.000	0.002	0.860	0.900	0.002	0.870
Modal	9	0.103	0.009	0.011	0.869	0.912	0.005	0.876
Modal	10	0.100	0.038	0.000	0.907	0.912	0.004	0.880
Modal	11	0.085	0.008	0.002	0.915	0.914	0.003	0.883
Modal	12	0.081	0.009	0.005	0.924	0.919	0.002	0.885
Modal	13	0.077	0.007	0.001	0.930	0.920	0.001	0.885
Modal	14	0.075	0.007	0.007	0.937	0.927	0.000	0.885
Modal	15	0.070	0.001	0.006	0.937	0.933	0.025	0.910
Modal	16	0.066	0.009	0.000	0.946	0.933	0.003	0.913

Fuente: Propia (2020)

5.1.2.2.Desplazamientos y distorsiones.

En el cuadro siguiente indica las derivas de entrepisos del diafragma del nivel. Estos valores fueron determinados multiplicando los resultados obtenidos en el programa de análisis por 0.75 R (DERIVA INELÁSTICA, R = 6) para que dicho valor cumpla con ser menor a 0.007 como indica la tabla que se especifica en la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

Tabla 15:
Máxima deriva registrada por diafragma en el eje de análisis X e Y.

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts X				TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts Y			
Story	Output Case	Item	Max Drift	Story	Output Case	Item	Max Drift
T16	DerX	Diaph X D17	0.00435	T16	DerY	Diaph Y D17	0.002298
T15	DerX	Diaph X D16	0.004714	T15	DerY	Diaph Y D16	0.002738
T14	DerX	Diaph X D15	0.004783	T14	DerY	Diaph Y D15	0.003016
T13	DerX	Diaph X D14	0.00484	T13	DerY	Diaph Y D14	0.003775
T12	DerX	Diaph X D13	0.004905	T12	DerY	Diaph Y D13	0.004293
T11	DerX	Diaph X D12	0.004952	T11	DerY	Diaph Y D12	0.004753
T10	DerX	Diaph X D11	0.004972	T10	DerY	Diaph Y D11	0.005148
T9	DerX	Diaph X D10	0.004951	T9	DerY	Diaph Y D10	0.005479
T8	DerX	Diaph D9 X	0.004877	T8	DerY	Diaph D9 Y	0.005736
T7	DerX	Diaph D8 X	0.004741	T7	DerY	Diaph D8 Y	0.005905
T6	DerX	Diaph D7 X	0.004572	T6	DerY	Diaph D7 Y	0.005973
T5	DerX	Diaph D6 X	0.004323	T5	DerY	Diaph D6 Y	0.005923
T4	DerX	Diaph D5 X	0.003981	T4	DerY	Diaph D5 Y	0.005734
T3	DerX	Diaph D4 X	0.003537	T3	DerY	Diaph D4 Y	0.005385
T2	DerX	Diaph D3 X	0.00298	T2	DerY	Diaph D3 Y	0.004828
T1	DerX	Diaph D2 X	0.002365	T1	DerY	Diaph D2 Y	0.004029
SOT	DerX	Diaph D1 X	0.001377	SOT	DerY	Diaph D1 Y	0.002353

Fuente: Propia (2020)

Tabla 16:
Relación de la máxima derivas respecto a la deriva media, ratio de excentricidad por deriva para la irregularidad torsional para la dirección de análisis en X.

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts						
Story	Output Case	Case Type	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
T16	DerX	Combination	Diaph D17 X	0.00435	0.003992	1.09
T15	DerX	Combination	Diaph D16 X	0.004714	0.003909	1.206
T14	DerX	Combination	Diaph D15 X	0.004783	0.004168	1.147
T13	DerX	Combination	Diaph D14 X	0.00484	0.004278	1.131
T12	DerX	Combination	Diaph D13 X	0.004905	0.004368	1.123
T11	DerX	Combination	Diaph D12 X	0.004952	0.004437	1.116
T10	DerX	Combination	Diaph D11 X	0.004972	0.004479	1.11
T9	DerX	Combination	Diaph D10 X	0.004951	0.004481	1.105
T8	DerX	Combination	Diaph D9 X	0.004877	0.004432	1.1
T7	DerX	Combination	Diaph D8 X	0.004741	0.004324	1.096
T6	DerX	Combination	Diaph D7 X	0.004572	0.004166	1.098
T5	DerX	Combination	Diaph D6 X	0.004323	0.003931	1.1
T4	DerX	Combination	Diaph D5 X	0.003981	0.003612	1.102
T3	DerX	Combination	Diaph D4 X	0.003537	0.003195	1.107
T2	DerX	Combination	Diaph D3 X	0.00298	0.002672	1.115
T1	DerX	Combination	Diaph D2 X	0.002365	0.002067	1.144
SOT	DerX	Combination	Diaph D1 X	0.001377	0.001154	1.193

Fuente: Propia (2020)

5.1.2.3. Irregularidades

Irregularidad de rigidez

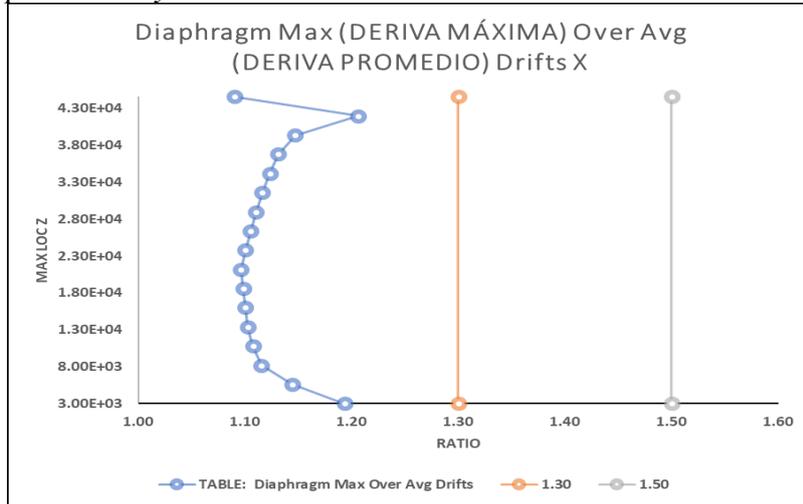
Al hallarse en una arquitectura de planta típica, se planteó una distribución estructural uniforme para los niveles típicos, tanto para elementos verticales y horizontales.

Irregularidad torsional.

Se verifica que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad

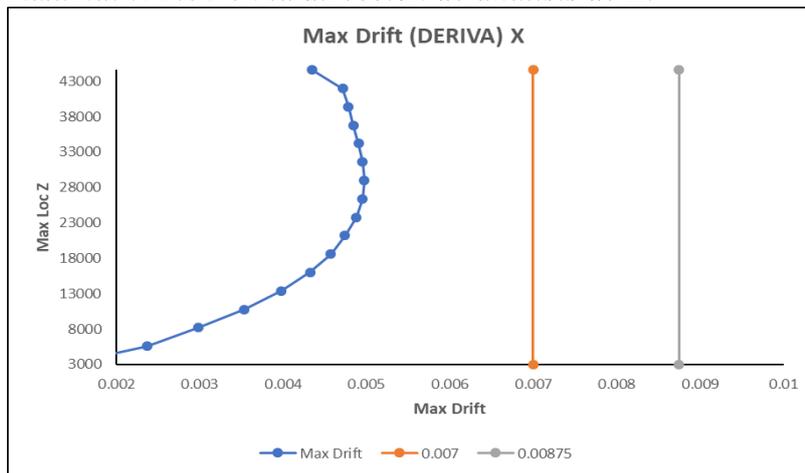
accidental, es **MENOR** que 1.50 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga.

Figura 63:
Ratio de derivas en la dirección de análisis de X respecto al ratio 1.30 permisible y la ratio de 1.50 como máximo.



Fuente: Propia (2020)

Figura 64:
Máxima deriva registrada respecto a la deriva permisible para concreto reforzado: .007 y la deriva admisible al 25%adicional de la deriva máxima: .00875 en la dirección de análisis de X.



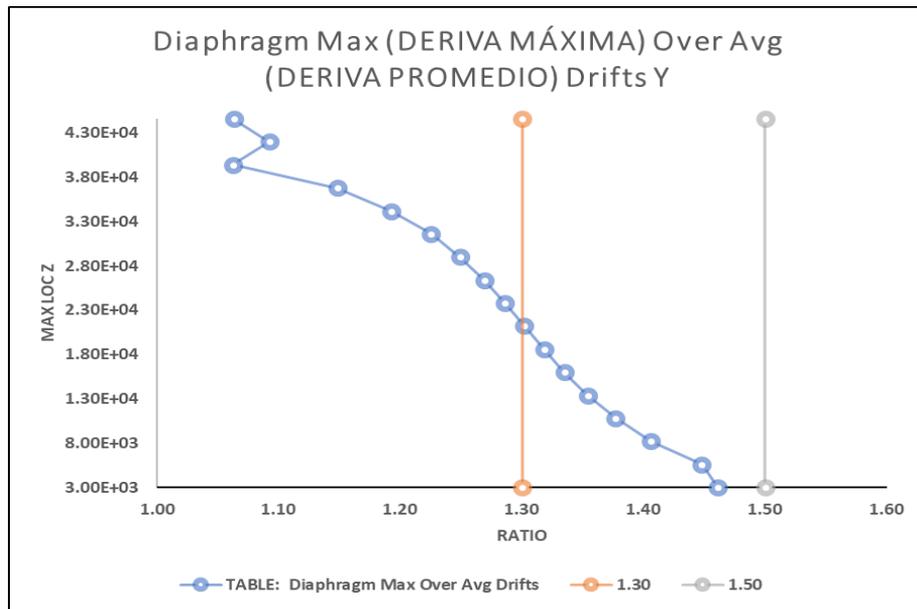
Fuente: Propia (2020)

Tabla 17:
Relación de la máxima derivas respecto a la deriva media, ratio de excentricidad por deriva para la irregularidad torsional para la dirección de análisis en Y.

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts						
Story	Output Case	Case Type	Item	Max Drift	Avg Drift	Ratio
T16	DerY	Combination	Diaph D17 Y	0.002298	0.002161	1.063
T15	DerY	Combination	Diaph D16 Y	0.002738	0.002507	1.092
T14	DerY	Combination	Diaph D15 Y	0.003016	0.002838	1.062
T13	DerY	Combination	Diaph D14 Y	0.003775	0.00329	1.148
T12	DerY	Combination	Diaph D13 Y	0.004293	0.003602	1.192
T11	DerY	Combination	Diaph D12 Y	0.004753	0.003881	1.225
T10	DerY	Combination	Diaph D11 Y	0.005148	0.004121	1.249
T9	DerY	Combination	Diaph D10 Y	0.005479	0.004317	1.269
T8	DerY	Combination	Diaph D9 Y	0.005736	0.004459	1.286
T7	DerY	Combination	Diaph D8 Y	0.005905	0.004535	1.302
T6	DerY	Combination	Diaph D7 Y	0.005973	0.004532	1.318
T5	DerY	Combination	Diaph D6 Y	0.005923	0.004437	1.335
T4	DerY	Combination	Diaph D5 Y	0.005734	0.004236	1.354
T3	DerY	Combination	Diaph D4 Y	0.005385	0.00391	1.377
T2	DerY	Combination	Diaph D3 Y	0.004828	0.003433	1.406
T1	DerY	Combination	Diaph D2 Y	0.004029	0.002783	1.448
SOT	DerY	Combination	Diaph D1 Y	0.002353	0.00161	1.461

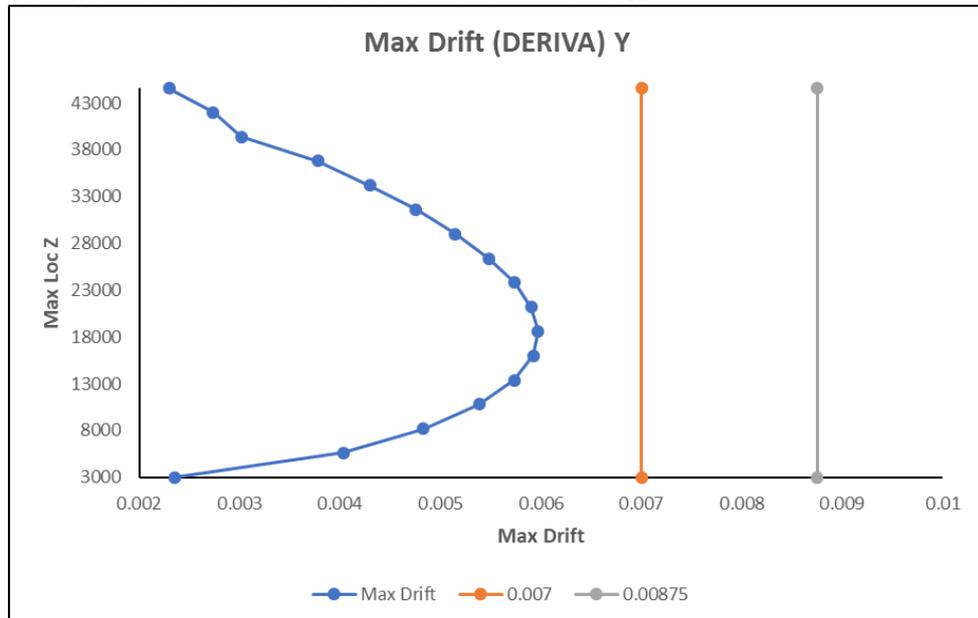
Fuente: Propia (2020)

Figura 65:
Ratio de derivas en la dirección de análisis de X respecto al ratio 1.30 permisible y la ratio de 1.50 como máximo



Fuente: Propia (2020)

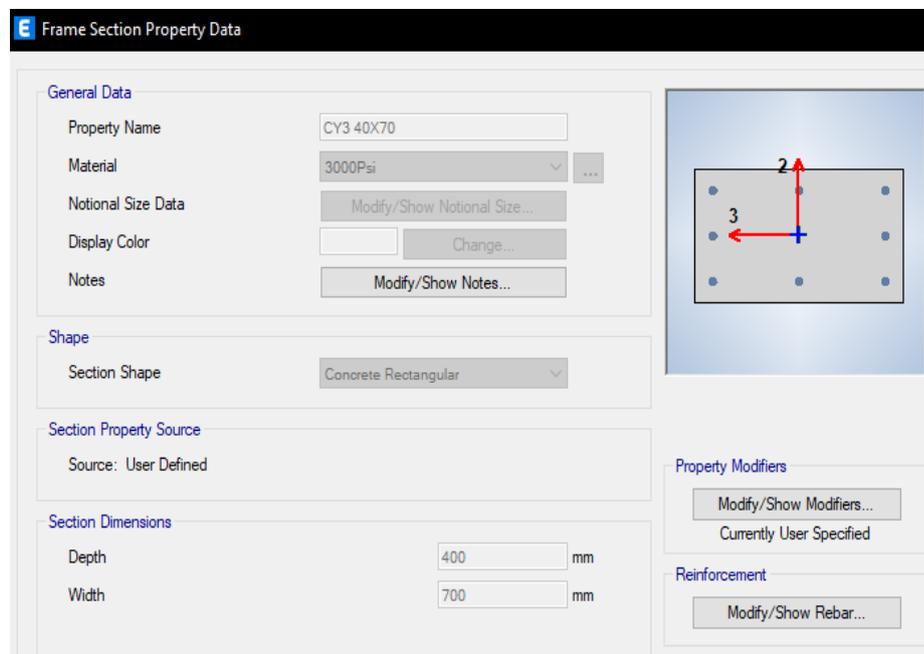
Figura 66:
Máxima deriva registrada respecto a la deriva permisible para concreto reforzado: .007 y la deriva admisible al 25% adicional de la deriva máxima: .00875 en la dirección de análisis de X



Fuente: Propia (2020)

Figura 67:

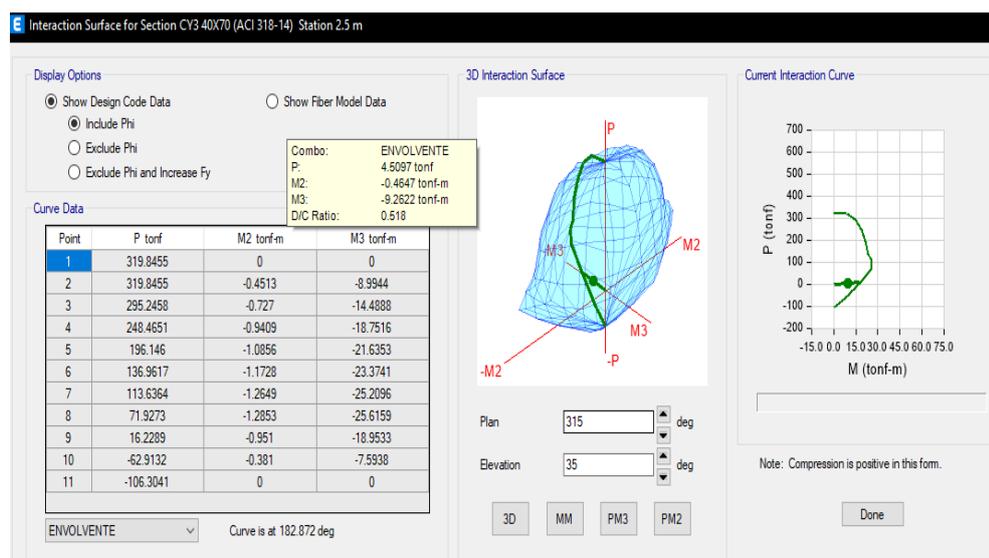
La definición de la columna 40x40 cm (nomenclatura según planos)



Fuente: Propia (2020)

Figura 68:

Diagrama de interacción de la columna de 40x70 en verificación al punto de carga axial y a los dos momentos respecto a sus ejes locales ortogonales a su longitud



****La demanda estructural por carga máxima se halla dentro de la curva de interacción o capacidad de a la flexo-compresión de la columna 182.872°***
Fuente: Propia (2020)

5.1.2.4. Diseño por corte en columnas.

Figura 69:

Diagrama de fuerzas cortantes para c 40x100 (nomenclatura según planos)



Fuente: Propia (2020)

5.1.2.5. Diseño por flexión vigas.

Figura 70:

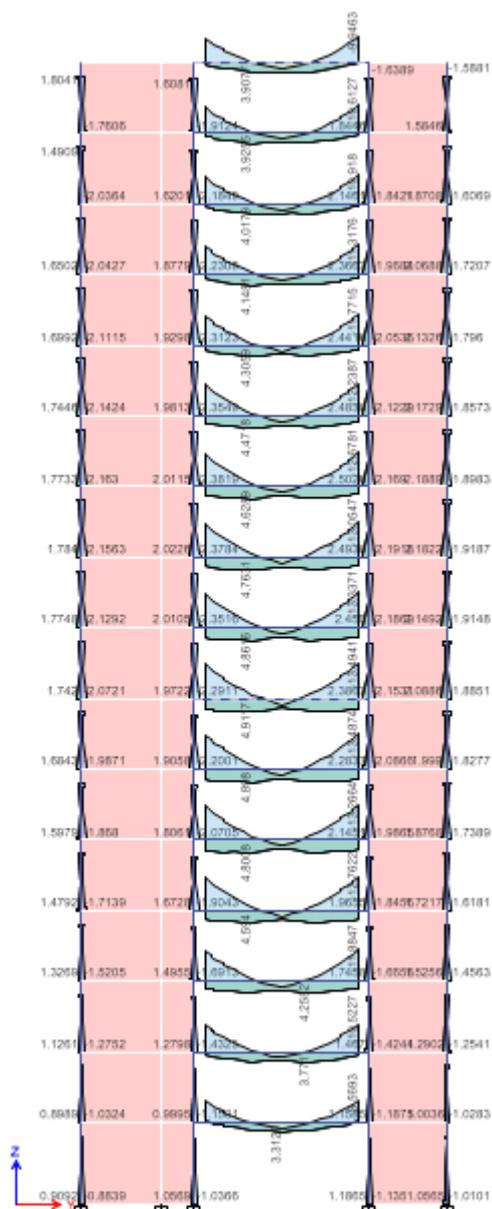
Diagrama de momento flector y fuerza cortante máximos para viga hallados en el análisis estructural. (Viga crítica 0.40x0.60)



Fuente: Propia (2020)

Figura 71:

Conjunto de diagramas de momento flector del eje F, para resaltar los momentos flectores como resultado del análisis estructural con fines de diseño de las vigas críticas



**Los momentos máximos se hallan en vigas ancladas a los uros estructurales
Fuente: Propia (2020)*

Tabla 18:
Refuerzo estructural requerido obtenidos para el momento y fuerza cortante, en la cara del apoyo (muro estructural).

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design Moment tonf-m	Design P_u tonf	-Moment Rebar mm ²	+Moment Rebar mm ²	Minimum Rebar mm ²	Required Rebar mm ²
Top (+2 Axis)	-13.0067	-0.3997	638	0	747	747
Bottom (-2 Axis)	6.5034	-0.3997	5	316	747	747

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V_{u2} tonf	Shear ϕV_c tonf	Shear ϕV_s tonf	Shear V_p tonf	Rebar A_v / S mm ² /m
14.0075	0	14.0075	7.5152	697.59

Se expuso la metodología del hallazgo del refuerzo estructural por asistencia de computadora, para los resultados totales de las vigas por Storey y elemento crítico, remitirse a los planos detallados.

5.1.3. Diseño de muro de corte

5.1.3.1. Predimensionamiento de placas

Tabla 19:
Parámetros sísmicos

Z	0.35
U	1
C	2.5(Tp/Tn)
S	1.15
R	6

Fuente: Propia (2020)

Tabla 20:
Predimensionamiento Estructural en X

ZUCS/R		0.15131579	
Cortante (ZUCS/R.P)	Basal	366.573	tonf
Esfuerzo a la corte ofrecida por el concreto		6.528365	kgf/cm ²
Área transversal requerida para el muro estructural		56136.753	cm ²

Fuente: Propia (2020)

Tabla 21:
Predimensionamiento Estructural en Y

ZUCS/R		0.11852179	
Cortante (ZUCS/R.P)	Basal	302.79305	tonf
Esfuerzo a la corte ofrecida por el concreto		6.528365	kgf/cm ²
Área transversal requerida para el muro estructural		46369.533	cm ²

Fuente: Propia (2020)

Tabla 22:
Espesores tentativos (ep) y Longitud de muro (Lp) mínimos requerido

ep (cm)	Lp X (cm)	Lp Y (cm)
10	5613.675	4636.9
15	3742.4502	3091.27
20	2806.8377	2318.45
25	2245.47	1854.76

Fuente: Propia (2020)

5.1.3.2. Diseño de muros estructurales.

$$\phi Pnw = 0.55\phi f_c \cdot Ag \left[1 - \left(\frac{K \cdot h}{32t} \right)^2 \right]$$

$$\phi Pnw = 0.55(0.7)(210) \cdot (690 \times 15) \left[1 - \left(\frac{1 \times 2.4}{32 \times 15} \right)^2 \right]$$

$$\phi Pnw = 6280n > Pu = 27 \text{ ton}$$

5.1.3.3. Análisis por flexo-compresión

Resumen de algunos muros críticos analizados para verificar los diseños estipulados en los planos.

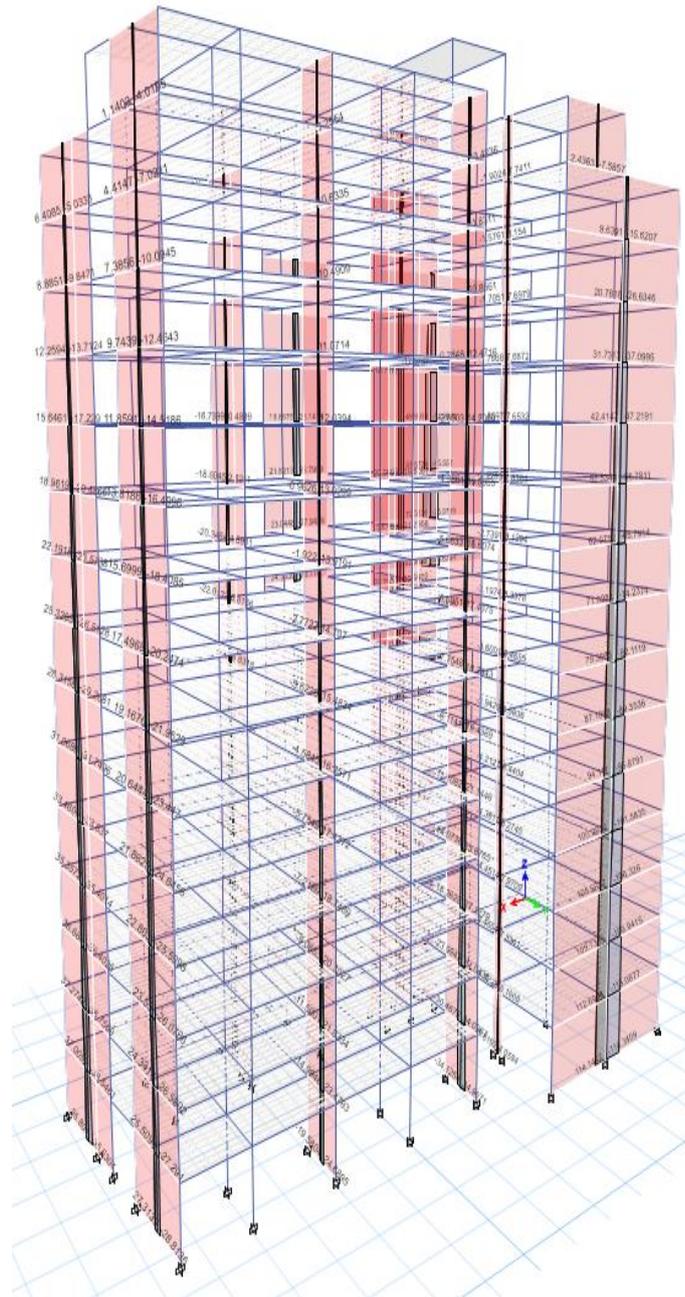
Tabla 23:

Resultados Finales Por Envolvente En La Base De Las Tres Placas Propuestas En El Modelos, En La Dirección Y.

TABLE: Pier Forces						
Story	Pier	P	V2	V3	M2	M3
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
SOTANO	P1	-660.8591	128.2155	9.7298	10.9781	1718.1276
SOTANO	P2	-344.6192	42.3584	4.4954	3.2332	272.974
SOTANO	P3	-673.418	114.3409	10.1041	11.3553	1795.5375
SOTANO	P4	-348.4483	35.801	2.96	2.6342	260.8876
SOTANO	P5	-306.9493	28.8136	2.8073	2.1596	146.4178
SOTANO	P6	-360.5999	34.9236	1.8165	1.7844	169.5823
SOTANO	P7	-269.7549	24.6895	1.8171	1.4071	75.2772
SOTANO	P8	-798.5443	32.5766	45.8994	260.0988	474.8289
SOTANO	P9	-209.4044	34.9671	1.4616	1.2396	117.8956
SOTANO	P10	-96.6029	5.8192	0.8365	0.5994	6.6419

Fuente: Propia (2020)

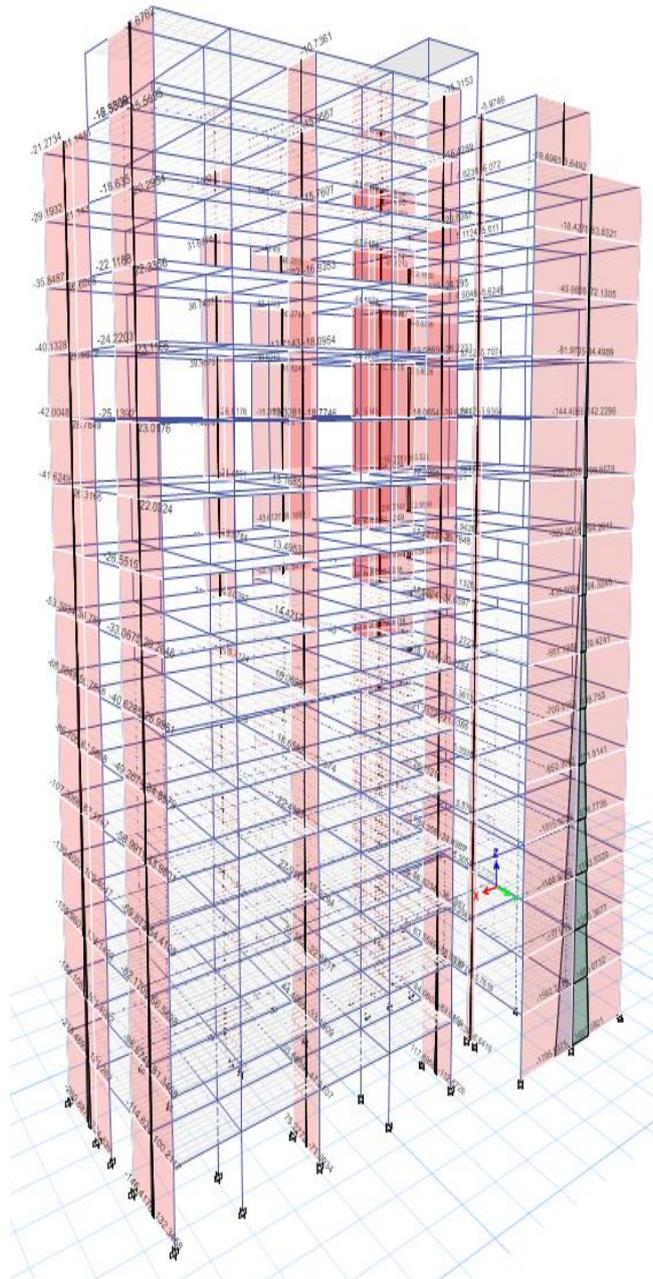
Figura 72:
Diagrama de fuerza cortante para los muros de corte o placas por envolvente



Fuente: Propia (2020)

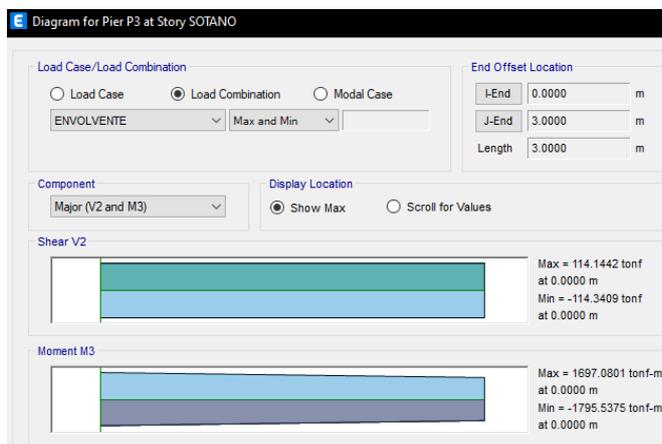
Figura 73:

Diagrama de momento flector para los muros de corte o placas por envolvente



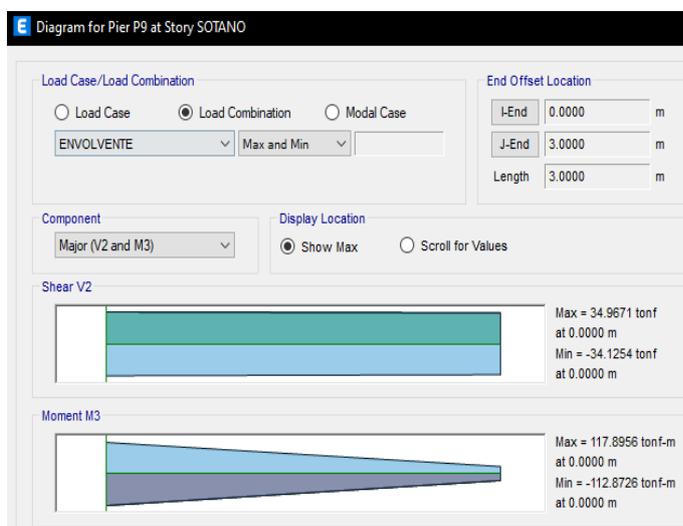
Fuente: Propia (2020)

Figura 74:
 Diagrama de momento flector y fuerza cortante para P1 (Wall 1) – Placa del eje 2 (ETABS).



Fuente: Propia (2020)

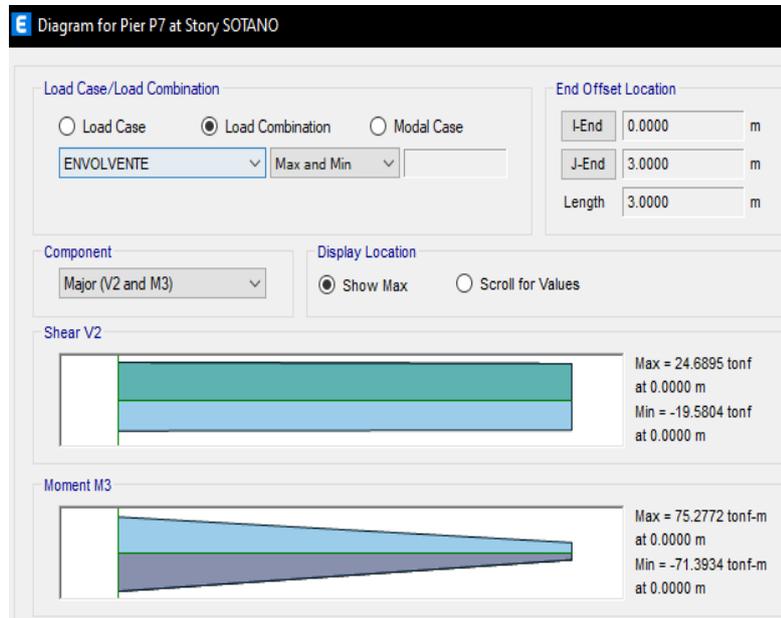
Figura 75:
 Deformación al primer modo de vibración asociado principalmente al eje X, con un periodo fundamental de $T = 0.6651s$



Fuente: Propia (2020)

Figura 76:

Diagrama de momento flector para P3 (Wall 3) – Placa del eje B (ETABS)



Fuente: Propia (2020)

Figura 77:

Diagrama de momento flector para P4 (Wall 4) – Placa del eje 2 (ETABS)



Fuente: Propia (2020)

5.2. Prueba de hipótesis

5.2.1. Calibración de los elementos estructurales

Figura 78:

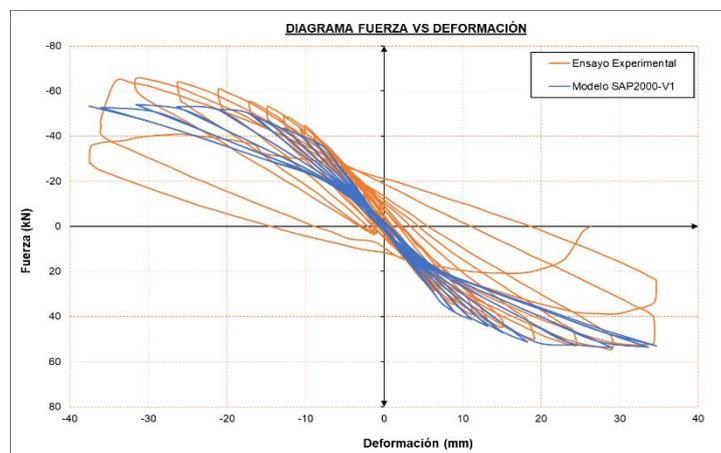
Calibración de los parámetros No-Lineales del ensayo para la columna más cargada en ETABS

CALIBRACION DEL ENSAYO EXPERIMENTAL DEL MURO EN ETABS		
Modelo V1	Modelo V2	Modelo V3
Se utilizó los siguientes modelos constitutivos y modelos hysteréticos	Se utilizó los siguientes modelos constitutivos y modelos hysteréticos	Se utilizó los siguientes modelos constitutivos y modelos hysteréticos
CONCRETO	CONCRETO	CONCRETO
-Modelo de Mander	-Modelo de Mander	-Modelo de Mander
-Histéresis tipo CONCRETE	-Histéresis tipo TAKEDA	-Histéresis tipo PIVOT
ACERO	ACERO	ACERO
-Modelo de Park	-Modelo de Park	-Modelo de Park
-Histéresis tipo PIVOT	-Histéresis tipo TAKEDA	-Histéresis tipo TAKEDA
	Se cambió los valores del módulo de elasticidad del concreto y el coeficiente de Poisson	Se cambió los parámetros dentro del tipo de histéresis PIVOT del concreto para disminuir la separación de los lazos hysteréticos

Fuente: Propia (2020)

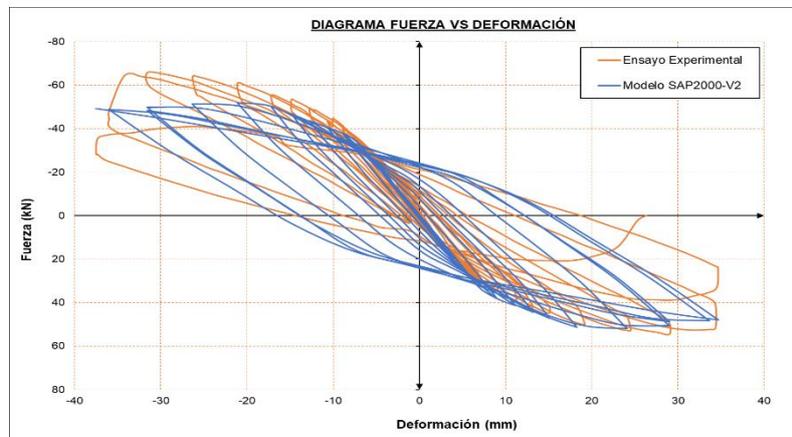
Figura 79:

Concreto modelo hysterético CONCRETE Acero modelo hysterético KINEMATIC VI



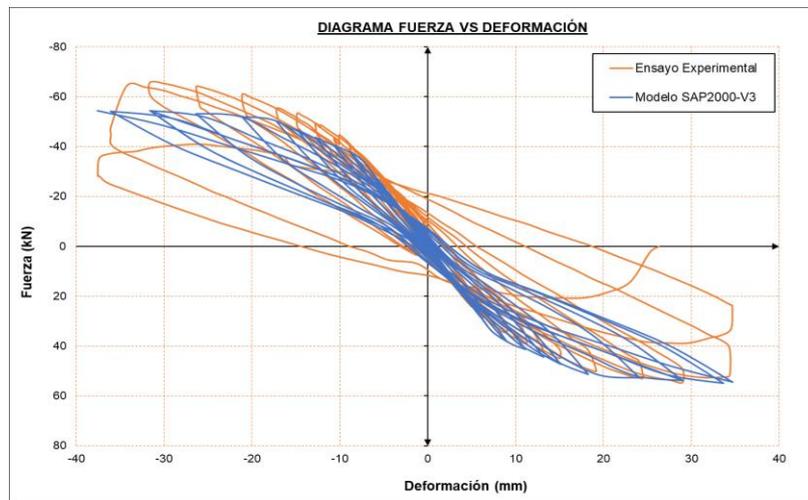
Fuente: Propia (2020)

Figura 80:
Concreto modelo hysterético TAKEDA Acero modelo hysterético TAKEDA V2



Fuente: Propia (2020)

Figura 81:
Concreto modelo hysterético PIVOT Acero modelo hysterético TAKEDA V3



Fuente: Propia (2020)

5.2.1.1. Propiedades no lineales de muros.

Para la calibración del muro en estudio se tomó como referencia el modelo experimental de Birely y Lehman (2008). En la siguiente tabla se resume las propiedades de los materiales y geometrías del muro en estudio.

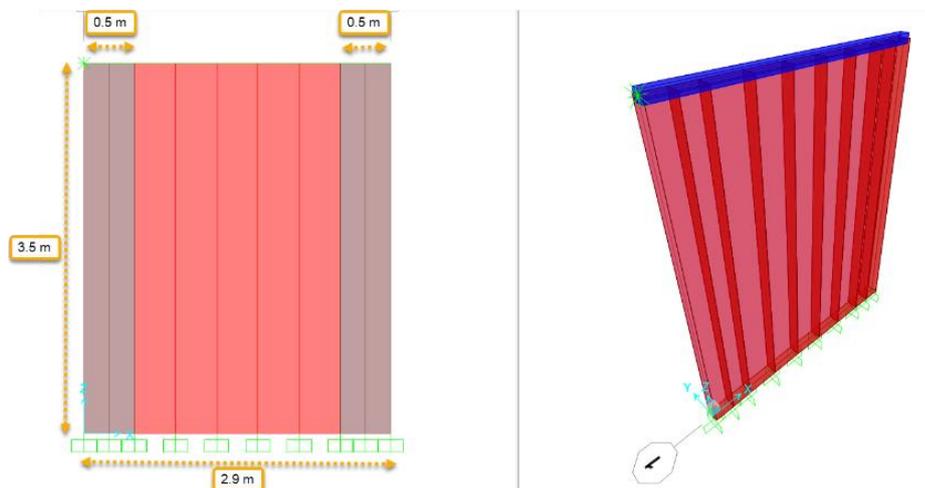
Tabla 24:
Parámetros del ensayo Birely y Lehman

Muro ensayo	Resistencia concreto (MPa)	Acero refuerzo Mpa	hw/L	Cuantia acero area de confinamiento	Cuantia de acero area del alma	P/f'c*Ag
PW1	21	522	1.2	0.574	0.273	0.01

Para el modelamiento del muro en estudio, se utilizó el software SAP2000. Se utilizó el elemento tipo “Shell-Layered Nonlinear”, para representar el comportamiento de los elementos del borde y del alma del muro. El elemento “Shell-Layered Nonlinear” es un elemento especial tipo área, el cual puede ser definido por múltiples capas en la dirección del espesor del muro. Cada capa puede ser representado por un material independiente definido mediante su relación constitutiva esfuerzo vs deformación.

Figura 82:

Modelamiento del muro en SAP 2000



Fuente: Propia (2020)

Figura 83:
 Modelamiento del muro mediante elementos tipo Shell Layered Nonlinear en SAP2000.

Left Screenshot: Shell Section Layer Definition (ALMA MURO)

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Type	S11	S22	S12
ConcM	0.	150.	Membrane	1	CC 21 MPa	0.	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
TopBar1M	41.825	0.215053	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	0.	Directional	Linear	Inactive	Linear
TopBar2M	41.825	0.215053	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Linear
BotBar1M	-41.825	0.215053	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	0.	Directional	Linear	Inactive	Linear
BotBar2M	-41.825	0.215053	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Linear
ConcP	0.	150.	Plate	2	CC 21 MPa	0.	Directional	Linear	Linear	Linear
TopBar1P	41.825	0.215053	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	0.	Directional	Linear	Inactive	Linear
TopBar2P	41.825	0.215053	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear
BotBar1P	-41.825	0.215053	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	0.	Directional	Linear	Inactive	Linear
BotBar2P	-41.825	0.215053	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear

Section Name: ALMA MURO

Order Layers By Distance: Order Ascending

Calculated Layer Information:

- Number of Layers: 10
- Total Section Thickness: 150.
- Sum of Layer Overlaps: 156.0215
- Sum of Gaps Between Layers: 0.

Right Screenshot: Shell Section Layer Definition (BORDE MURO)

Layer Name	Distance	Thickness	Type	Num Int. Points	Material	Material Angle	Type	S11	S22	S12
ConcM	0.	150.	Membrane	1	CC 21 MPa	0.	Directional	Linear	Nonlinear	Linear
TopBar1M	38.65	1.720427	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	0.	Directional	Linear	Inactive	Linear
TopBar2M	41.825	0.64516	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Linear
BotBar1M	-38.65	1.720427	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	0.	Directional	Linear	Inactive	Linear
BotBar2M	-41.825	0.64516	Membrane	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Nonlinear	Inactive	Linear
ConcP	0.	150.	Plate	2	CC 21 MPa	0.	Directional	Linear	Linear	Linear
TopBar1P	38.65	1.720427	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	0.	Directional	Linear	Inactive	Linear
TopBar2P	41.825	0.64516	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear
BotBar1P	-38.65	1.720427	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	0.	Directional	Linear	Inactive	Linear
BotBar2P	-41.825	0.64516	Plate	1	ACERO FY 520 MPa	90.	Directional	Linear	Inactive	Linear

Section Name: BORDE MURO

Order Layers By Distance: Order Ascending

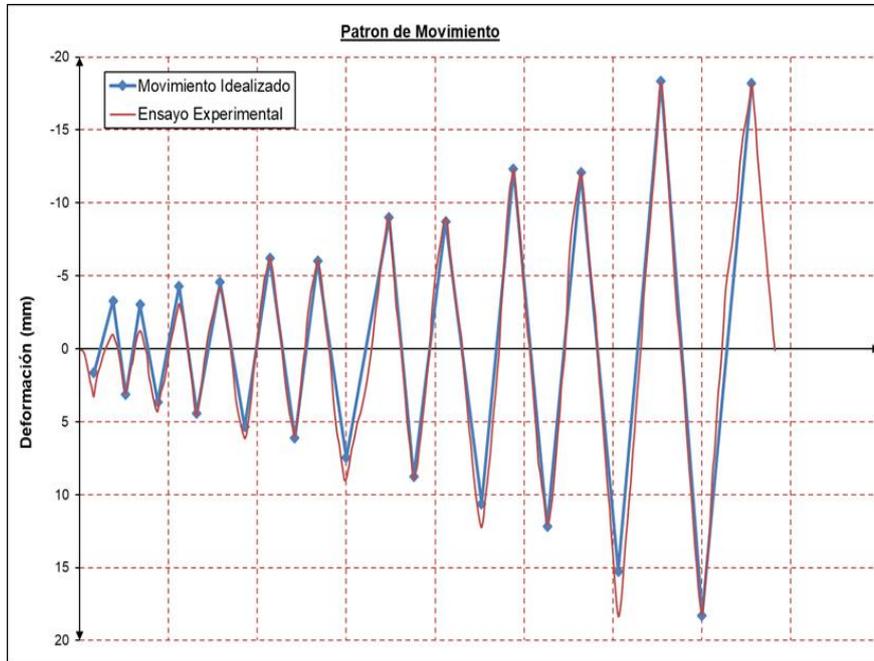
Calculated Layer Information:

- Number of Layers: 10
- Total Section Thickness: 150.
- Sum of Layer Overlaps: 173.6559
- Sum of Gaps Between Layers: 0.

Fuente: Propia (2020)

5.2.1.2. Calibración del modelo numérico de muro

Figura 84:
Patrón de movimiento



Fuente: Propia (2020)

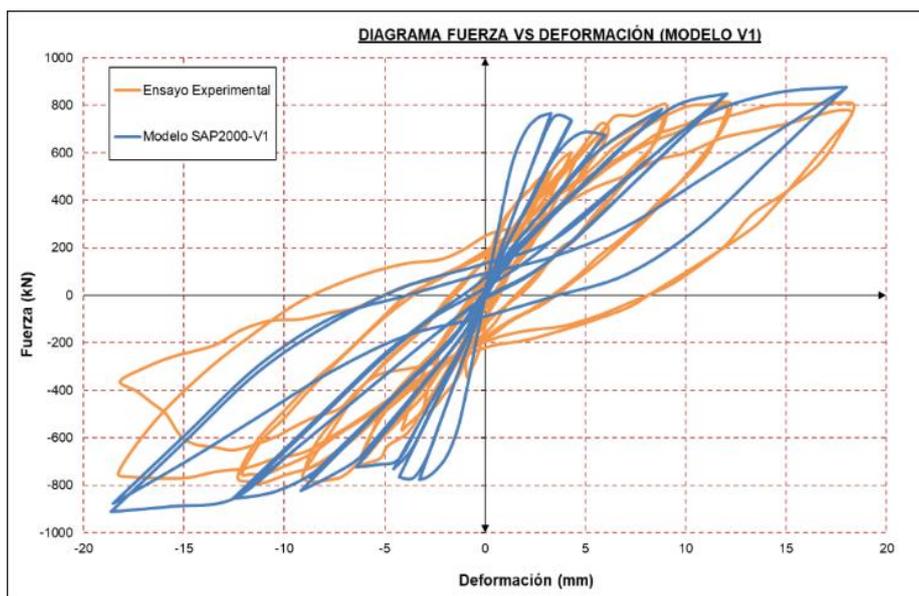
Por último, se muestra a continuación, los diagramas esfuerzos vs deformación del muro modelado en SAP2000, modificando ciertos parámetros no lineales de los materiales (concreto armado y el acero de refuerzo) y comparando con los resultados del ensayo experimental. En la siguiente tabla se resume las modificaciones que se hizo para cada una de las gráficas.

Tabla 25:
Calibración del ensayo Experimental en SAP 2000

CALIBRACION DEL ENSAYO EXPERIMENTAL DEL MURO EN SAP 2000		
Modelo V1	Modelo V2	Modelo V3
Se utilizó los siguientes modelos constitutivos y modelos hysteréticos CONCRETO -Modelo de Mander -Histéresis tipo CONCRETE ACERO -Modelo de Park -Histéresis tipo PIVOT	Se utilizó los siguientes modelos constitutivos y modelos hysteréticos CONCRETO -Modelo de Mander -Histéresis tipo TAKEDA ACERO -Modelo de Park -Histéresis tipo TAKEDA Se cambió los valores del módulo de elasticidad del concreto y el coeficiente de Poisson	Se utilizó los siguientes modelos constitutivos y modelos hysteréticos CONCRETO -Modelo de Mander -Histéresis tipo PIVOT ACERO -Modelo de Park -Histéresis tipo TAKEDA Se cambió los parámetros dentro del tipo de histéresis PIVOT del concreto para disminuir la separación de los lazos hysteréticos

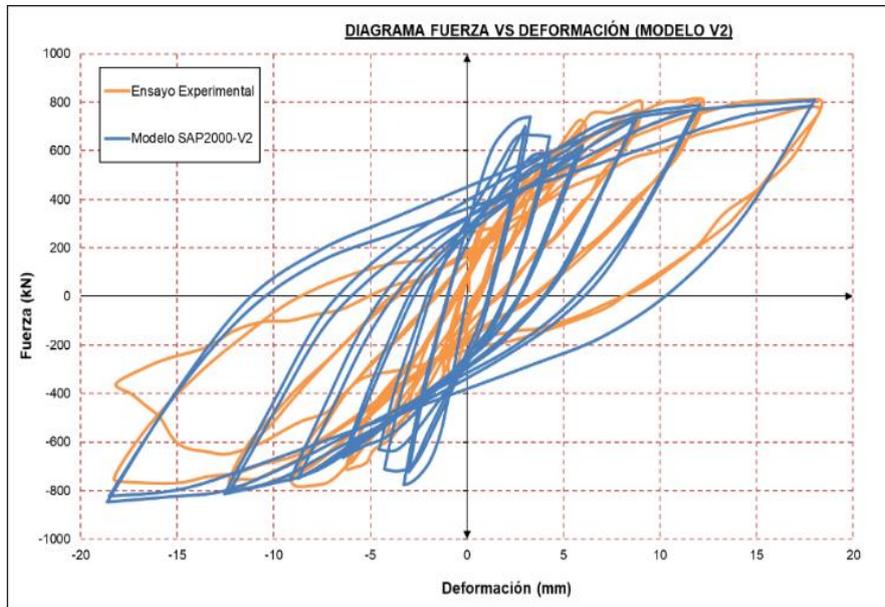
Fuente: Propia (2020)

Figura 85:
Calibración de las histéresis para el muro (modelo) V1 ensayado



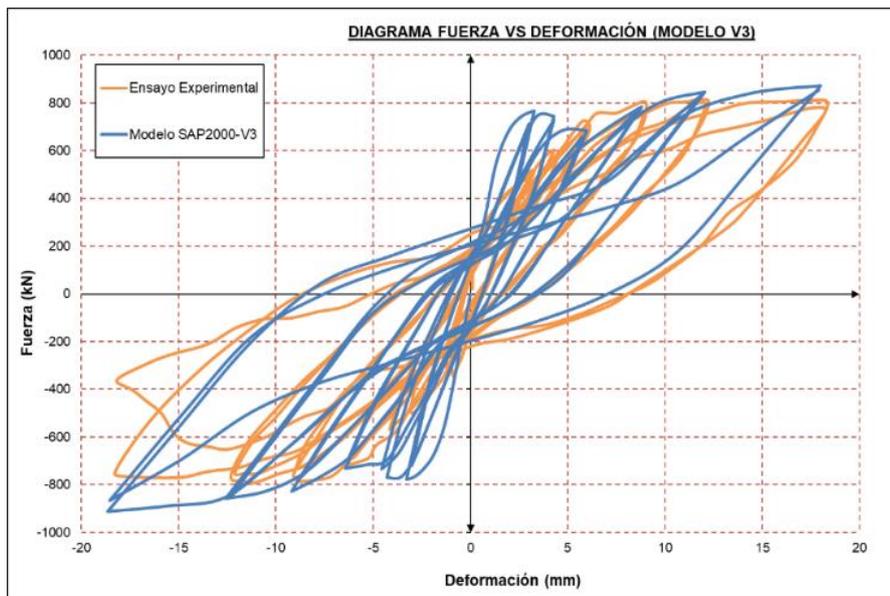
Fuente: Propia (2020)

Figura 86:
Calibración de las histéresis para el muro (modelo V2) ensayado



Fuente: Propia (2020)

Figura 87:
Calibración de las histéresis para el muro (modelo V3) ensayado



Fuente: Propia (2020)

Como se observa en los resultados, a medida que se va cambiando ciertos parámetros referentes en especial al tipo de histéresis para cada material, se puede ir alterando el diagrama esfuerzo vs deformación. En nuestro caso se obtuvo mejores resultados para el modelo V3, utilizando para el concreto una histéresis mediante el modelo de PIVOT y alterando ciertos parámetros de su histéresis y para el acero mediante el modelo histerético de TAKEDA.

5.2.2. Dinámica del sistema estructural bajo sismo

5.2.2.1. Escalamiento del espectro de respuesta.

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos del análisis tiempo historia del puente analizado. En estos análisis se utilizaron siete registros sísmicos, los cuales fueron escalados al espectro de aceleraciones obtenido de la norma E030 del reglamento nacional de edificaciones (2018) que describe el sismo de diseño. A partir de los resultados obtenidos, se obtienen las máximas demandas sísmicas obtenidas en los pilares.

5.2.2.2. Diagrama histerético para los registros acelerográficos ya escalados.

Se realizó el análisis tiempo historia de los modelos descritos anteriormente, empleando tres (03) registros sísmicos. En este análisis, la estructura fue sometida a movimientos sísmicos en ambas direcciones horizontales, longitudinal y transversal, considerando la acción perpendicular de cada componente en ambas direcciones, como se muestra en la siguiente imagen.

Figura 88:
Diagrama histerético ANTH – Valparaíso (1985), Tarapacá (2005) y Pisco (2007) en la dirección de análisis de X.

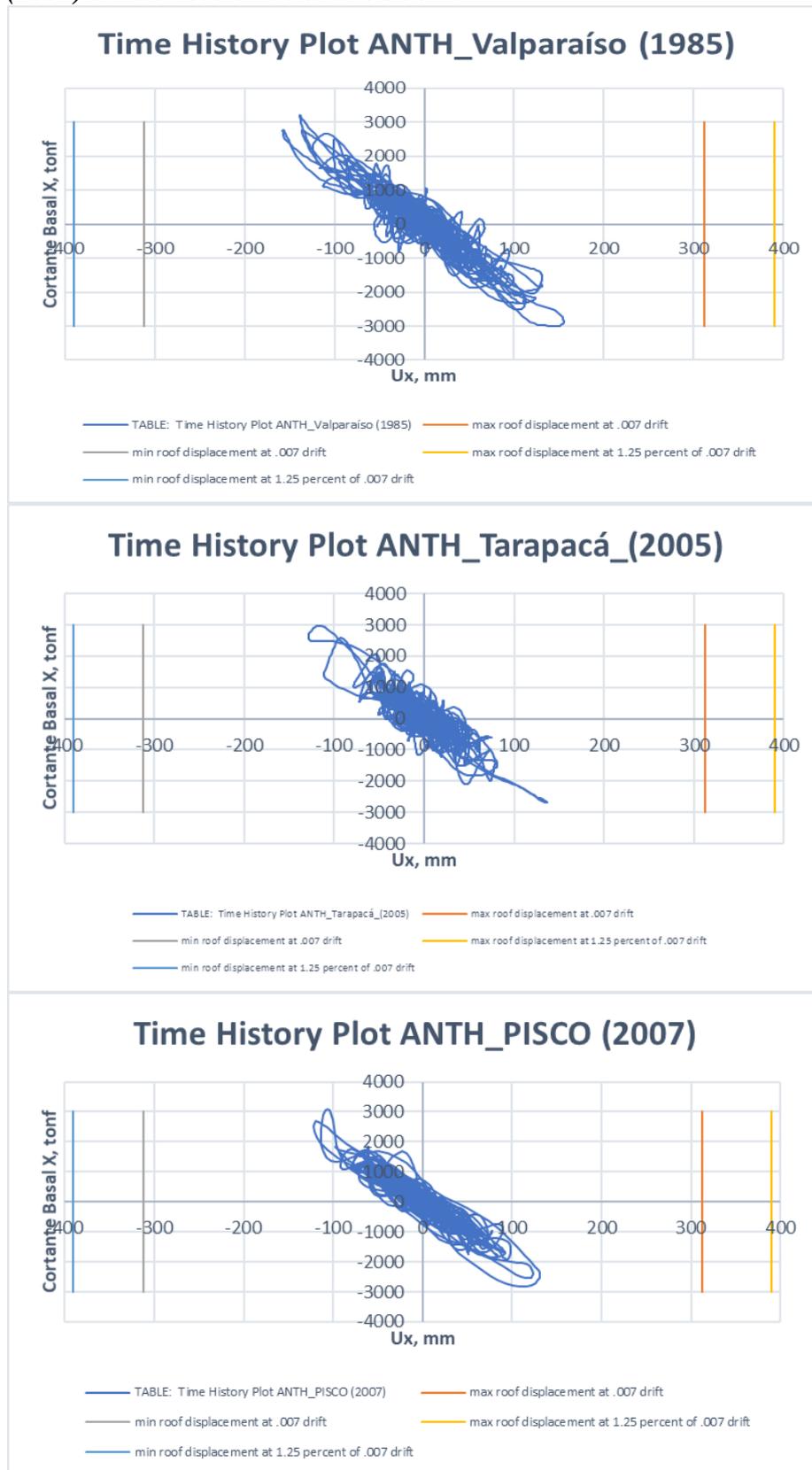
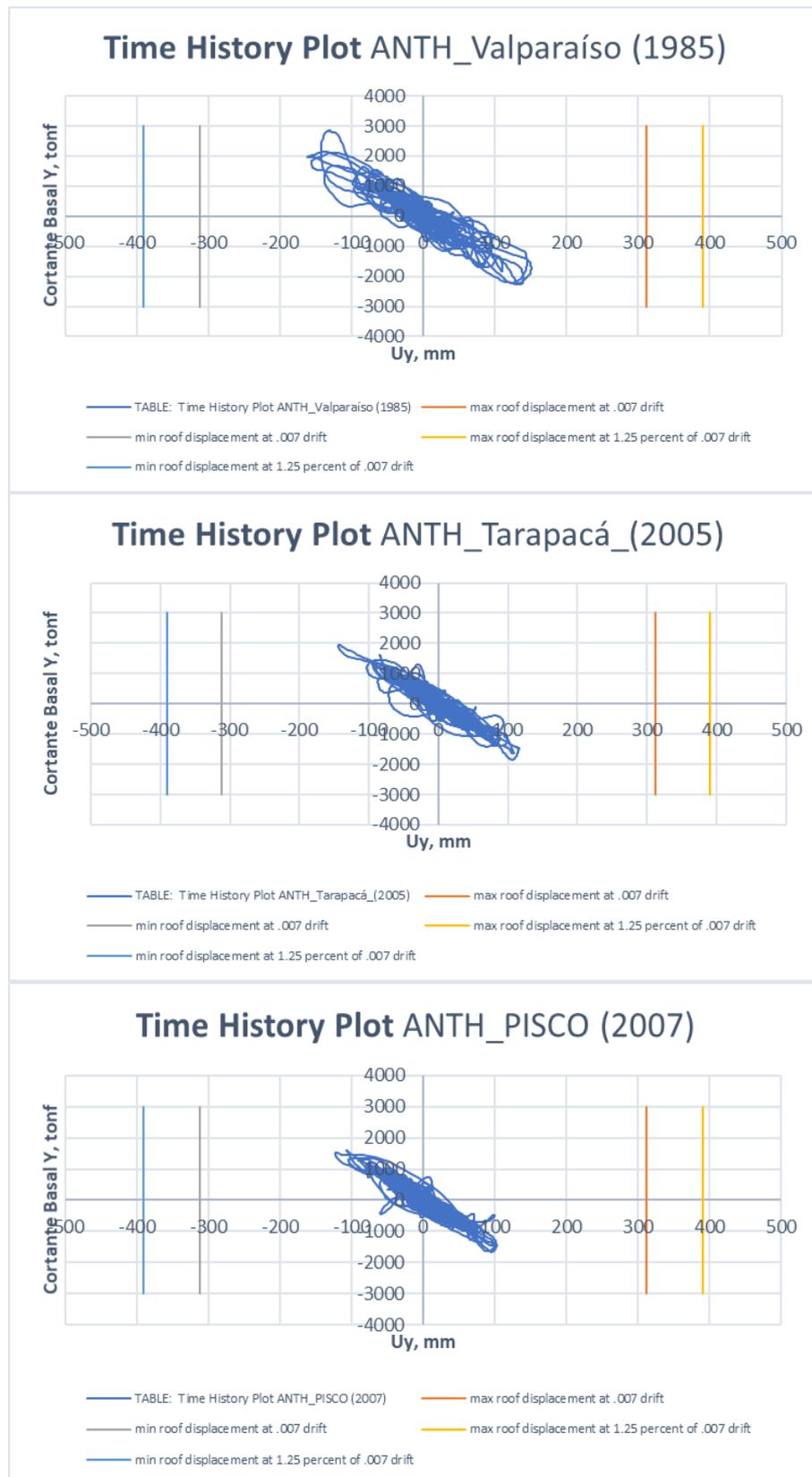


Figura 89:
Diagrama histerético ANTH – Valparaíso (1985), Tarapacá (2005) y Pisco (2007) en la dirección de análisis de Y.



5.2.2.3.Desplazamientos máximos por efectos del análisis no lineal tiempo-historia

Figura 90:

Desplazamiento máximo en la dirección de análisis X e Y, por efectos del análisis No lineal Tiempo - Historia

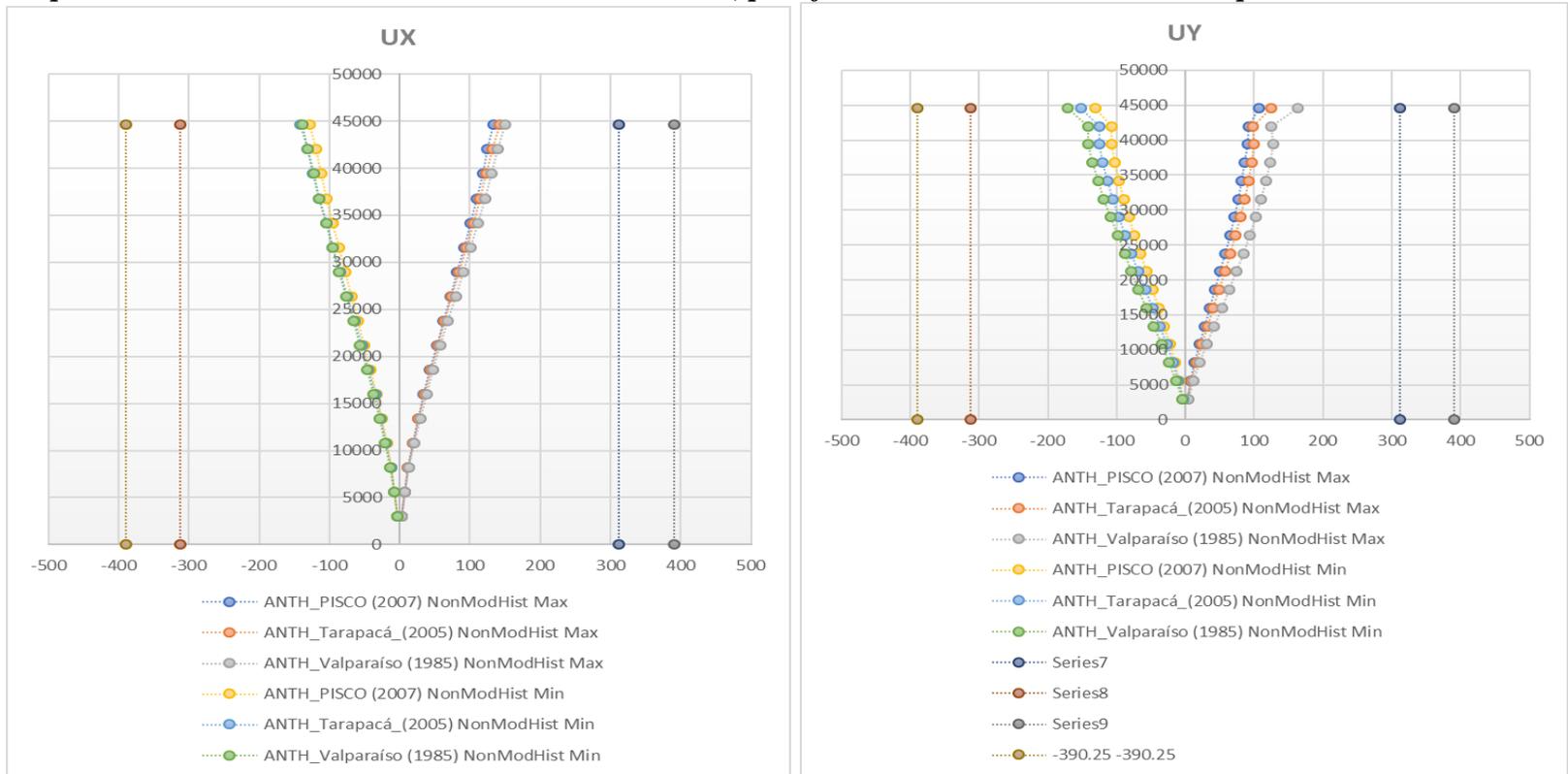
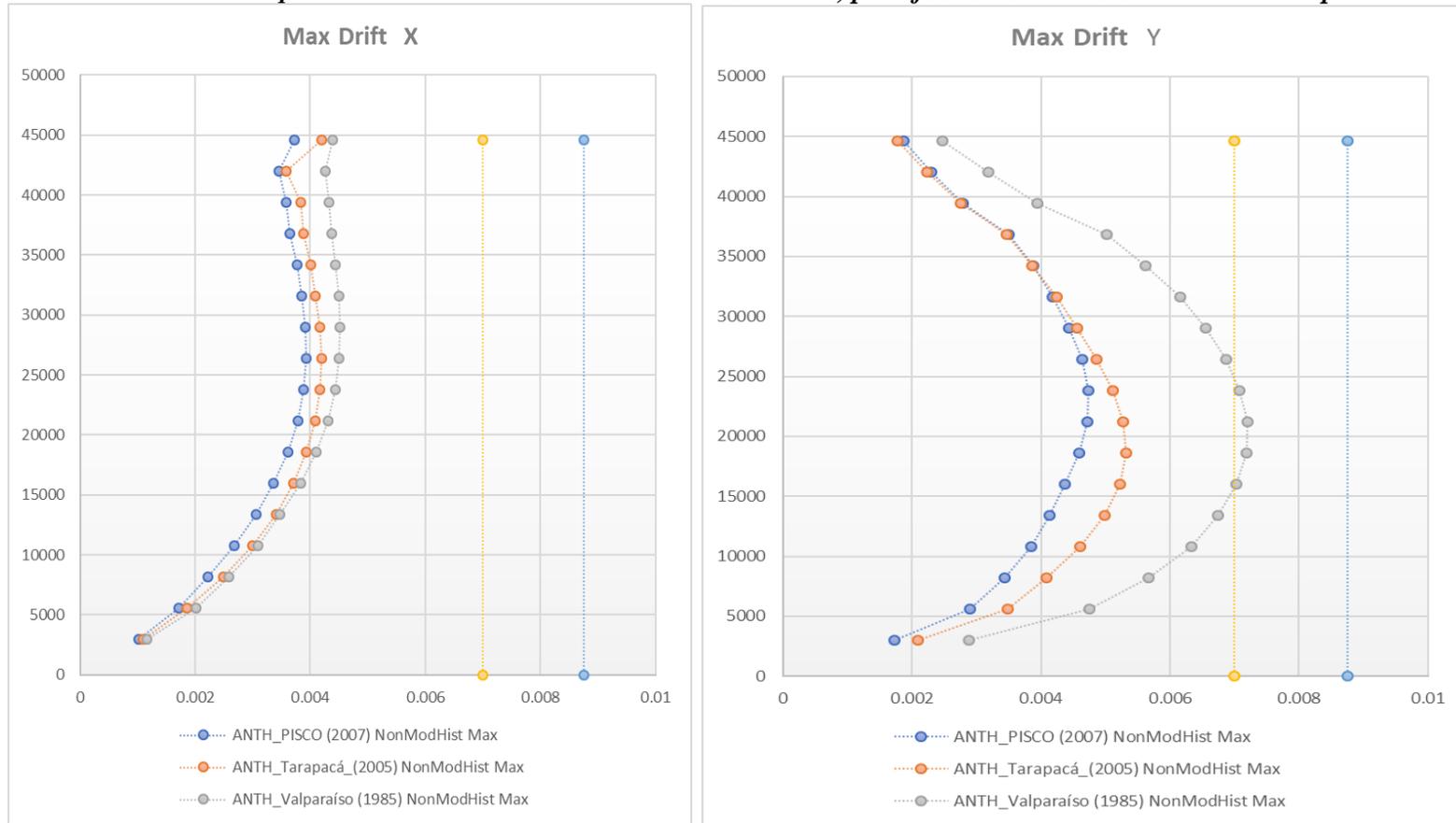


Figura 91:
Distorsión de entepiso máximo en la dirección de análisis X e Y, por efectos del análisis No lineal Tiempo - Historia



ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Los resultados encontrados en la presente investigación demuestran de manera gráfica que la estructura sometida a simulaciones de estrés sísmico, tienden a mantenerse en los parámetros según las normas establecidas, lo cual se entiende que el desempeño sísmico ha sido tomado en consideración en el proceso de diseño de los elementos estructurales, así como en los resultados del sistema estructural.

Estos resultados confirman la noción de que la construcción ha sido construida de manera sólida, basado en las normas y procurando la seguridad de la estructura. Esto es similar a lo encontrado en la literatura del tema, pues Mohsenian et al. (2021) investigan el efecto de terremotos secuenciales de sismo principal y réplica, cumpliendo bien con los niveles de desempeño del Código Sísmico de Irán. Del mismo modo, Castaldo et al. (2021) investigan la modernización sísmica de edificios de hormigón armado (RC) con rellenos de mampostería, de donde se puede extraer que las curvas de peligro de demanda sísmica que denotan la diferencia existente entre parámetros de respuesta antes y después de la modernización, Hussain (2020) concluye cambios significativos respecto de los parámetros como el cortante de la base, la deriva del piso y el desplazamiento luego de los cambios asociados a la simulación de sismos. Shams y Ghobadi (2021), en su artículo, confirma que este tipo de metodología (basada en simulaciones) es correcta y útil, dado que las ecuaciones de diseño propuestas cumplen con precisión el rendimiento estructural objetivo, del mismo modo, Calcina (2017) evidencia que ante la ocurrencia de un sismo, podrían llegar a producir daños y el procedimiento permite conocer las zonas débiles de esta edificación.

En este sentido, tanto el método como los resultados terminan siendo similares a los de la literatura, validando los resultados de la presente investigación.

CONCLUSIONES

- De acuerdo a los resultados mostrados respecto a los máximos desplazamientos relativos de entrepiso, así como el diseño de los diferentes tipos de elementos estructurales como, vigas, columnas, cimentación, se concluye que la estructura cumple con todos los requisitos mínimos exigidos por la Norma *E-020, E-030 E-050, E-060 y demás normas del Reglamento Nacional de Edificaciones.*
- Mediante la verificación de la irregularidad torsional, se concluye que la estructura dispone de una simetría estructura para ambos ejes de análisis ortogonales, la cual mitiga los esfuerzos torsionales por efectos sísmicos.
- De acuerdo al formato ADRS de acuerdo a la publicación del ATC-40, se obtenido un valor de 7% de la fracción de amortiguamiento frente al 5% inicial respecto a la curva de demanda en análisis para obtener. Asimismo, el desempeño en las intersecciones de S_d (spectral displacement) = 0.0775 y S_a (spectral acceleration) = 0.3073. Adicionalmente, el desempeño del edificio a lo largo del eje longitudinal en análisis se posiciona en el rango de ocupación inmediata (IO).
- Respecto al eje transversal se ha obtenido una fracción de amortiguamiento del 6% frente al 5% inicial resultando en los puntos de intersección de S_d (spectral displacement) = 0.1054 y S_a (spectral acceleration) = 0.2716, también posicionándose en el rango de ocupación inmediata (IO).

A continuación, se presenta un resumen de los puntos de desempeños estipulados para ambas normas de acuerdo a las acciones de amortiguamiento que se analizó Y tomó en cuenta:

	Análisis a lo largo del eje longitudinal		Análisis a lo largo del eje transversal	
	ATC-40	FEMA440	ATC-40	FEMA440
Fracción de amortiguamiento (β)	$\beta = 0.070$	$\beta = 0.076$	$\beta = 0.060$	$\beta = 0.065$
Sa (spectral acceleration)	0.307284255	0.303750049	0.271590514	0.271590514
Sd (spectral displacement)	0.077524485	0.075019484	0.105394284	0.105394284

Los resultados finales obtenidos en el análisis tiempo historia, demuestran que existe una baja variabilidad en las respuestas máximas obtenidas con los registros sísmicos empleados en este trabajo. Los registros se caracterizan por ser registros cercanos a la fuente sismogénica, poseer magnitudes de momento en un rango de 6.7 a 7.1 y tener distancias del sitio a la fuente (distancia R Campbell) entre 3 a 12 km. Se puede concluir que los resultados obtenidos presentan una baja dispersión y por lo tanto los valores de sus medias representan valores confiables.

RECOMENDACIONES

A los encargados de la construcción del edificio multifamiliar Giráldez:

Aplicar el modelo realizado en la presente investigación ante modificaciones constructivas que establezcan un mayor estrés al sistema constructivo, de forma tal que se pueda denotar debilidades dentro del diseño previo a cambios en los planos.

Diseñar bajo el mismo protocolo realizado a lo largo de la presente investigación, en otras locaciones donde se planee el inicio de obras. Esto a fin de que se pueda mejorar el proceso de construcción donde se detecten falencias y se permita un ahorro en costos asociado a la precisión del diseño, entendiéndose que ello conlleva a la sostenibilidad del negocio a corto y largo plazo.

A los estudiantes de la facultad de ingeniería civil:

Replicar los resultados de la investigación o en su defecto, tomar como referencia el proceso seguido para poder darse luces sobre el tema de sismo-resistencia y diseño basados en este paradigma, dada la demanda que implica estar en un país propenso a los sismos dada su cercanía con la placa de Nazca.

Referencias bibliográficas

- Alford, N. M., Groves, G. W., & Double, D. D. (1982). Physical properties of high strength cement pastes. *Cement and Concrete Research*, 12(3), 349–358. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(82\)90083-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(82)90083-7)
- Bhore, S., Pise, C., & Kedan, S. (2020). Seismic Performance of Multi-Storey RCC Building Resting on Sloping Ground. *International Journal of Innovative Technology and Exploring Engineering*, 9(5), 1592–1596. <https://doi.org/10.35940/ijitee.E2321.039520>
- Bisquerra, R. (2008). Metodología Cualitativa. *Métodos Cuantitativos Aplicados 2*, 7–194.
- Blas, J., & Sosa, E. (2019). *Evaluación del desempeño sísmico bajo el método de análisis estático no lineal pushover, caso Puente Riecito ubicado en el distrito de Bellavista-Piura* [Universidad Ricardo Palma]. <http://repositorio.urp.edu.pe/handle/URP/2634>
- Calcina Peña, R. M. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal*. Universidad de Tacna.
- Castaldo, P., Tubaldi, E., Selvi, F., & Gioiella, L. (2021). Seismic performance of an existing RC structure retrofitted with buckling restrained braces. *Journal of Building Engineering*, 33, 101688. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2020.101688>
- Chavesta Ruelas, E. P. A. (2019). *Análisis estático no lineal para estimar el desempeño sísmico de una estructura aporticada de 5 pisos en la ciudad de Lima* [Universidad Nacional Federico Villarreal]. http://repositorio.unfv.edu.pe/bitstream/handle/UNFV/2554/ERAZO_GONZALES_NILO_ELIO.pdf?sequence=1&isAllowed=
- Deng, Y., & Tuan, C. (2016). Design of Concrete-Filled Circular Steel Tubes under Lateral Impact. *ACI STRUCTURAL JOURNAL*.

- Diab, A. M., Elyamany, H. E., & Ali, A. H. (2014). The participation ratios of cement matrix and latex network in latex cement co-matrix strength. *Alexandria Engineering Journal*, 53(2), 309–317. <https://doi.org/10.1016/J.AEJ.2014.01.008>
- Dunbar, R. (2015). Seismic Analysis and Design. In *Embankment Dams* (13th ed., p. 352).
- Giraldo, M. A., & Tobón, J. I. (2006). EVOLUCIÓN MINERALÓGICA DEL CEMENTO PORTLAND DURANTE EL PROCESO DE HIDRATACIÓN. In *DYNA* (Vol. 73, Issue 148).
- Gomá, F. (1999). *El cemento portland y otros aglomerantes : fundamentos para la interpretación de sus comportamientos en obra*. Editores Técnicos Asociados.
- Hernandez Sampieri, R., Fernandez Collado, C., & Baptista Lucio, M. del P. (2010). *Metodología de la investigación*. <https://doi.org/-> ISBN 978-92-75-32913-9
- Hernández Sampieri, R., Fernández Collado, C., & Baptista Lucio, M. del P. (2016). *Metodología de la investigación* (Vol. 1). <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Jones, D. (2012). *Principles and Prevention of Corrosion* (2nd ed.).
- Khadheer Hussain. (2020). Seismic and Torsional Performance Improvement on Symmetric and Asymmetric Multi Storey Building with Post Tension Flat Slabs. *International Journal of Engineering Research And*, V9(06). <https://doi.org/10.17577/IJERTV9IS060935>
- Kosmatka, S. H., Kerkhoff, B., Panarese, W. C., & Tanesi, J. (2004). *Diseño y Control de Mezclas de Concreto*.
- Mohsenian, V., Filizadeh, R., Hajirasouliha, I., & Garcia, R. (2021). Seismic performance assessment of eccentrically braced steel frames with energy-absorbing links under sequential earthquakes. *Journal of Building Engineering*, 33, 101576.

<https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101576>

Moreno, E. I., Domínguez, L. G. G., Cob, S. E. J., & Duarte, G. F. (2004). Efecto de la relación agua/cemento en la velocidad de carbonatación del concreto utilizando una cámara de aceleración. *Ingeniería*, 8(2).

Nilson, A. (1999). *Diseño de Estructuras de concreto*.

Puertas, F., Barba, A., Gazulla, M. F., Gómez, M. P., Palacios, M., & Martínez, R. S. (2006). Residuos cerámicos para su posible uso como materia prima en la fabricación de clínker de cemento Portland: caracterización y activación alcalina. *Materiales de Construcción*, 56(281). <https://doi.org/10.3989/mc.2006.v56.i281.94>

Qinghui, S., & Stewart, M. (2009). Actualización de la predicción de craqueo por corrosión de las estructuras deterioradas de RC utilizando información de inspección. *Science Journal /UK/*, 94(8), 1348.

Rezola, I. J. (1976). *Características y correcta aplicación de los diversos tipos de cemento : portland, siderúrgicos, puzolánicos, aluminosos, compuestos y naturales*. Editores Técnicos Asociados.

Shams, A. S., & Ghobadi, M. S. (2021). Development of a high-performance hybrid self-centering building for seismic resilience. *Engineering Structures*, 226, 111382. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111382>

Zhang, Y., Tan, P., Ma, H., & Don, M. (2020). Improving the Seismic Performance of Staircases in Building Structures with a Novel Isolator. *Computer Modeling in Engineering & Sciences*, 124(2), 415–431. <https://doi.org/10.32604/cmcs.2020.09054>

ANEXOS

Matriz de consistencia

Problema general	Objetivo general	Hipótesis general	Variable y definición operacional	TIPO:
<p>¿Cuál es el efecto del análisis del desempeño sísmico en el edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020?</p>	<p>Determinar el efecto del análisis del desempeño sísmico en el edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020.</p>	<p>Existe efecto del análisis del desempeño sísmico en el edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020.</p>	<p>Variable independiente edificio multifamiliar: Análisis estructural Se calcula con parámetros del RNE. Diseño estructural Se calcula con parámetros del RNE y softwares.</p>	<p>Aplicada NIVEL: Explicativo METODO: Transversal</p>
<p>¿Cuál es el efecto del desempeño sísmico en la calibración de los elementos estructurales del edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020?</p>	<p>Objetivos específicos Determinar el efecto del desempeño sísmico en la calibración de los elementos estructurales del edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020.</p>	<p>Hipótesis específicas Existe efecto del desempeño sísmico en la calibración de los elementos estructurales del edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020.</p>	<p>Sistema estructural Los existen aporticados, dual, mixto, de acero, de albañilería, etc. Variable dependiente desempeño sísmico, suelos intermedios: Niveles de desempeño Representa una condición límite establecido en función de los posibles daños físicos, integridad de los ocupantes y funcionalidad de la edificación.</p>	<p>DISEÑO: Experimental ENFOQUE: Cuantitativo</p>
<p>¿Cuál es el efecto del desempeño sísmico en el sistema estructural del edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020?</p>	<p>Determinar el efecto del desempeño sísmico en el sistema estructural del edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020</p>	<p>Existe efecto del desempeño sísmico en el sistema estructural del edificio multifamiliar Giráldez del distrito de Huancayo 2020.</p>	<p>Intensidad de sismos Intensidad de movimientos telúricos. Objetivo de desempeño Evaluar el desempeño sísmico de una edificación de uso multifamiliar la cual es analizada y diseñada con los criterios de resistencia de la norma e-030 y la e-060. la evaluación del desempeño se realizó con la propuesta del fema 440 y el ATC 40 y el ASCE.</p>	<p>POBLACIÓN Y MUESTRA Población: Distrito de Huancayo Muestra: Edificio Giráldez</p>

Matriz de operacionalización de variables

VARIABLE INDEPENDIENTE	Definición de conceptos	de	Definición operacional	Indicadores
EDIFICIO MULTIFAMILAR	Análisis estructura		Se calcula con parámetros del RNE	Análisis Estático lineal Análisis Estático no lineal Análisis Cuasiestático
	Diseño estructural		Se calcula con parámetros del RNE y softwares.	Seguridad Funcionalidad Economía
	Sistema estructural		Los existen aporticados, dual,mixto,de acero, de albañilería,etc.	Estructuras de concreto armado Estructuras de acero Estructuras de albañilería.
VARIABLE DEPENDIENTE	Definición de conceptos	de	Definición operacional	Indicadores
DESEMPEÑO SISMICO	Niveles desempeño	de	Estados limites en función a los daños, seguridad de los ocupantes, etc.	Operacional Seguridad vital Estabilidad estructural
	Intensidad sismos	de	Intensidad de movimientos sísmicos	Niveles de sismos Sismos de diseño
	Objetivo desempeño	de	Análisis no lineal cuasiestático	Diagrama Histerético