



UNIVERSIDAD
PRIVADA
DEL NORTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“INFLUENCIA DEL CAMBIO DE LA NORMA E.030/2006 A
LA NORMA E.030/2018 EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL
DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DEL DISTRITO DE
SURQUILLO”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniera Civil

Autor:

Haro Lopez Brankley Carmen

Asesor:

Dr. Omart Demetrio Tello Malpartida

Lima – Perú

2019

**ACTA DE AUTORIZACIÓN PARA SUSTENTACIÓN DE TESIS O TRABAJO DE
SUFICIENCIA PROFESIONAL**

El Asesor completa las líneas puntuadas, marca con una "X" en los paréntesis "()" según corresponda y firma.

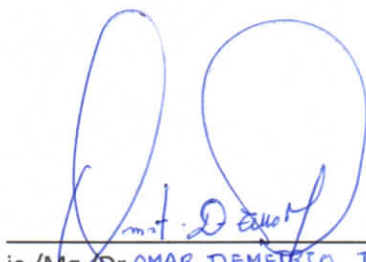
El Asesor OMAR DEMETRIO TELLO MALPARTIDA,
docente de la Facultad de INGENIERIA, de la
carrera de INGENIERIA CIVIL; ha
realizado el seguimiento del proceso de formulación, desarrollo, revisión y verificación en programa
de antiplagio del Informe de Tesis (X) o Trabajo de Suficiencia Profesional () de:

BRANKLEY CARMEN HARO LOPEZ
(Nombre completo del bachiller)

(Nombre completo del bachiller)

Por cuanto, **CONSIDERA** que el Informe de Tesis (X) o el Trabajo de Suficiencia Profesional ()
titulado: INFLUENCIA DEL CAMBIO DE LA NORMA E.030/2006 A LA
NORMA E.030/2018 EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
MULTIFAMILIAR DEL DISTRITO DE SURQUILLO,
para aspirar al Título Profesional de:
INGENIERA CIVIL
por la Universidad Privada del Norte, reúne las condiciones adecuadas, por lo cual, **AUTORIZA**, al
o los interesados para su presentación

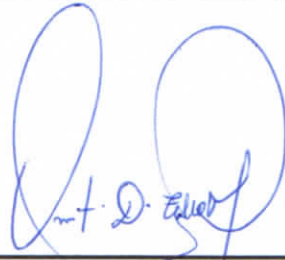
Los Olivos, 31 de 03 del 2019
(Lugar) (día) (mes) (año)


Ing./Lic./Mg./Dr OMAR DEMETRIO TELLO MALPARTIDA
(Nombre completo del Asesor)
Asesor

ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS

El asesor y los miembros del jurado evaluador asignado, **APRUEBAN** la tesis desarrollada por la bachiller Haro Lopez Brankley Carmen, denominada:

“Influencia del cambio de la norma E.030/2006 a la norma E.030/2018 en la respuesta estructural de un edificio multifamiliar del distrito de Surquillo”



Dr. Omart Demetrio Tello Malpartida
Asesor



Ing. Jorge Luis Canta Honores
**Jurado
Presidente**



Ing. Raúl Pinto Barrantes
Jurado



Ing. Edwin Aquis Dueñas
Jurado

DEDICATORIA

A mis padres por enseñarme que las dificultades que se presentan en la vida son oportunidades de mejora, que para ser una persona de éxito es necesario dedicación, esfuerzo y un trabajo constante cada día; a mi hermano Neymer por ser mi ejemplo a seguir en este camino de la ingeniería, quien siempre creyó en mí, gracias por esos tú puedes; a mi pequeña hermanita por ser mi ángel y cuidarme desde el lugar donde se encuentre

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres y hermano por haberme brindado la oportunidad de estudiar la carrera que yo quería, que a pesar de las limitaciones y dificultades que se presentaron en el camino siempre estuvieron ahí para apoyarme.

Agradezco también al ingeniero Omar Demetrio Tello Malpartida por su apoyo constante, por su orientación, por sus consejos y por haber aceptado ser mi asesor de tesis, agradezco al jurado calificador conformado por los ingenieros Jorge Luis Canta Honores, Raúl Pinto Barrantes y Edwin Aquise Dueñas por brindarme su tiempo y hacer las observaciones necesarias a esta tesis con finalidad de lograr un mejor trabajo, como también a todos docentes con lo que tuve la oportunidad de llevar un curso, gracias por absolver cada una de mis preguntas, les agradezco por compartir sus conocimientos y experiencias en el transcurso de la carrera.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

ACTA DE AUTORIZACIÓN PARA SUSTENTACIÓN DE TESIS	II
ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	III
DEDICATORIA	IV
AGRADECIMIENTO	V
ÍNDICE DE CONTENIDOS	VI
ÍNDICE DE TABLAS.....	VIII
ÍNDICE DE GRÁFICOS	X
ÍNDICE DE ECUACIONES	XII
RESUMEN	XIII
ABSTRACT.....	XV
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	17
1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	17
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	22
1.2.1. <i>Problema General</i>	22
1.2.2. <i>Problema Específico</i>	22
1.3. JUSTIFICACIÓN	23
1.3.1. <i>Justificación social</i>	23
1.3.2. <i>Justificación técnica</i>	23
1.3.3. <i>Justificación teórica</i>	24
1.4. LIMITACIÓN DEL ESTUDIO	24
1.4.1. <i>Limitación metodológica</i>	24
1.4.2. <i>Limitación económica</i>	25
1.4.3. <i>Limitación temporal</i>	25
1.5. OBJETIVOS	26
1.5.1. <i>Objetivo General</i>	26
1.5.2. <i>Objetivo Específico</i>	26
1.6. HIPÓTESIS	26
1.6.1. <i>Hipótesis General</i>	26
1.6.2. <i>Hipótesis Específico</i>	27
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	28
2.1. ANTECEDENTES	28
2.1.1. <i>Tesis</i>	28
2.1.2. <i>Artículos científicos</i>	35
2.2. BASES TEÓRICAS.....	41
2.2.1. <i>Las normas sismorresistentes en el Perú.</i>	41
2.2.1.1. Zonificación.....	42
2.2.1.2. Tipo de suelo.....	45
2.2.1.3. Regularidad estructural.....	45
2.2.1.4. Sistemas estructurales	47
2.2.2. <i>Respuesta estructural</i>	48
2.2.2.1. Fuerzas cortantes de entrepiso.....	49
2.2.2.2. Derivas de entrepiso.....	49
2.2.2.3. Fuerzas internas en elementos estructurales	50
2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	55
CAPÍTULO 3. MARCO METODOLÓGICO	58
3.1. VARIABLES.....	58
3.1.1. <i>Variable independiente</i>	58
3.1.2. <i>Variable dependiente</i>	58

3.2.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	58
3.3.	TIPOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.....	58
3.3.1.	<i>Según su propósito.....</i>	58
3.3.2.	<i>Según su enfoque.....</i>	59
3.3.3.	<i>Según su alcance o nivel.....</i>	59
3.4.	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	59
3.5.	MATERIAL DE ESTUDIO.....	60
3.5.1.	<i>Población.....</i>	60
3.5.2.	<i>Muestra.....</i>	61
3.6.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS.....	61
3.6.1.	<i>Para recolectar datos.....</i>	61
3.6.2.	<i>Para analizar información.....</i>	62
3.7.	PROCEDIMIENTO.....	62
CAPÍTULO 4. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.....		70
4.1.	DESCRIPCIÓN DEL CASO DE ESTUDIO.....	70
4.1.1.	<i>Ubicación.....</i>	70
4.1.2.	<i>Características de la edificación:.....</i>	71
4.1.3.	<i>Especificaciones técnicas de los materiales.....</i>	75
4.1.4.	<i>Cargas.....</i>	75
4.1.5.	<i>Secciones de los elementos.....</i>	76
4.1.6.	<i>Vista en planta y altura.....</i>	77
4.2.	DESARROLLO DEL ESTUDIO.....	79
4.2.1.	<i>Evaluación con la norma E.030 del año 2006.....</i>	79
4.2.1.1.	<i>Análisis estático.....</i>	79
4.2.1.2.	<i>Análisis dinámico.....</i>	87
4.2.2.	<i>Evaluación con la norma E.030 del año 2018.....</i>	103
4.2.2.1.	<i>Análisis estático.....</i>	103
4.2.2.2.	<i>Análisis dinámico.....</i>	114
CAPÍTULO 5. RESULTADOS.....		132
5.1.	FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO.....	132
5.2.	DERIVAS DE ENTREPISO.....	134
5.3.	FUERZAS INTERNAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	137
5.3.1.	<i>Fuerzas en placa.....</i>	138
5.3.1.1.	<i>Fuerza axial.....</i>	139
5.3.1.2.	<i>Fuerzas cortantes.....</i>	140
5.3.1.3.	<i>Momento flector.....</i>	141
5.3.2.	<i>Fuerzas en columnas.....</i>	142
5.3.2.1.	<i>Fuerza axial.....</i>	142
5.3.2.2.	<i>Momento flector.....</i>	145
5.3.3.	<i>Fuerzas en viga.....</i>	149
5.3.3.1.	<i>Fuerzas cortantes.....</i>	149
5.3.3.2.	<i>Momento flector.....</i>	150
5.4.	RESUMEN DE RESULTADOS.....	153
5.5.	CONTRASTACIÓN DE HIPÓTESIS.....	153
5.5.1.	<i>Planteamiento de hipótesis.....</i>	154
5.5.2.	<i>Nivel de significancia.....</i>	155
5.5.3.	<i>Decisión del valor crítico.....</i>	156
5.5.4.	<i>Conclusión de la contrastación.....</i>	157
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES.....		158
6.1.	CONCLUSIÓN GENERAL.....	158
6.2.	CONCLUSIONES ESPECÍFICAS.....	158
CAPÍTULO 7. RECOMENDACIONES.....		160
CAPÍTULO 8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		161
ANEXOS.....		166

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA N° 1: SISTEMAS ESTRUCTURALES.....	48
TABLA N° 2: LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO.....	50
TABLA N° 3: OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	58
TABLA N°4: ZONIFICACIÓN.....	79
TABLA N°5: CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN.....	80
TABLA N°6: PARÁMETROS DE SUELOS.....	80
TABLA N° 7: PERIODO FUNDAMENTAL EN DIRECCIÓN X.....	81
TABLA N° 8: PERIODO FUNDAMENTAL EN LA DIRECCIÓN Y.....	82
TABLA N° 9: IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL.....	83
TABLA N° 10: PARÁMETROS PARA LA FUERZA CORTANTE.....	84
TABLA N° 11: DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LA FUERZA SÍSMICA F _X	85
TABLA N° 12: DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LA FUERZA SÍSMICA F _Y	85
TABLA N° 13: DERIVAS DE ENTRE PISO EN LA DIRECCIÓN X.....	86
TABLA N° 14: DERIVAS DE ENTRE PISO EN LA DIRECCIÓN Y.....	86
TABLA N° 15: VALORES PARA LA GRÁFICA DE PSEUDO ACELERACIÓN.....	88
TABLA N° 16: FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE.....	90
TABLA N° 17: CORTANTES DE ENTREPISO.....	92
TABLA N°18: DERIVAS DINÁMICAS DE ENTRE PISO EN LA DIRECCIÓN X.....	93
TABLA N°19: DERIVAS DINÁMICAS DE ENTRE PISO EN LA DIRECCIÓN Y.....	94
TABLA N°20: FUERZAS AXIALES EN CADA PISO DE PLACA Y COLUMNAS.....	98
TABLA N°21: FUERZAS CORTANTES DE PLACA P-1.....	99
TABLA N°22: MOMENTOS FLECTORES EN LA DIRECCIÓN X.....	101
TABLA N°23: MOMENTOS FLECTORES EN LA DIRECCIÓN Y.....	103
TABLA N° 24: ZONIFICACIÓN SÍSMICA.....	104
TABLA N°25: FACTOR DE ZONA.....	104
TABLA N° 26: FACTO DE SUELO.....	105
TABLA N° 27: PERIODO FUNDAMENTAL EN LA DIRECCIÓN X.....	105
TABLA N° 28: PERIODO FUNDAMENTAL EN LA DIRECCIÓN Y.....	106
TABLA N° 29: PERIODOS.....	107
TABLA N°30: IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL.....	109
TABLA N°31: PARÁMETROS PARA FUERZA CORTANTE.....	110
TABLA N° 32: DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LA FUERZA SÍSMICA F _X	111
TABLA N° 33: DISTRIBUCIÓN EN ALTURA DE LA FUERZA SÍSMICA F _Y	112
TABLA N° 34: DERIVAS DE ENTRE PISO EN LA DIRECCIÓN X.....	113
TABLA N° 35: DERIVAS DE ENTRE PISO EN LA DIRECCIÓN Y-Y.....	113
TABLA N°36: VALORES PARA LA GRÁFICA DE PSEUDO ACELERACIÓN.....	115
TABLA N°37: FUERZA CORTANTE MÍNIMA EN LA BASE.....	117
TABLA N° 38 CORTANTES DE ENTREPISO.....	119
TABLA N° 39: DERIVAS DE ENTRE PISO EN LA DIRECCIÓN X.....	120
TABLA N° 40: DERIVAS DE ENTRE PISO EN LA DIRECCIÓN Y.....	122
TABLA N°41: FUERZAS AXIALES EN CADA PISO DE PLACA Y COLUMNAS.....	126
TABLA N°42: FUERZAS CORTANTES DE PLACA P-1.....	127
TABLA N°43: MOMENTOS FLECTORES EN LA DIRECCIÓN X.....	129
TABLA N°44: MOMENTOS FLECTORES EN LA DIRECCIÓN Y.....	131
TABLA N° 45: VARIACIÓN DE FUERZAS CORTANTE DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN X.....	132
TABLA N° 46: VARIACIÓN DE FUERZAS CORTANTE DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN Y.....	133
TABLA N° 47: VARIACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO EN X.....	134
TABLA N° 48: DERIVAS DE NIVEL Y SU VARIACIÓN EN Y.....	136
TABLA N° 49: VARIACIÓN DE FUERZAS AXIALES DE LA PLACA P-1.....	139
TABLA N° 50: VARIACIÓN DE FUERZAS CORTANTE DE LA PLACA P-1.....	140

TABLA N° 51: VARIACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES DE LA PLACA P-1	141
TABLA N° 52: VARIACIÓN DE FUERZAS AXIALES DE LA COLUMNA C-1	142
TABLA N° 53: VARIACIÓN DE FUERZAS AXIALES DE LA COLUMNA C-4	143
TABLA N° 54: VARIACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES DE LA COLUMNA C-1 EN X	145
TABLA N° 55: VARIACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES DE LA COLUMNA C-1 EN Y	146
TABLA N° 56: VARIACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES DE LA COLUMNA C-4 EN X	147
TABLA N° 57: VARIACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES DE LA COLUMNA C-4 EN Y	148
TABLA N° 58: VARIACIÓN DE FUERZAS CORTANTE DE LA VIGA V-101	149
TABLA N° 59: VARIACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES POSITIVOS DE LA VIGA V-101	150
TABLA N° 60: VARIACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES NEGATIVOS DE LA VIGA V-101	151
TABLA N° 61: RESUMEN DE RESULTADOS	153
TABLA N° 62: MATRIZ DE ENSAMBLAJE DEL ESTUDIO	154
TABLA N° 63: ANÁLISIS DE VARIANZA	155
TABLA N° 64: ESTADÍSTICA DE REGRESIÓN	156

ÍNDICE DE GRÁFICOS

GRÁFICO N° 1 :CINTURÓN DE FUEGO DEL PACÍFICO.....	17
GRÁFICO N° 2: DISTRIBUCIÓN DE REGISTROS POR TIPOS DE EVENTO 1970-2006	18
GRÁFICO N° 3: TIPOLOGÍA DE LOS REGISTROS DE GRAN IMPACTO	19
GRÁFICO N° 4: ZONIFICACIÓN EN LA E.030 DEL AÑO 2006.....	43
GRÁFICO N° 5: ZONIFICACIÓN EN LA E.030 DEL AÑO 2018.....	44
GRÁFICO N° 6: FUERZAS EN PLACA.....	52
GRÁFICO N° 7: FUERZAS EN COLUMNA.....	53
GRÁFICO N° 8: FUERZAS EN VIGA	54
GRÁFICO N° 9 PROCEDIMIENTO PARA EL ANÁLISIS	63
GRÁFICO N° 10: SECUENCIA DE PASOS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN E.030 2006-*A.....	65
GRÁFICO N° 11: SECUENCIA DE PASOS PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO SEGÚN E.030 2018-*B.....	66
GRÁFICO N° 12: SECUENCIA DE PASOS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO -*C.....	69
GRÁFICO N° 13 :UBICACIÓN DEL EDIFICO EN ESTUDIO	70
GRÁFICO N° 14 PLANTA ARQUITECTÓNICA TÍPICA	72
GRÁFICO N° 15 PLANTA ESTRUCTURAL.....	74
GRÁFICO N° 16: CUADRO DE COLUMNAS.....	77
GRÁFICO N° 17: VISTA DE LA EDIFICACIÓN CONSTRUIDA.....	77
GRÁFICO N° 18: VISTA DEL MODELO EN ETABS	78
GRÁFICO N° 19: ESPECTRO INELÁSTICO DE PSEUDO-ACELERACIONES	89
GRÁFICO N° 20: FACTOR DE ESCALA EN LA DIRECCIÓN X	91
GRÁFICO N° 21: FACTOR DE ESCALA EN LA DIRECCIÓN Y	91
GRÁFICO N° 22: FUERZAS CORTANTES EN X-2006	92
GRÁFICO N° 23: FUERZAS CORTANTES EN Y-2006	93
GRÁFICO N° 24: DERIVAS DINÁMICAS EN LA DIRECCIÓN X.....	94
GRÁFICO N° 25: DERIVAS DINÁMICAS EN LA DIRECCIÓN Y.....	95
GRÁFICO N° 26: ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EVALUACIÓN.....	96
GRÁFICO N° 27: FUERZAS AXIALES EN PLACA Y COLUMNAS	97
GRÁFICO N° 28: FUERZAS CORTANTES EN PLACA Y VIGA	99
GRÁFICO N° 29: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN LA DIRECCIÓN X	100
GRÁFICO N° 30: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN LA DIRECCIÓN Y	102
GRÁFICO N° 31: ESPECTRO DE PSEUDO-ACELERACIONES	116
GRÁFICO N° 32: FACTOR DE ESCALA EN LA DIRECCIÓN X	118
GRÁFICO N° 33: FACTOR DE ESCALA EN LA DIRECCIÓN Y	118
GRÁFICO N° 34: FUERZAS CORTANTES EN X-2018	119
GRÁFICO N° 35: FUERZAS CORTANTES EN Y-2018	120
GRÁFICO N° 36: DERIVAS DINÁMICAS EN LA DIRECCIÓN X.....	121
GRÁFICO N° 37: DERIVAS DINÁMICAS EN LA DIRECCIÓN Y.....	122
GRÁFICO N° 38: ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE EVALUACIÓN.....	124
GRÁFICO N° 39: FUERZAS AXIALES EN PLACA Y COLUMNAS	125
GRÁFICO N° 40: FUERZAS CORTANTES EN PLACA Y VIGA	127
GRÁFICO N° 41: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN LA DIRECCIÓN X	128
GRÁFICO N° 42: DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES EN LA DIRECCIÓN Y	130
GRÁFICO N° 43: FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN X	132
GRÁFICO N° 44: FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN Y	133
GRÁFICO N° 45: DERIVAS DE NIVEL Y SU LÍMITE X.....	135
GRÁFICO N° 46: DERIVAS DE NIVEL Y SU LÍMITE Y.....	136
GRÁFICO N° 47: ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN ESTUDIO	138
GRÁFICO N° 48: FUERZAS AXIALES DE LA PLACA P-1	139
GRÁFICO N° 49: FUERZAS CORTANTE DE LA PLACA P-1	140
GRÁFICO N° 50: MOMENTOS FLECTORES DE LA PLACA P-1	141
GRÁFICO N° 51: FUERZAS AXIALES DE LA COLUMNA C-1	143
GRÁFICO N° 52: FUERZAS AXIALES DE LA COLUMNA C-4	144
GRÁFICO N° 53: MOMENTOS FLECTORES DE LA COLUMNA C-1 EN X	145
GRÁFICO N° 54: MOMENTOS FLECTORES DE LA COLUMNA C-1 EN Y	146
GRÁFICO N° 55: MOMENTOS FLECTORES DE LA COLUMNA C-4 EN X	147

GRÁFICO N° 56: MOMENTO FLECTOR DE LA COLUMNA C-4 EN Y	148
GRÁFICO N° 57: FUERZAS CORTANTES DE LA VIGA V-101	149
GRÁFICO N° 58: MOMENTO FLECTOR POSITIVO DE LA VIGA V-101	151
GRÁFICO N° 59: MOMENTO FLECTOR NEGATIVO DE LA VIGA V-101	152
GRÁFICO N° 60: CURVA DE DISTRIBUCIÓN NORMAL.....	157

ÍNDICE DE ECUACIONES

ECUACIÓN N° 1: COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE LAS FUERZAS SÍSMICAS	46
ECUACIÓN N° 2: CORTANTE ESTÁTICA BASAL	64
ECUACIÓN N° 3: ACELERACIÓN ESPECTRAL.....	67
ECUACIÓN N° 4: AMPLIFICACIÓN PARA ESTRUCTURAS REGULARES	68
ECUACIÓN N° 5: AMPLIFICACIÓN PARA ESTRUCTURAS IRREGULARES.....	68
ECUACIÓN N° 6: PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA	81
ECUACIÓN N° 7: FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA E.030 2006	82
ECUACIÓN N° 8: DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICA EN ALTURA E.030 2006	84
ECUACIÓN N° 9: FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA E.030 2018	107
ECUACIÓN N° 10: DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN ALTURA E.030 2018	110
ECUACIÓN N° 11: FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA E.030 2018	114

RESUMEN

El presente trabajo de investigación titulado como “INFLUENCIA DEL CAMBIO DE LA NORMA E.030/2006 A LA NORMA E.030/2018 EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DEL DISTRITO DE SURQUILLO” el objetivo central de esta tesis fue determinar cómo influye la actualización de la norma E.030 /2006 a la norma E.030 /2018 en la respuesta estructural de un edificio multifamiliar, ubicado en el distrito de Surquillo.

La presente tesis está compuesta de ocho capítulos. En el capítulo I, se realizó la descripción de la realidad problemática de nuestro país , los eventos naturales que dejaron información para la actualización de la normativa de diseño sismorresistente y la necesidad de estar preparados para los futuros eventos sísmicos dado que IGP (2017) afirma que en la región central del borde occidental del Perú se ha identificado que existe una laguna sísmica que está acumulando energía desde el año 1746, de la cual se deduce la formulación del problema, en base a ello planteamos los objetivos y las hipótesis de la investigación, cuyo sustento se verá reflejado en la justificación y en las limitaciones de la investigación. En el capítulo II, se presentan los antecedentes de los trabajos de investigación realizadas que se relacionan y sustentan la presente investigación, luego se desarrollan las bases teóricas que se tomaron en cuenta para el desarrollo del proyecto, y finalmente se realiza la definición de términos básicos. En el capítulo III, se presentan las variables involucradas en la investigación y la operacionalización de las mismas, se presenta la tipología de la investigación y la cual viene a ser una investigación cuantitativa basado en lo señalado por Hernández, Fernández y Baptista (2016) la investigación cuantitativa es aquella en la que los fenómenos que se observan o miden sin ser afectados por el investigado, se presenta el diseño de la investigación, así como el material de estudio y las técnicas e instrumentos utilizadas. En el capítulo IV, se presenta el desarrollo de la investigación en la que se consideró una descripción del caso de estudio, se realizó el análisis estático y dinámico de la edificación en base a la normativa en con la que fue diseñada y

la nueva normativa vigente, dado que el En MVCS (2018) indica que en la norma de diseño sismorresistente en el capítulo 8 señala que las estructuras diseñadas por sismos deben ser evaluadas, reparadas y reforzadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos estructurales que presenten. En el capítulo V, se presentan los resultados obtenidos en el desarrollo de la investigación, se observan las variaciones en que presentarían las fuerzas cortantes, derivas de entrepiso y las fuerzas de diseño en elementos estructurales. En el capítulo VI, se presentan las conclusiones obtenidas de hacer un estudio a los resultados encontrados, estas conclusiones se presentan en base a cada objetivo de estudio formulados. En el capítulo VII, en base al análisis realizado se presentan las principales recomendaciones desprendidas en el transcurso del desarrollo de la investigación.

Como resultado se obtuvo que el análisis con la norma E.030/2018 tiene valores mayores que la norma E.030/2006, en las fuerzas cortantes de entrepiso se obtuvo que estas son mayores en un 85%, en derivas de entrepiso son mayores en un 12% y en fuerzas en elementos estructurales los valores en placa son mayores iguales al 45% en fuerzas axiales, 56% en fuerzas cortantes y 58% en momentos flectores, en columnas mayores iguales a 24% en fuerzas axiales y 51% en momentos flectores y en la viga se tiene incrementos mayores iguales al 9% en fuerzas cortantes y 10% en momentos flectores. Concluyendo que el cambio de la norma influye significativamente en la respuesta estructural de la edificación, incrementando las fuerzas cortantes de entrepiso, en derivas y fuerzas en elementos estructurales. Estos incrementos son desfavorables para la edificación ya que frente un evento sísmico la edificación no estaría preparada estructuralmente y se generarían pérdidas económicas con posibilidad de pérdidas humanas

Palabras claves: normas sismorresistentes, respuesta estructural, laguna sísmica, influencia.

ABSTRACT

This research work entitled "INFLUENCE OF THE CHANGE OF THE NORM E.030 / 2006 TO THE RULE E.030 / 2018 IN THE STRUCTURAL RESPONSE OF A MULTI-FAMILY BUILDING OF THE SURQUILLO DISTRICT" the main objective of this thesis was to determine how it influences the update of the norm E.030 / 2006 to the norm E.030 / 2018 in the structural answer of a multifamily building, located in the district of Surquillo.

This thesis is composed of eight chapters. In chapter I, the description of the problematic reality of our country, the natural events that left information for the update of the seismic design regulations and the need to be prepared for future seismic events were made, given that IGP (2017) affirms that in the central region of the western edge of Peru it has been identified that there is a seismic lagoon that is accumulating energy since 1746, from which the formulation of the problem is deduced, based on this we set out the objectives and hypotheses of the investigation , whose sustenance will be reflected in the justification and limitations of the investigation. In chapter II, the background of the research work carried out that relates and sustains the present investigation is presented, then the theoretical bases that were taken into account for the development of the project are developed, and finally the definition of basic terms is made . In chapter III, the variables involved in the research and the operationalization of the same are presented, the typology of the research is presented and which is to be a quantitative investigation based on what was taught by Hernández, Fernández and Baptista (2016). Quantitative research is one in which the phenomena that are observed or measured without being affected by the researched one, the design of the research is presented, as well as the study material and the techniques and instruments used. In chapter IV, the development of the research is presented in which a description of the case study was considered, the static and dynamic analysis of the building was carried out based on the regulations in which it was

designed and the new regulations in force , since the In MVCS (2018) indicates that the seismic design standard in Chapter 8 states that the structures designed by earthquakes must be evaluated, repaired and reinforced in order to correct possible structural defects. In chapter V, the results obtained in the development of the research are presented, the variations in which they present the shear forces, drifts of mezzanine and the design forces in structural elements are observed. In chapter VI, the conclusions obtained from a study of the results found are presented, these conclusions are presented based on each study objective formulated. In chapter VII, the basis for the analysis is presented the main recommendations made during the development of the research.

As a result, it was obtained that the analysis with the E.030 / 2018 standard has higher values than the E.030 / 2006 norm, in the shear forces of between floors it was obtained that these are greater by 85%, in between floors drifts are greater in 12% and in forces in structural elements the plate values are greater equal to 45% in axial forces, 56% in shear forces and 58% in bending moments, in larger columns equal to 24% in axial forces and 51% in bending moments and in the beam there are greater increases equal to 9% in shear forces and 10% in bending moments. Concluding that the change of the norm significantly influences the structural response of the building, increasing the shear forces of the between floors, in between floors drifts and forces in structural elements are exceeded.

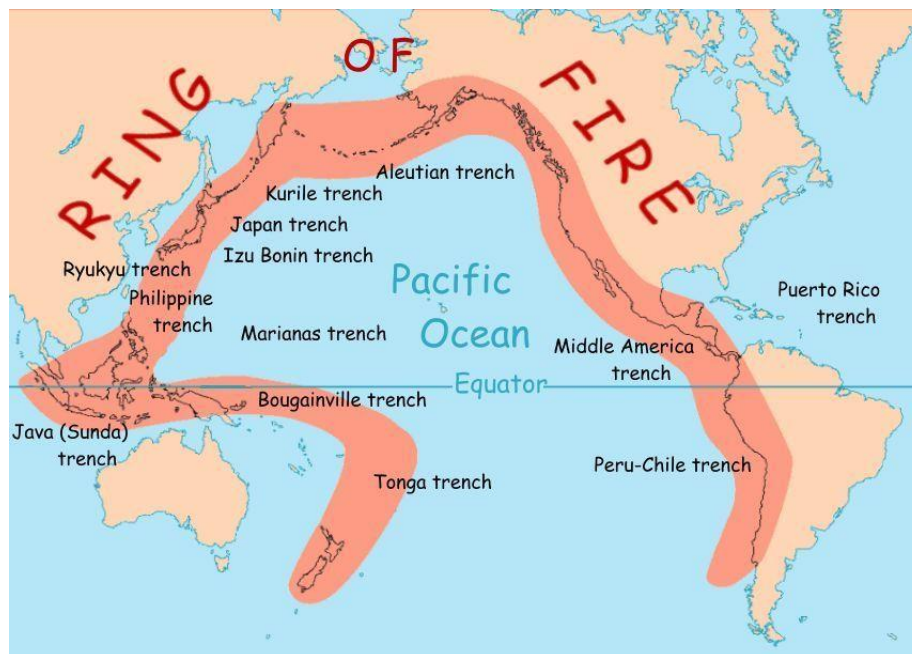
Keywords seismic norms, structural response, seismic gap, influence.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática.

Perú forma parte del cinturón de fuego del Pacífico, que es considerado como una de las zonas más destructivas del planeta. Evers (2015) señala que “en el cinturón es donde se produce el 90% de los terremotos ocurridos en el mundo, estos suelen ser los más graves” (párr.3). Los terremotos generados en el cinturón de fuego se dan debido al movimiento tectónico, “en el Perú la placa Nazca entra en un proceso de subducción bajo la placa Sudamericana y genera sismos, este proceso se da con diferentes variaciones de velocidad que van de 8 cm/año a 10 cm/año, sin embargo, los terremotos generados a lo largo de los últimos años no han sido capaces de liberar toda la energía acumulada” (Instituto Geofísico del Perú, 2005, p.3).

Gráfico N° 1 :Cinturón de fuego del Pacífico



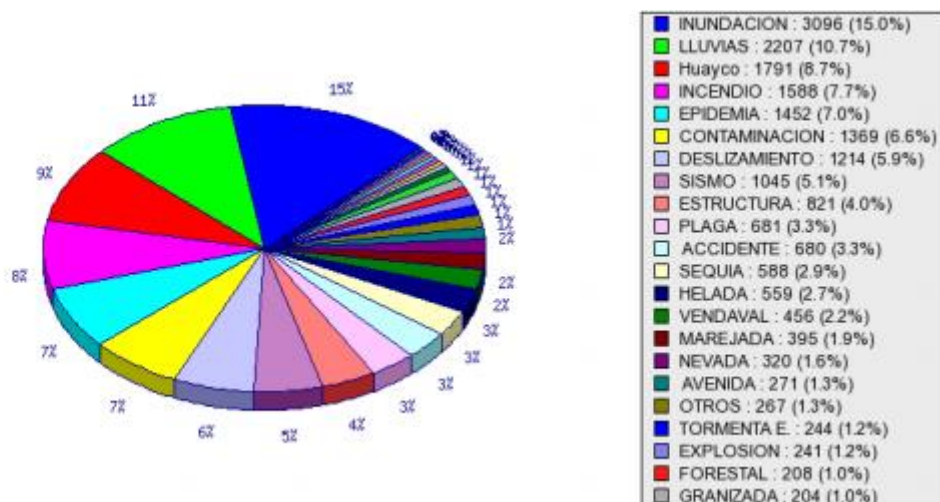
Fuente: Evers, 2006

En la región central del borde occidental del Perú se ha identificado que existe una laguna sísmica que está acumulando energía desde el año 1746. Los sismos ocurridos

en los años 1940, 1966, 1974 y 2007 presentaron magnitudes iguales o menores a 8 grados, habrían liberado parcialmente la energía, quedando por liberarse cerca del 70% de esta energía acumulada en todos estos años. Para la región sur, se tiene una lagua sísmica desde el año 1868. (Instituto Geofísico del Perú, 2017, p.07).

El Apoyo a la prevención de desastres en la Comunidad Andina (Predecan) en base a numerosos datos de los eventos registrados desde los años 1970 al 2006 en el Perú, se presenta las siguientes graficas:

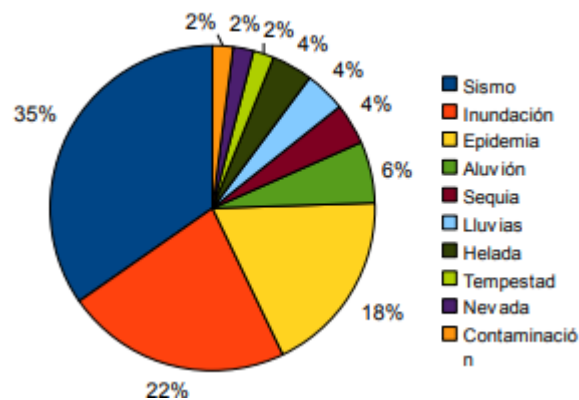
Gráfico N° 2: Distribución de registros por tipos de evento 1970-2006



Fuente: Apoyo a la prevención de desastres en la Comunidad Andina, 2006

Según el tipo de eventos registrados, los sismos abarcan el 5.1% (1045 sismos) de todos los eventos registrados en los años de 1970 al 2006

Gráfico N° 3: Tipología de los registros de gran impacto



Fuente: Apoyo a la prevención de desastres en la Comunidad Andina, 2006

Los registros de las pérdidas en función del impacto según las variables de efectos (muertos, heridos, viviendas destruidas y viviendas afectadas) permite definir una aproximación a los grandes impactos documentados por la base de datos. Se puede ver que los sismos tienen el mayor impacto generado en función a las variables mencionadas, los cuales trajeron grandes pérdidas de vidas humanas, económicas, de infraestructuras, etc., de lo cual el territorio nacional no se ha recuperado de todos estos eventos sísmicos registrados y estos registros se incrementarían si la población no se encuentra preparada y sobre todo si las edificaciones no cumplen con los requisitos mínimos establecidos en las normativas peruanas.

Por otro lado, las normativas de diseño sismorresistente en nuestro país buscan reducir el riesgo de pérdidas de vidas y daños materiales registrados y mostrados en el Gráfico N° 2: Tipología de los registros de gran impacto. En el año 1977 se promulga la primera norma sismo resistente, la cual fue reemplazada por la Norma Técnica E-060 promulgada en el año 1989, y finalmente, se promulga la Norma E.030 “Diseño Sismo Resistente” la cual establece requisitos mínimos para que las edificaciones tengan un adecuado comportamiento sísmico. Esta normativa ha ido cambiando con el transcurso

de los años por las lecciones aprendidas, se tiene que en el año 2006 se aprobaron 66 Normas técnicas del RNE y se constituyó la Comisión Permanente de Actualización del RNE. Uno de los terremotos no templados en el Gráfico N° 1 y Gráfico N° 2 es el terremoto del 15 de agosto de 2007, tuvo una magnitud de 7.9 Mw (magnitud momento) y de 7.0 ML (Richter) su epicentro estuvo a 60 km al oeste de Pisco y señala que el sismo dejó por los menos 1 500 heridos, 58 581 damnificados y en la ciudad de Pisco el 80% de la infraestructura había sido destruida. (MINSa, 2007, p.2), según el censo de damnificados del Sismo del 2007 se presenta la siguiente tabla.

Tabla N° 1: Viviendas por grado de afectación según departamento y provincia 2007

DEPARTAMENTO PROVINCIA	TOTAL VIVIENDAS		GRADO DEL DAÑO DE LAS VIVIENDAS			
			VIVIENDAS DESTRUIDAS		VIVIENDAS MUY AFECTADAS	
		(%)		(%)		(%)
TOTAL EN ÁREA AFECTADA	75,786	100	52,154	100	23,632	100
DEPARTAMENTO DE ICA¹	64,868	85.6	46,455	89.0	18,413	78.0
ICA	27,024	35.6	20,013	38.4	7,011	29.7
CHINCHA	24,599	32.5	17,708	34.0	6,891	29.2
PISCO	13,245	17.5	8,734	16.6	4,511	19.1
DEPARTAMENTO DE LIMA²	9,011	12.5	4,906	9.4	4,105	17.4
CAÑETE	7,977	10.5	4,547	8.7	3,430	14.5
YAUYOS	1,034	1.5	359	0.7	675	2.9
DEPARTAMENTO DE HUANCAMELICA³	1,907	2.4	793	1.6	1,114	4.7
CASTROVIRREYNA	890	1.1	370	0.7	520	2.2
HUAYTARÁ	987	1.3	417	0.8	570	2.4
HUANCAMELICA *	30	0.0	6	0.0	24	0.1

Fuente: Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo, 2009

Del sismo de 2007 los colegios que fueron diseñados respetando la normativa 0.30/97 aprobada por el gobierno nacional en 1977, que eliminó el defecto estructural de columna corta de los locales escolares, esto deja evidencia que, si las edificaciones son

diseñadas respetando las normativas, estas podrían comportarse de manera adecuada y disminuir los daños que traen los sismos.

En el 2014 para las edificaciones importantes especialmente centros de salud se decidió adjuntar un anexo exclusivo en la protección sísmica debido a la generación de nuevas técnicas en aislamiento sísmico, la antepenúltima modificación a la norma E.030 fue publicada el 24 de enero del 2016, en esta norma el territorio nacional es dividido en 4 zonas (Córdova ,2017). El día 22 de octubre del 2018 se da aprobación a la última modificación a la normativa en sismorresistente, en esta modificación se enfoque en las irregularidades, porcentajes para definir el sistema dual, el valor de C/R se disminuyó al valor de menor igual a 0.11, etc.

Frente a los registros de daños recopilados de pérdidas de vidas humanas, materiales, etc. por los eventos sísmicos ocurridos surgen las actualizaciones de las normativas de diseño sismorresistente, con el objetivo que las edificaciones diseñadas en base a sus lineamientos sean capaces presentar un adecuado comportamiento estructural, un terremoto de más 8 grados que ocurrirá en Perú dejaría en Lima aproximadamente 200 mil viviendas destruidas y 150 mil seriamente afectadas, además el número de muertos y heridos se contarían en miles (El comercio, 2014, párr.1). Las pérdidas se generarían porque el 70% de las edificaciones en Lima son resultados de autoconstrucción como señala (El Comercio, 2017, párr 9) y a esto hay que sumarle que las edificaciones que, si bien fueron diseñadas respetando las normativas en su origen, entrarían en incertidumbre de saber si el cambio influye significativamente llevándolas a convertirse en edificaciones con alto riesgo frente las realidades del territorio peruano. Es por esto que es necesario evaluar la influencia del cambio de normativa E0.30 /2006 a la normativa E0.30 /2018 en la respuesta estructural de la muestra en estudio, lo cual

podrá determinar si la edificación estaría en condiciones o no para soportar terremoto según las exigencias de la nueva normativa.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema General

¿Cómo influye el cambio de la norma E.030/2006 a la norma E.030/2018 en la respuesta estructural del edificio multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8, Mz.A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima?

1.2.2. Problema Específico

- ¿De qué manera influye el cambio de la norma E.030 /2006 a la norma E.030/2018 en las fuerzas cortantes de entrepiso del edificio multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8, Mz.A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima?
- ¿De qué manera influye el cambio de la E.030/2006 a la norma E.030/2018 en las derivas de entrepiso del edificio multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8, Mz.A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima?
- ¿De qué manera influye el cambio de la E.030/2006 a la norma E.030/2018 en las fuerzas axiales, cortantes y momentos de los elementos estructurales del edificio multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8,Mz.A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima?

1.3. Justificación

1.3.1. Justificación social

De acuerdo al estudio de índice de riesgos de las ciudades 2015-2025, Lima se encontraría entre los dos primeros países de las 301 seleccionadas a nivel mundial, con más amenaza de pérdidas económicas frente a terremotos, el índice calcula que en la capital se darían pérdidas por US\$35.530 millones si ocurriera un terremoto de gran magnitud. (Lloyd's ,2015, p.5). En el último estudio de terremotos y tsunamis, Lima fue catalogada como el país de más alto riesgo en el continente, esto se debe a que sus costas forman parte del cinturón del pacífico donde se produce la mayor cantidad de eventos sísmicos de gran magnitud, a esto hay que sumarle la vulnerabilidad de las construcciones debido a que el 70% de Lima fue autoconstruida. (El Comercio, 2017, párr9). Es necesario realizar la investigación sobre la influencia de la actualización de la norma en la respuesta estructural, dado que el edificio está en incertidumbre de saber si esta vulnerable y propicio a sufrir daños o colapso, como paso en el sismo del 15 de agosto del 2007, tuvo una magnitud de 7.9 Mw y de 7.0 ML su epicentro estuvo a 60 km al oeste de Pisco, el sismo dejó por los menos 1 500 heridos, 58 581 damnificados y en la ciudad de Pisco el 80% de la infraestructura había sido destruida . (MINSA, 2007, p.2). Tavera hace la reflexión que no es importante saber dónde y cuándo ocurrirá el siguiente sismo de gran magnitud, lo importante es estar preparados cuando este ocurra. (Tavera, 2014, p.23)

1.3.2. Justificación técnica

En MVCS (2018) en la norma de diseño sismorresistente en el capítulo 8 “evaluación, reparación y reforzamiento de estructuras” (p.32) señala que las

estructuras diseñadas por sismos deben ser evaluadas, reparadas y reforzadas de tal manera que se corrijan los posibles defectos estructurales que presenten, basándose en lo indicado en la norma, una norma más exigente y que representa mejor la realidad, genera la necesidad de conocer cuál será la influencia del cambio de norma en la respuesta estructural de un edificio ante un evento sísmico, para determinar si es necesario corregir los posibles defecto que presente y recuperar la capacidad de resistir.

1.3.3. Justificación teórica

La investigación abre conocimiento a la generación de formatos y estudios profundos de edificaciones construidas con normativas no vigentes, ya que se estaría demostrando que aquellas edificaciones ubicadas en zona 4, con suelos intermedios, que se encuentre esquinas y que se hayan diseñadas con la norma E.030 2006 carecen de rigidez y se ven significativamente afectados frente parámetros de la normativa de diseño sismorresistente 2018.

1.4. Limitación del estudio

1.4.1. Limitación metodológica

La investigación se restringe en la aplicación de la normativa peruana E.030 del año 2006 y la normativa E.030 del año 2018 respetando los valores de zonificación, clasificación de suelo, factor de amplificación sísmica, coeficiente de reducción sísmica entre otros parámetros establecidos en ellas, además se respetaron las ecuaciones y valores límites establecidos. Se consideró la normativa del año 2006 debido que con esta norma la edificación en estudio fue diseñada y la normativa E.030 2018 que es la

normativa vigente que señala en su capítulo VIII que esta norma debe ser utilizada para la evolución, reparación y reforzamiento de estructuras.

1.4.2. Limitación económica

La limitación económica se ve reflejada debido a que se tuvo que dejar de trabajar para poder culminar el trabajo de investigación, a causa que en el transcurso del desarrollo de la tesis se presentó la actualización a la nueva normativa en uso (la norma con la que se estaba trabajando es la norma del año 2016 y esta se actualizo a la norma del año 2018), la cual genero una mayor inversión de tiempo y de recursos económicos.

1.4.3. Limitación temporal

El desarrollo de la investigación se ve limitado por el tiempo de vigencia de las normativas en estudio dentro de este trabajo de investigación, las cuales son la norma diseño sismorresistente E.030 del año 2006 que hoy en día no se encuentra vigente, pero cabe su relevancia debido a que viene a ser la normativa con la que se realizó el diseño de la muestra de estudio y la actualización a la norma E.030 2018 dado que es la normativa vigente hoy en día.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo General

Determinar la influencia del cambio de la norma E.030/2006 a la norma E.030/2018 en la respuesta estructural del edificio multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8, Mz.A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima.

1.5.2. Objetivo Específico

- Determinar la influencia del cambio de la norma E.030/2006 a la norma E.030/2018 en las fuerzas cortantes de entrepiso del edificio multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8, Mz. A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima.
- Determinar la influencia del cambio de la norma E.030/2006 a la norma E.030/2018 en las derivas de entrepiso del edificio multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8, Mz. A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima.
- Determinarla influencia del cambio de la norma E.030/2006 a la norma E.030/2018 en las fuerzas axiales, cortantes y momentos de los elementos estructurales del edificio multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8,Mz.A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima.

1.6. Hipótesis

1.6.1. Hipótesis General

El cambio de la norma E.030/2006 a la norma E.030/2018 influye significativamente en la respuesta estructural del edificio multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8,Mz.A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima.

1.6.2. Hipótesis Específico

- El cambio de la norma E.030/2006 a la norma E.030/2018 influye incrementando levemente las fuerzas cortantes de entrepiso del edificio multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8, Mz. A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima.
- El cambio de la norma E.030/2006 a la norma E.030/2018 influye incrementando levemente las derivas de entrepiso del edificio multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8, Mz. A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima.
- El cambio de la norma E.030/2006 a la norma E.030/2018 influye incrementando de manera insignificante las fuerzas axiales, cortantes y momentos de los elementos estructurales del edificio multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8, Mz. A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

2.1.1. Tesis

Entre los últimos trabajos realizados en nuestro país y en diferentes partes del mundo que tienen similitud a esta investigación tenemos:

Jarrin & Ramo (2015) Desde 1541, en un lapso de 458 años, han ocurrido en el territorio ecuatoriano 37 terremotos de intensidad VIII o mayor (Escala Internacional de Mercalli) trayendo como consecuencias numerosas pérdidas, de aquí resulta importante saber si las normativas que se están usando son las más óptimas, por ello los tesisistas llevaron a cabo una tesis cuyo objetivo fue realizar la comparación de los análisis obtenidos con la norma ASCE 7-10 y la NEC-11 considerando una edificación para un mercado de Guayllabamba cuya estructura estaría formada por un sistema de pórticos, se realizó el predimensionamiento, modelado y el análisis sismorresistente de la estructura. Los elementos estructurales y toda la estructura en general del futuro mercado fue diseñada considerando los parámetros establecidos en cada una de las normativas en evaluación como son el tipo de suelo, clasificación de la edificación, factor de reducción, derivas, entre otros, con la obtención de los resultados se realizó un análisis comparativo de los mismos. Los resultados arrojaron que de la evaluación con la norma NEC-1 y la norma ASCE7-10, se pudo concluir la primera norma en el caso de tener estructuras irregulares es la más cuidadosa, exigente, conservadora que la segunda normativa en estudio, pero para estructuras regulares ocurre lo contrario, además se encontró que la última norma establece las derivas en función de la categoría de riesgo y la primera las delimita en función del material del que está compuesta la edificación, el porcentaje de variación de las aceleraciones espectros entre las

normativas en estudio sería del 16%. El estudio plantea la necesidad del estudio de los parámetros, los cuales se encuentran presentes en las normativas en estudio.

Andrade (2004) Entre los fenómenos naturales más destructivos de nuestro planeta se encuentran los sismos, estos han dejado en evidencia la directa relación entre los desplazamientos laterales y el nivel de daño estructural y no estructural presentado en las edificaciones, el nivel de daño sufrido en cada país es diferentes, dado que cada uno tiene diferentes condiciones, las normativas tienen diferente rigurosidad. Andrade llevo a cabo un tema de investigación con objetivito de controlar las derivas en base a los requerimientos de rigidez establecidas en algunas de las principales normas de diseño sismorresistente del mundo, para la investigación se hizo uso 5 edificios de diferentes números de pisos. Para encontrar las rigideces que presentabas las estructuras se realizó un análisis no lineal, para ello se consideraron normativas de diseño sismorresistentes de seis países y entre estos Perú, se evaluó que tan exigentes eran cada una de estas normativas en el control de derivas y finalmente se realizó un análisis comparativo de estas. Del análisis se obtuvo como resultado que la normativa peruana es más rigurosa en cuanto al control de desplazamientos en estructuras de sistema dual con periodo de 0.45 segundos y la menos rigurosa es el código UBC1997 de Estados Unidos. El estudio plantea la necesidad del control de las derivas, indicador de este trabajo de investigación.

Alfaro (2017) Los fuertes terremotos ocurridos tanto en Perú (2007) como en Chile (2010) dejaron daños estructurales de importancia en las edificaciones, lo cual conllevó al re-estudio de las normas sísmicas de ambos países. Las lecciones aprendidas por los sismos mencionados en cada país llevo a que cada uno realice actualizaciones en la norma sísmica peruana (2016) y chilena (2012). En base a lo mencionado Alfaro

elaboro una tesis cuyo objetivo fue hacer un análisis comparativo entre la norma peruana NTE E.030 de diseño sismorresistente y la norma chilena NCh433 aplicando sus metodologías de diseño sísmico a un edificio multifamiliar de concreto armado ubicado en el distrito de San Borja, luego del análisis poder establecer sus principales diferencias y concluir que norma ofrece resultados más reales. Se modelo y evaluó el edificio haciendo uso de cada normativa haciendo uso del programa Etabs y sus respectivos espectros. Del análisis y la evolución se tuvo como resultado que los mayores desplazamientos y por ende derivas serian mayores con la normativa peruana, de esto se concluyó que con la normativa chilena se tendría estructuras con secciones menores. El trabajo evidencia la necesidad de la evaluación con la norma del año 2018 debido a que es más rigurosa y exigente.

Mejía (2004) Frente a la actualización de la normativa de diseño sismorresistente en el año 2016, tras las lecciones aprendidas en el sismo del año 2007 y la evidencia de cambios en los parámetros se desarrolló un trabajo de investigación en el que tenía por objetivo el diseño y estudio comparativo con las normas E.030 del año 2003 y la normativa del año 2016, en una estructura de 4 pisos ubicada en Surco. Para el desarrollo del estudio se hizo uso de los programas ETABS y SAP 200 y de las normativas peruanas de diseños sismorresistente de la versión actualizada en el año 2016, la norma de cargas y de concreto armado, con ayuda de los dos softwares se obtuvieron los desplazamientos y diagramas de fuerzas internas del edificio multifamiliar, el diseño de los elementos estructurales del edificio se realizó haciendo uso de la norma E.060. Del análisis se encontró que con la normativa del año 2016 presenta irregularidad, mientras que al ser evaluada con la normativa del año 2003 la edificación no presentaría irregularidades, se concluye que la versión del año 2016 es

más rigurosa y presenta la mayor cortante basal y derivas de entrepiso. El trabajo de investigación refuerza el estudio de las irregularidades, parámetro que influye en la respuesta estructural, variable de esta investigación.

Janampa (2016) Las observaciones realizadas en los edificios dañados y colapsados (Mehmet, 2010) después de los terremotos, el colapso de estas se generaron por diferentes tipos de fallas en las estructuras, en varios edificios se evidencio fallas por piso blando, fallas observadas en las edificaciones que sufrieron sismos pasados en el Perú, por ello Janampa realizo un trabajo de investigación en la cual tuvo por objetivo estudiar la Influencia de la irregularidad de piso blando en el comportamiento sísmico de edificios de tres, cinco y nueve pisos, edificaciones que previamente ya han sido diseñadas en base al reglamento nacional de edificaciones. El análisis se realizó haciendo uso de la metodología planteada en norma E.030 y haciendo uso de análisis estático no lineal Pushover. Del análisis se obtuvo como resultado que se tiene que tener una relación entre la altura típica y la altura del primer piso en un valor de 42% para evitar el efecto de piso blando y que el edificio cuenta con un desempeño aceptable, como resultado de analizar la irregularidad según la primera y segunda condición establecida en la normativa E.030/2016 se puede decir que la norma peruana E.030-2016 para estructuras aperticadas fue menos estricta en comparación a la norma peruana E.030-2003 y según normas de diversos países, cabe recalcar que las máximas distorsiones se obtuvieron con el análisis no lineal. La investigación evidencia que las irregularidades cambian según la normativa, parámetro que contribuye a la respuesta estructural, variable de esta tesis.

Segundo & Aristides (2008) El edificio de la muestra de estudio fue diseñada con la normativa 1977 y existe una gran preocupación sobre la seguridad que esta

edificación presentaría, dado que la normativa con la que fue diseñada hoy en día ya no se encuentra vigente y la realidad que presenta nuestro territorio es diferente, por ello los tesisistas elaboran un trabajo de investigación que tenía por objetivo analizar la filial de la escuela técnica SENCICO ubicada en Chiclayo y determinar cuál será su comportamiento estructural mediante las normativas E.030 promulgadas en los años de 1977, 1997 y 2003. Como no se contaba con planos de la edificación se procedió al levantamiento de medidas para poder elaborar dichos planos, con las dimensiones y secciones se realizó el modelo en el programa Sap, La filial fue modelada y analizada dinámicamente considerando las tres normativas y sus parámetros establecidos respectivamente. Se tuvo como resultado que para la normativa sismorresistente del año de 1977 se cumplía con las derivas permitidas en ella; por otro lado, al ser analizada con las normativas del año 1997 y 2003 se obtuvieron derivas generadas con cada una sobrepasaron el límite permitido en ellas, de esto se pudo concluir que es necesario incrementar la rigidez para poder controlar los desplazamientos. El trabajo contribuyó con la metodología a seguir en esta tesis.

Toledo (2003) La normativa de diseño sísmico en el Perú, así como en otros países, sobre todo en los países que pertenecen al cinturón de fuego, van cambiando con el transcurso de los años con la finalidad de satisfacer las exigencias que se presentan y lograr estructuras sísmicamente resistentes, por ello en este trabajo de investigación se realizó un estudio comparativo de las normas E.030 /1997 y su modificación en E.030/2003 para un edificio de cinco pisos con sistema estructural de muros. Se inició definiendo las secciones preliminares de los elementos portantes del edificio. Con el cálculo del valor de las cargas se realizó el predimensionamiento de dichos elementos mencionados, con las dimensiones encontradas se verificaron si estas

estarían cumpliendo con las normativas al realizar el modelado y diseño, para esto se utilizó el programa Etabs, el diseño del edificio fue realizado considerando las normas E.030 en estudio. De los resultados se definió que la irregularidad por giro se presentaría con la norma del 1997, mientras que con la norma del año 2003 no se presentaría dicha irregularidad. al realizar el análisis comparativo se descubrió que se tendría una variación del 25% en desplazamientos entre las dos normativas, teniendo los mayores valores con la norma del año 1997, de esto podemos concluir que con la norma del 2003 se están tiene una mayor exigencia en desplazamientos, sim embargo esta variación no afecta de la misma manera a las fuerzas sísmicas utilizadas para el diseño de elementos portantes. En el trabajo se evidencia la importancia de identificar las consecuencias de una actualización de la norma de diseño sismorresistente.

Ccama (2017) El análisis sísmico en edificaciones se encuentra desarrollándose a gran velocidad, lo cual implica la mejora de nuestros códigos y normas de análisis y diseño estructural, es por ello que se viene trabajando en nuestro país en la implementación y actualización de nuestra norma de diseño sísmico E030 , frente a esta propuesta se desarrolló un trabajo de investigación el cual tuvo como objetivo esencial el análisis sísmico de un edificio con sistema estructural de pórticos de concreto armado haciendo uso de las normas E.030 del año 2006 y la propuesta de norma del año 2014, dicho edificio seria de 7 pisos y estaría destinada para uso de vivienda. Se inicio haciendo el análisis de la edificación y ver su comportamiento, con ello se realiza el diseño de los elementos portantes de la estructura. Del análisis comparativo el cambio más resaltante es la zonificación sísmica dado que el territorio peruano en la normativo 2016 se tienen 4 seccionamientos, por otro lado, se obtuvo como resultado que las fuerzas cortantes fueron reducidas en un 16.15% lo cual genero la reducción de los

desplazamientos en un porcentaje máximo del 16.29%, el diseño de los elementos en la edificación se ven afectados dado que el refuerzo consideradas para estas es menor, de esto se pudo concluir la propuesta de normativa muestra varias modificaciones y son más rigurosas en cuento a irregularidades. El trabajo resalta la importancia del estudio de las fuerzas internas de los elementos estructurales, indicador de esta tesis.

León & Gutiérrez (2018) La actualización de las normativas de diseño sismorresistente generan que en algunas edificaciones con ciertas características necesiten incrementar sus dimensiones y por ende genera mayores costos con la finalidad de dotarla de un comportamiento sísmico adecuado. Se desarrollo este un tema de investigación con el objetivo de hacer una comparación estructural y económica del diseño de un edificio debido al cambio de la normativa E.030 del 2003 a la normativa E.030 del 2016, la muestra fue sacada de una tesis donde se realizó el diseño del edificio de concreto armado con la normativa del año 2003 vigente en aquel entonces. Se realizo el modelado de la estructura siguiendo los linimentos establecidos en cada normativa, en base a esto se realizó un análisis de costos y análisis estructural. Se obtuvo como resultado que con la norma sismorresistente vigente en el año 2016 se redujeron las derivas máximas obteniéndose valores menores de 0.0038 el cual se encuentra por debajo del límite permisible que exige la norma de 0.007 y esto lleva a la conclusión del incremento del costo de la edificación en S/. 61 295 soles. El trabajo resalta la importancia del estudio de las fuerzas internas de los elementos estructurales, indicador de esta tesis.

2.1.2. Artículos científicos

Entre los últimos Artículos científicos elaborados diferentes partes del mundo que tienen similitud a esta investigación tenemos:

Martines, Gonzales & Ruiz (2018) realizaron la evaluación del comportamiento estructural del edificio el Marvv ubicado en Santiago de Cuba. Se procede haciendo la recolección de los parámetros del sitio donde se encuentra la muestra en estudio, además se realizó una adecuada identificación de las lesiones que manifestó en la actualidad el edificio, el cual fue ocasionado por el impacto de un camión en el 2015, el impacto fue en una columna del primer nivel. Con la información recolectada se procedió al análisis de la edificación en base la normativa vigente en este país. Se obtuvo como resultado que esta estructura presenta un estado técnico constructivo adecuado, además del análisis se prevé que la edificación presentara una adecuada respuesta estructural ante la ocurrencia de un evento sísmico acorde al código cubano.

Lanza, Puentes & Villalobos (2003) determinaron el nivel de exigencia de la norma sismorresistente venezolana actual con códigos sísmicos de Chile, México, Estados Unidos y Japón, países que pertenecen al cinturón del pacífico y realizar un análisis comparativo de estas, luego. Se realizó un análisis espectral ya que estas generan los mayores desplazamientos, velocidad, etc. Se definieron las variables para el análisis comparativo y cada una de las normas seleccionadas se compararon de manera cualitativa con la normativa venezolana. Del análisis se pudo encontrar que la cortante basal con el código japonés es mayor en 72% a la normativa venezolana, siendo la segunda normativa que genera mayores cortantes después de Japón, al tener mayores fuerzas cortantes genera mayor costo en la construcción.

Herrera, I., Vielma, J., Ugel, R., & Martínez, Y. (2012) realizan una evaluación del comportamiento sismorresistente y diseño óptimo de un edificio existente de concreto armado de baja altura, se toma como base el edificio existente y se planteó un rediseño, para esta evaluación se realizó haciendo uso de la método análisis no lineal o pushover, se encontraron las curvas de capacidad, reserva de resistencia y ductilidad de la estructura, de esto se puede concluir que el edificio existente presenta un comportamiento sísmico desfavorable frente a acciones sísmicas, mientras que el rediseño presentaría un buen desempeño sísmico.

Ugel, Herrera, Pérez, & López (2015) realizaron un estudio comparativo de la respuesta sismorresistente de edificios de acero de gran altura, con sistemas de reforzamiento proyectados según la norma venezolana, el estudio se realizó haciendo uso de espectros en base a los parámetros de los edificios en estudio y se determinó la demanda de capacidad de las estructuras, los resultados obtenidos permitieron concluir que el cumplimiento con la normativa venezolana no garantiza que las edificaciones tengan un adecuado comportamiento sísmico en la zona de estudio, por otro lado al momento de revisar las derivas se obtuvo que las estructuras podrían presentar daños reparables en los elementos estructurales.

Pérez & Mendoza (2011) estudiaron la respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales Tipo V, utilizando la norma venezolana de diseño, la muestra analizada está conformada por edificios de baja y mediana altura. La metodología empleada se realizó haciendo uso del análisis no lineal mediante el procedimiento de pseudo-estático que es conocido como el método de empuje incremental y el análisis dinámico utilizando acelerogramas sintéticos. De los resultados obtenidos podemos decir que los edificios estudiados presentan una respuesta sismorresistente satisfactoria, además los

pórticos con arriostramiento lateral muestran un mejor comportamiento que las estructuras que no presentan un arriostramiento lateral.

Daza, L. (2003) Realizo un estudio enfocado en el factor de modificación de respuesta llamado R definido dentro de la normativa aplicada en Puerto Rico, para esto se analizó una edificación de 5 pisos, El estudio se desarrolló haciendo la selección de parámetros sísmicos para el estudio, el prediseño y realizando un no lineal de la estructura sometida a carga monotónica creciente , haciendo uso de la herramienta Etabs y Sap 2000, se realiza el computo de parámetros , el ajuste a las cargas sísmica, el diseño estructural y la convergencia. Se pudo concluir que el factor de modificación de respuesta (R) depende básicamente de la correcta definición de los componentes de la ductilidad y la sobre resistencia.

Jaimes & Reinoso (2006) Realizaron una comparación del comportamiento de edificios del valle de México ante sismos de subducción y falla, los sismos que se utilizaron fueron los del 25 de abril de 1989 y del 21 de abril de 2000, se realizo el modelo de las edificaciones en estudio y se analizo los resultados obtenidos por el comportamiento elástico estructural para el cual se consideraron las deformaciones laterales, estos resultados los compararon con los espectros de respuesta inelásticos. Los resultados muestran que un sismo con alta frecuencia provoca que los modos superiores de la estructura tengan mayor participación, originando mayor intensidad en estructuras de periodo corto.

Juan, Barbat, & Oller (2006) Realizan una aplicación comparativa de los factores de reducción de respuesta en los diferentes códigos de diseño sismorresistente de otros países. El estudio se desarrollo proyectando las estructuras de manera que estas presentas una resistencia lateral inferior a la resistencia elastica, yesto se obtiene

haciendo la aplicación de cargas laterales obtenidas a partir de espectros de diseño inelásticos, que no son más que espectros elásticos afectados por el factor de reducción de respuesta. De la comparación se pudo obtener que el R es mayor en estructuras de acero que en estructuras de hormigón armado, además la regularidad estructural es considerada directamente en el EC-8 y la norma japonesa, en las demás esto se considera de manera indirecta.

Gonzales & Bairán (2011) Realizan un análisis del comportamiento sísmico de los edificios en el distrito de Barcelona, para determinar la vulnerabilidad y el riesgo sísmico de dichas edificaciones, los edificios están conformados en bloques de 113x113m perfectamente alineados. Se identificó las propiedades mecánicas y parámetros de la zona en estudio, con esto se realizó el análisis mediante un método mecánico basado en el espectro de capacidad, se obtuvieron curvas de fragilidad del análisis no lineal. De los resultados considerando el escenario de la ubicación de la edificación, presenta una importante vulnerabilidad y el riesgo sísmico esperado sería alto, además la amplificación del suelo blando incrementa en un grado la intensidad macro sísmica básica y con ello se concluye que muchos edificios presentarían daños severos y algunos llegarían a colapsar.

Aguilar, Bozzo & Bairán (2016) Realizaron un análisis sísmico del bloque estructural 4 de la UFA-ESPE con disipadores, el análisis sísmico se realizó utilizando el sistema de computación CIENCIALAB, para esto se numeraron los nudos y elementos de cada uno de los pórticos, primero los restringidos y luego los demás en cualquier orden, además se utilizó el espectro de diseño DBE de la norma ecuatoriana. Del análisis se encontraron los periodos, modos y aceleraciones espectrales, modos de vibración y se utilizó la combinación CQC para hallar las respuestas máximas probable.

Del análisis se encontró que la estructura es muy irregular tanto en planta como en altura y que con los aisladores se obtendrá que las derivas de piso no sobrepasen el 0.25% para los dos sismos en análisis.

Herrera, Ramirez, & Ugel (2016) realizaron un estudio de la respuesta sísmica y daño global de dos edificios irregulares de concreto armado, estos edificios tienen una altura de 8 pisos, son aporricadas y la forma que adquieren es de tipo L. Para el análisis de las edificaciones se utilizó la metodología del análisis estático y dinámico no lineal, de esto se obtuvieron las curvas de comportamiento que expresan la ductilidad, reserva de resistencia admisibles en las estructuras, además se determinó el punto de desempeño que están presentando ante los espectros de sismo considerados para el análisis. De esto se obtuvo como resultado que encuentro que las edificaciones presentarían un adecuado comportamiento sísmico frente a sollicitaciones elásticas, mientras que para las sollicitaciones inelásticas estas presentarían gran pérdida de rigidez.

García (2014) realiza un estudio del cambio de la normativa de Colombia desde que se presentó su primera publicación los criterios y aspectos que aún faltan por implementar en ella, se analiza el efecto de la microzonificación. Señala que el código colombiano fue expedido por primera vez por medio del decreto E, ley 1400 de 1984 el cual fue el primer intento de reglamentar el diseño y construcción de las edificaciones dentro de este país, esta tuvo una vigencia por 14 años. Después se fue aprobada la ley 400 de 1997, bajo la cual se dieron los reglamentos de construcción sísmo resistente NSRE de 1998 el cual reemplazó al código de 1984, después se presentó una actualización en el 2010 llamado reglamento NSRE 10 que hoy en día se encuentra vigente. Esta última es muy criticada dado a la complejidad que presenta dado que tiene casi dos mil páginas.

Salgado, Bernal, Yamin & Cardona (2010) elaboraron un artículo en el que describe la nueva metodología utilizada para estimar las intensidades sísmicas para el diseño y construcción de edificaciones en el territorio colombiano, además señala que el incremento de la data de registros sísmicos y las nuevas técnicas de cálculo más refinadas permitieron la actualización a la normativa vigente que es la NSR-10. Se presentan resultados de intensidad obtenidos para diferentes periodos de retorno y ordenadas espectrales para edificaciones de diferentes espectros. Como resultado se tiene que la nueva metodología permite obtener espectros de amenaza sísmica más uniforme que son beneficiosas para estructuras con diferentes periodos de vibración.

Castañeda & Bravo (2017) realizan una investigación enfocada en el comportamiento estructural de columnas, vigas, entresijos y edificaciones durante el sismo de Ecuador 2016. Las fallas observadas que dejó este sismo se procedió a relacionarlas con los códigos vigentes, se realizó el modelado en Etabs de las edificaciones y verificaron si estas corresponden o no a lo que se había construido. De la evaluación se encontró incongruencias entre la estructura real y el modelado concebido en su diseño, la falta de integridad y coherencia entre el diseño por resistencia, deformación y estabilidad en elementos estructurales habría sido la causa de fallas. Por otro lado, señalan que este sismo deja enseñanzas valiosas que no deben desaprovecharse.

Rodriguez & Llanes (2016) realizan algunos comentarios con relación a la nueva propuesta de Norma sismorresistente, para esto se estudió las normativas sismorresistentes de Sudamérica y se identifican los puntos de coincidencia y de diferencia. Se evaluó el tiempo entre las dos últimas ediciones de las normativas de los países de Colombia, Ecuador, Chile y Perú con el tiempo de las dos ediciones de la

norma Cuada y la nueva propuesta. Se puede identificar que la propuesta posee parámetros para el análisis sismorresistente de las estructuras, provenientes de un estudio del territorio nacional y que sería muy ventajosa a comparación de la normativa vigente en Cuba.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Las normas sismorresistentes en el Perú.

La evolución de las diferentes normas peruanas han ido cambiando con el pasar de los años, estas han ido evolucionando en función del avance de la tecnología y las lecciones aprendidas que han dejado los diferentes eventos ocurridos, CAPECO (2018) señala que “en 1970 se promulga el Reglamento Nacional de Construcción” (párr.4), en este se presenta el capítulo IV “Seguridad contra el efecto destructivo de los sismos”, en esta norma existe un mapa de regionalización sísmica la cual divide en tres regiones el territorio peruano. En este mismo año se crea la comisión Permanente de su actualización con representantes de CAPECO.

El segundo Reglamento nacional de construcción fue publicada en 1977, Blanco (2010) afirma que en esta norma se incorpora la norma básica de diseño sismorresistente, en esta norma se divide al territorio peruano en tres zonas, estas abarcan territorios diferentes a la anterior norma. Aquí se modifica en base a las lecciones aprendidas en el terreno del 31 de mayo de 1970 (p.18).

Como consecuencia del sismo ocurrido en 1996 muchas edificaciones resultaron dañadas, las deformaciones evidenciadas en este sismo eran mayores a los resultados que se obtenían en el análisis con la norma sísmica de 1977, por esto surge el cambio

de la norma en el año 1997. en la nueva norma se variaron los coeficientes de la expresión del $H=USCZP/R$ y multiplicando los valores de R por 2.5 para poder obtener deformaciones mayores a las generadas con la antigua norma, esto permitiría diseñar con desplazamiento de 2.5 veces mayores. (Blanco, 2010, p.31).

El comité de actualización había estado realizando los trabajos de investigación para actualizar la norma E.030 y el evento sísmico que aceleró estos estudios fue el sismo ocurrido el 23 de Julio del año 2001, Córdova (2017) los lugares más afectados fueron las del sur del país entre ellas el departamento de Arequipa, Moquegua y Tacna, debido a este sismo se realizaron ajustes a la norma sísmica y la nueva norma sería publicada en el año 2003.

Córdova (2017) señala que en el año 2014 para los centros de salud se presentó y adjunto un anexo exclusivo, el 24 de enero del 2016 se realiza la penúltima actualización a la normativa variándola zonificación del territorio peruano y como última modificación aprobada fue el 22 de octubre del 2018 donde se presenta variaciones en el cálculo de las irregularidades y la forma de calcular las derivas.

2.2.1.1. Zonificación

El Perú ha sido dividido en diferente número de zonas dependiendo de edición de la norma sismorresistente, MVCS (2014) indica que “la zonificación realizada se basa en la presencia de los movimientos sísmicos” (p. 332). A continuación, presentamos la zonificación de las dos normas a trabajar.

Gráfico N° 4: Zonificación En la E.030 del año 2006



Fuente: (MVCS, 2014)

Se presenta el gráfico de zonificación contemplado en la normativa E.030 2006, se observa que se dividió el territorio nacional en tres zonas, los valores son $Z1=0.15$, $Z2=0.30$ y $Z3=0.40$.

Gráfico N° 5: Zonificación En la E.030 del año 2018



Fuente: (MVCS, 2018)

Se presenta el gráfico de zonificación contemplado en la norma E.030 2018, en esta se divide el territorio nacional en cuatro zonas, los valores son $Z1=0.10$, $Z2=0.25$, $Z3=0.35$ y $Z4=0.45$.

De los dos gráficos podemos observar la variación de la zonificación del territorio nacional presentado en las normas de diseño sismorresistente, en la norma E.030 del año 2006 se presenta tres zonas y en la norma E.030 del año 2018 se presentan cuatro zonas, ambos presentan diferente valor según la zona definida.

2.2.1.2. Tipo de suelo

Como la edificación fue diseñada y construida usando la norma del año 2006 tenemos que en los planos nos indica que se encuentra en una zona 3 de alta sismicidad y que presenta un suelo de cimentación tipo S2 (suelos intermedios) y por ser una edificación de para vivienda tiene un factor de uso de 1. Esta información se ve respaldada por el estudio de mecánica de suelos que realizó la Universidad de Huánuco en la misma calle donde está nuestro edificio en estudio, UDH (2016) indica que en base a la estratigrafía del subsuelo de la zona no existe peligro de licuación de suelos (p.9).

La muestra seleccionada para el estudio se encuentra localizada en un terreno con alta vulnerabilidad y un alto nivel de riesgo como se puede apreciar en el mapa de vulnerabilidad y el mapa de riesgo por sismo en Lima Metropolitana y Callao presentados en el Anexo N°6 y el anexo N° 7 respectivamente. INDECI (2017) indica que “el riesgo es la existencia de probabilidad que ocurra daños económicos y pérdidas de vidas humanas al estar expuestos a una determinada vulnerabilidad y el impacto de un determinado peligro” (p.45).

2.2.1.3. Regularidad estructural

La configuración estructural, la distribución de los elementos y la simetría de estos, la continuidad de los mismos, entre otros factores determinarán si una estructura es clasificada como regular o irregular, esta clasificación influye significativamente en el comportamiento de la estructura.

La regularidad estructural es una condición que garantiza la confiabilidad en la predicción de la respuesta de una construcción ante excitaciones sísmicas. Por lo tanto, es un objetivo de diseño deseable como lo demuestra la experiencia de muchos terremotos, en particular los más recientes. La liberación de la energía que transmite un sismo a una estructura se da mediante el desplazamiento, las grietas y finalmente las fallas en elementos portantes o total de la estructura, las estructuras irregulares sufrirán mayores daños al momento de liberar la energía transmitida por el movimiento del suelo. “Adicionalmente algunas irregularidades introducen solicitaciones imprevistas en la estructura, frecuentemente no consideradas por los diseñadores cuando detallan el sistema resistente” (Frau, Fozzatti & Toum ,2016, p.2).

El coeficiente de reducción se verá afectado por las irregularidades en planta y altura que presente el edificio, estas se encuentran en función de las ecuaciones establecidas en el reglamento.

La ecuación para determinar R es:

Ecuación N° 1: Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

$$R = R0 * Ip * Ia$$

Donde:

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

R0 = Coeficiente básico de reducción

Ia = Irregularidad estructural en altura

Ip = Irregularidad estructural en planta

2.2.1.4. Sistemas estructurales

La clasificación de los sistemas estructurales esta dado según el material predominante en la estructura. Bozzo & Bozzo (2003) señala que los elementos que conforman un sistema estructural han sido determinados bajo procedimiento de análisis y dimensionamientos, una estructura está conformada por sub-sistemas en los que unos están encargados de transmitir las fuerzas verticales y otras encargadas de soportar las fuerzas laterales. Se considerará que un edificio tiene un diseño correcto cuando estos dos sub-sistemas pueden transmitir de manera adecuada y eficiente las cargas para las que fueron diseñadas. Existen diferentes sistemas estructurales dependiendo del material del que están diseñadas y construidas, además hay combinación entre estos materiales. La elección del sistema estructural depende de la ubicación del edificio, de las características arquitectónicas, de la utilización de edificación y de la rapidez de construcción.

En la norma peruana existen cuatro clasificaciones de sistemas estructurales estos son de acero, concreto armado, albañilería armada o confinada y de madera, los dos primeros sistemas tienen subclasificación y a cada una de estas clasificaciones le corresponde un valor de coeficiente básico de reducción el cual será afectado por los factores de irregularidad ya mencionados.

Ottazzi (2011) afirma que actualmente uno de los sistemas más utilizados en los edificios de mediana altura y edificios altos, son las que están conformados por la combinación de pórticos y muros de concreto armado o placas, debido a las experiencias que quedaron luego de los eventos sísmicos ocurridos en los últimos años (p.6). Se presenta un mejor comportamiento de las estructuras por que las placas

proporcionan rigidez a la edificación y de esta manera permite controlar las distorsiones o derivas en la dirección en las que fueron colocadas.

Para el sistema de muros estructurales le corresponde un coeficiente básico de reducción igual a seis, como se puede apreciar en la siguiente tabla.

Tabla N° 1: Sistemas estructurales

Sistemas estructurales	Coficiente Básico de Reducción R_0
Acero	
Concreto Armado:	
Pórtico	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o confinada	3
Madera	7

Fuente: (MVCS, 2018)

2.2.2. Respuesta estructural

“La respuesta estructural es el comportamiento que tendrá una estructura frente a un evento sísmico, dicho comportamiento depende del sistema estructural, de la clase de ductilidad, de la distribución de los elementos resistentes, de la regularidad que presenta la estructura” (Zorita, 2015, p.55). El sistema estructural que presenta la edificación en estudio es de muros estructurales como se mencionó en párrafos anteriores. “Las edificaciones que tienen un sistema en la que haya muros de concreto armado tendrán un buen comportamiento estructural, dado que estos elementos tienen una buena resistencia frente a las fuerzas basales generadas por un evento sísmico” (Valderrama, 1999, p.236). Ha quedado demostrado en muchos países donde ocurrieron eventos sísmicos y se puede evidenciar el buen comportamiento de estas estructuras, esto

se debe a que las placas tienen una gran rigidez y esto ayuda a controlar las derivas de entrepiso.

Las edificaciones serán diseñadas y construidas bajo los principios básicos que establece la norma de diseño, estos principios están enfocados en preservar la vida de los habitantes de las distintas edificaciones de nuestro país y de aquí radica la importancia que la edificación cumpla con los límites establecidos en ella.

2.2.2.1. Fuerzas cortantes de entrepiso

Estas fuerzas se obtienen en base a la distribución en altura de la cortante basal del edificio, estas fuerzas cortantes en la base son transmitidas por un evento sismo.

Para el análisis sismorresistente se considera dos métodos, el análisis estático y el análisis dinámico en cada uno de ellos se encuentra una fuerza cortante en la base.

MVCS (2018) señala que, “para el análisis dinámico, la fuerza cortante para estructuras regulares no puede ser menor al 80% de la fuerza cortante estática y para estructuras irregulares no puede ser menor al 90 % de la cortante estática” (p.28). Si la cortante dinámica está por debajo de los porcentajes indicados, será necesario incrementarla hasta que cumpla el valor mínimo establecido.

2.2.2.2. Derivas de entrepiso

Las derivas vienen a ser la diferencia de los desplazamientos laterales entre dos pisos adyacentes el resultado es dividido por la altura del entrepiso correspondiente. Todos los desplazamientos obtenidos del análisis deben ser multiplicados por $0.75R$, indistintamente de que se tenga la presencia de estructuras regulares o irregulares (MVCS, 2014, p.335).

MVCS (2018) señala que se multiplicaran los desplazamientos obtenidos del análisis por $0.75 \cdot R$ cuando la estructura es regular, mientras que para estructuras irregulares se multiplicara por el valor de $0.85 \cdot R$ los valores de los desplazamientos laterales obtenidos (P.27).

Los desplazamientos máximos que están permitidos en las normativas en estudio están basadas en el material predominante en la estructura y los materiales considerados son los descritos a continuación.

Tabla N° 2: Límites para la distorsión del entrepiso

Material predominante	(Δ_i/h_{ei})
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con MDL	0.005

Fuente: (MVCS, 2018)

2.2.2.3. Fuerzas internas en elementos estructurales

Las fuerzas internas son las que permiten el diseño de elementos estructurales, el diseño tiene que ser adecuada a dichas fuerzas, esto asegura que los elementos y el material del que están echo resista dichas fuerzas.

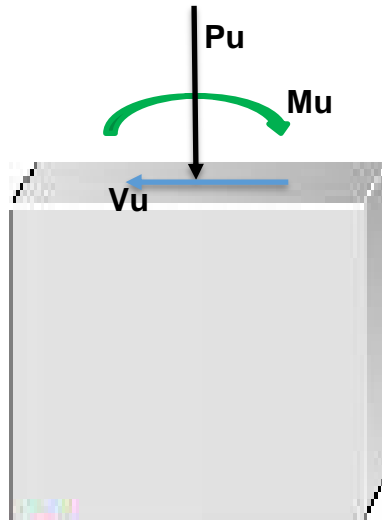
Fuerzas en placas:

Son elementos que tienen la característica que uno de sus lados es muy superior a su ancho, además son reconocidos por presentar la capacidad de proporcionar rigidez y resistencia en la dirección de análisis en la que se los ubique, cabe recalcar que dentro de una edificación para que estas tengan un adecuado comportamiento, en conjunto tienen que haber sido estructuradas de una manera correcta. Por ello es importante que

se realice una adecuada ubicación y de una manera simétrica (Blanco,1994, p.5). Con una adecuada rigidez se puede controlar la presencia de excesivas deformaciones o desplazamientos, de esta manera proporcionando una seguridad estructural. MVCS (2014) refiere que las placas o muros de corte deben ser diseñados para soportar las acciones simultaneas de las cargas axiales (P), fuerzas cortantes (V) y momentos flectores (M) (p.454). cuando estas acciones resulten de las diferentes combinaciones de cargas se les llamara requeridas o ultimas. Para que la placa tenga un adecuado comportamiento estructural además de tener una buena resistencia de concreto también requiere el acero adecuado, para determinar el refuerzo vertical se considera las combinaciones de momento ultimo (M_u) y carga axial ultima (P_u).

Arteaga (2017) Para tener el un adecuado comportamiento en estructuras con placas es importante tener una adecuada disposición y colocación del acero, en especial cuando se quiere que las estructura incurción en rangos inelásticos esta disposición de acero es muy importante para poder lograr disipar la energía generada por un sismo (p.126). Dependiendo del requerimiento de la estructura y en especial de los muros o placas se hará uso de los miembros de borde en las placas, debido a que estos elementos de dan una mayor rigidez a las placas empleadas, que el aporte de la rigidez sea aprovechado de la mejor manera en una estructura depende de la distribución en planta que se hará de estas. Los miembros de borde son elementos que se agregan al final de las placas y suelen tener una sección mayor, con un mayor confinamiento, cuando se tiene esta combinación el alma del muro suele ser reforzada con un diámetro de acero menor al de los miembros de borde y en un mayor espaciamiento.

Gráfico N° 6: Fuerzas en placa



Fuente: Elaboración propia

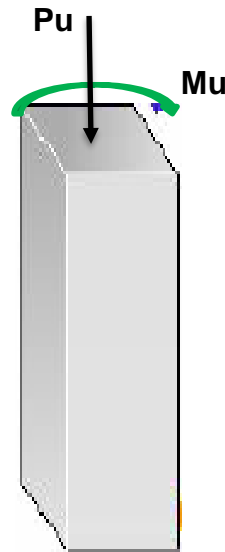
Fuerzas en columnas:

Las cargas de peso propio y las transmitidas de las losas y las vigas son recibidas por estos elementos verticales llamadas columnas, estas transfieren las cargas a la cimentación. Blanco (1994) señala que las columnas son elementos que soportan principalmente esfuerzos de compresión y a la par esfuerzos de flexión (flexocompresión), esto es consecuencia que reciben las cargas axiales de la estructura y tienen momentos flectores transmitidos por las vigas. La sección que tenga una columna es directamente proporcional de la magnitud de carga vertical que reciba y de la magnitud de los momentos actuantes.

Al multiplicar las cargas axiales y momentos nominales (P_n , M_n) por un factor de reducción de resistencia a la cual llamaremos ϕ se obtendrá las llamadas carga axial de diseño y momento de diseño (ϕP_n , ϕM_n), las cuales tendrán que satisfacer la siguiente expresión (ϕP_n , ϕM_n) $\geq (P_u, M_u)$.

Todos los elementos solicitados a una combinación de flexión y carga axial se deben diseñar para satisfacer este requisito básico. Observar que la resistencia requerida (P_u , M_u) representa los efectos estructurales de las diferentes combinaciones de cargas y fuerzas que pueden solicitar una estructura. (PCA, 2002, p.10).

Gráfico N° 7: Fuerzas en columna



Fuente: Elaboración propia

Fuerzas en vigas:

Son elementos que generalmente se ubican en sentido horizontal y están apoyadas en placas y columnas, esto elementos reciben las cargas provenientes de las losas de cada piso y transmiten a sus soportes los cuales se encargan de transmitir dichas cargas a las bases de la estructura. Las dimensiones de las vigas varían según la luz que presenta y las solicitaciones a las cuales está expuesta, las vigas peraltadas tienen una mayor capacidad de resistencia que las vigas chatas. Las vigas son elementos sometidos a cortante, flexión, torsión y a la carga axial, estas solicitaciones no son independientes ya que la flexión, torsión y carga axial influyen en la resistencia al corte de la viga. Indica que la flexión en las vigas genera esfuerzos de compresión y tracción (Blanco, 1994,

p.27). Señala que la idea central de hacer el diseño de elementos estructurales de una edificación radica que se tenga una falla por flexión y no una falla por corte, para lograr la falla por flexión es necesario realizar una adecuada colocación, disposición y un detallado adecuado del acero en los elementos estructurales (Ottazzi, 2011, p.113). La importancia de tener la falla por flexión la cual está asociada a una falla dúctil radique en la presencia previa de fisuras. Indica que el análisis y diseño de las edificaciones tendrán que respetar la ecuación básica de diseño por resistencia, la cual es $\phi M_n \geq M_u$ donde el valor de $\phi = 0.9$.

Donde el M_n es el momento nominal que resulta calculada sobre la base de: f_c , f_y , A_s y dimensiones del elemento y el M_u es el momento requerido proviene de las cargas factorizadas, su magnitud proviene del análisis estructural.

La metodología para el diseño por flexión gira en torno a que la resistencia requerida por fuerza cortante V_u en la viga tiene que ser resistida por la fuerza cortante nominal, esto se expresa de la siguiente manera $\phi V_n \geq V_u$ y $V_n = V_u + V_s$.



Fuente: Elaboración propia

2.3. Definición de términos básicos.

Cortante basal

La cortante basal viene a ser la fuerza que transmite un sismo a la edificación a través de su base y esta cortante resulta del valor de multiplicar el coeficiente sísmico por el peso de la edificación (Rojas,2012, sección cortante basal,párr. 2).

Derivas de entrepiso

Las derivas o también llamadas distorsión en deformación que se obtiene en un determinado piso debido a la acción de una fuerza sísmica, el valor de la deriva se obtiene haciendo una diferencia de los desplazamientos obtenidos entre dos pisos consecutivos y dividido entre la altura del entrepiso respectivo, su límite permitido está en función del material predominante en la estructura (MVCS,2018,p.27)

Fuerzas internas en elementos estructurales

Las fuerzas internas son las encargadas de evitar que un determinado elemento colapse es decir estas fuerzas mantienen la cohesión del elemento, estas fuerzas son generadas por fuerzas externas que son cargas a las que está sometido el elemento. (Vallecilla,2004, p.9).

Estructuras regulares

Son edificaciones que no presentan ninguna de las subclasificaciones de irregularidad en planta y irregularidad en altura, es decir presentan una configuración estructural capaz de soportar cargas ocasionas por un sísmico. (MVCS, 2018, p16)

Estructuras irregulares

Son edificaciones que presentan una o varias de las subclasificaciones de irregularidad en planta y irregularidad en altura, podría no presentar una configuración estructural capaz de soportar cargas ocasionas por un sísmico. (MVCS, 2018, p.16)

Temblo

Si denominara temblor cuando el suelo se mueve sin producir el colapso de viviendas ni la muerte de personas. Si prestamos atención, no hemos mencionado para nada el término magnitud; por lo tanto, queda claro este término solo define los efectos, daños o desastres en la ciudad (Tavera, 2018, párr.2).

Terremoto

Cuando el movimiento produce el colapso de viviendas y muerte de personas, le llamamos “terremoto” y, en este caso, siempre imaginamos escenarios de gran desastre. Si prestamos atención, no hemos mencionado para nada el término magnitud; por lo tanto, queda claro que este término solo define los efectos, daños o desastres en la ciudad. (Tavera, 2018, párr.2).

Sismo

Desde el punto de vista técnico, todos los movimientos del suelo son llamados sismos, y la única manera de diferenciarlos es por su magnitud o energía liberada. (Tavera, 2018, párr.2).

Análisis estático

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en el centro de masas de en cada nivel de la edificación. (MVCS, 2018, p.21)

Análisis dinámico

Este método se realiza mediante la combinación espectral o por medio de análisis tiempo-Historia, para edificaciones convencionales podrá usarse el procedimiento de combinación espectral y para edificaciones especiales deberá usarse un análisis tiempo-historia. (MVCS, 2018, p.24)

Fuerza axial

En una sección es la fuerza necesaria para equilibrar todas las componentes de las fuerzas en la dirección del eje de la parte seccionada del cuerpo. Se designa como N y se considera positiva si es de tensión o negativa si es de compresión (Andy,2014).

Fuerza cortante en elementos estructurales

Se produce con dirección perpendicular al eje del elemento y su efecto es similar al generado por una tijera al cortar un papel, es decir una fuerza cortante paralela a la cara de la sección del elemento (Andy, 2014, p.13).

Momentos flectores

Es una fuerza del tipo “par”, que contribuye al equilibrar la rotación del sólido en un eje perpendicular a su eje y fuera de su plano, y que produce sobre la viga un efecto de curvatura a largo de su eje (Andy, 2014, p.8).

CAPÍTULO 3. MARCO METODOLÓGICO

3.1. Variables

3.1.1. Variable independiente

Las normas E.030 /2006 y E.030/2018

3.1.2. Variable dependiente

Respuesta Estructural

3.2. Operacionalización de variables

Tabla N° 3: Operacionalización de variables

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES
Las normas E.030 del 2006 y E.030 2018	Las normas estableces las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un comportamiento sísmico acorde con los principios. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, al reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaron dañadas por acción de los sismos	Ubicación	Zonificación Tipo de suelo
		Configuración estructural	Regularidad estructural
			Sistema estructural
Respuesta Estructural	La respuesta estructural es el comportamiento que tendrá una estructura frente a un evento sísmico, dicho comportamiento depende del sistema estructural, de la clase de ductilidad, de la distribución de los elementos resistentes, de la regularidad que presenta la estructura	Fuerzas sísmicas	Fuerzas cortantes de entrepiso (ton)
		Desplazamiento de un piso respecto de otro	Derivas de entrepiso %
		Fuerzas internas	Fuerzas axiales, cortantes y momentos de los elementos estructurales

Fuente: Elaboración propia

3.3. Tipología de la investigación

3.3.1. Según su propósito

El tipo de la investigación según su propósito es aplicado, porque que se busca conocer la respuesta estructural según los parámetros establecidos en las normativas sismorresistentes. Ander (2016) señala que “la investigación aplicada busca el conocer

para hacer, para actuar (modificar, mantener, reformar o cambiar racionalmente algún aspecto de la realidad social)” (p.91).

3.3.2. Según su enfoque

El tipo de la investigación según su enfoque es cuantitativo, dado que se busca medir y cuantificar las variaciones de las fuerzas cortantes, derivas y fuerzas internas en elementos estructurales. Además, a partir del planteamiento del problema, la revisión literaria se visualizó el alcance de estudio, elaboraron las hipótesis y definieron las variables, se recolectan datos y se analizan con métodos estadísticos. Hernández, Fernández y Baptista (2016) señala que “la investigación cuantitativa debe ser lo más objetiva posible. Los fenómenos que se observan o miden no deben ser afectados por el investigado” (p.6).

3.3.3. Según su alcance o nivel

El tipo de la investigación según su alcance es correlacional, porque se analiza la relación del cambio de las normativas en la respuesta estructural de una edificio. Hernández, Fernández y Baptista (2016) indica que “la utilidad principal de los estudios correlacionales es saber cómo se puede comportar un concepto o una variable al conocer el comportamiento de otras variables vinculadas” (p.15).

3.4. Diseño de investigación

El diseño de la investigación es no experimental-transversal-correlacional-causal.

Es no experimental dado que en la investigación no se manipulan las variables

de manera intencional para ver su efecto sobre otras variables, lo que se busca es la recolección de datos con el propósito de describir las variables y analizar su comportamiento en un mismo tiempo. Como señala Carrasco (2013) “son aquellos cuyas variables independientes carecen de manipulación intencional, y no poseen grupo de control, ni mucho menos experimental. Analizan y estudian los hechos y fenómenos de la realidad después de su ocurrencia” (p.71)

Es transeccional o transversal, porque se busca la recolección de datos en solo momento, es decir la identificación de la influencia del cambio de las normas en la respuesta estructural se realiza una única vez. Su propósito es describir variables y analizar su incidencia e interrelación en un momento dado, (...). evaluar el estado de los edificios de un barrio o una colonia, después de un terremoto (Hernández, Fernández y Baptista, 2016, p.154)

Es correlacional-causal, porque se encontrará la influencia del cambio de la normativa en la respuesta estructural del edificio en estudio. Hernández, Fernández y Baptista (2016) señala que “estos diseños describen relaciones entre dos o más categorías, conceptos o variables en un momento determinado. A veces, únicamente en términos correlacionales, otras en función de la relación causa-efecto (causales)” (p.157).

3.5. Material de estudio

3.5.1. Población

La población para el presente estudio está constituida por los edificios multifamiliares del distrito de Surquillo, con sistema estructural de muros portantes y construida con los parámetros presentados en la norma sismorresistente del año 2006.

3.5.2. Muestra

La selección de la muestra fue no probabilística o dirigida por el autor , como indica que Arbaiza (2014) define que “una muestra no probabilística o dirigida es aquella que se elige de forma deliberada, y por tanto no aleatoria, por el investigador; cada elemento se incluye adrede en la muestra según las necesidades de la investigación” (p.188), eligiéndose una edificación que este en un terreno donde se presente un alto riesgo sísmico y alta vulnerabilidad, ubicada en esquina y que presenta un sistema estructural de muros estructurales distribuidos de manera asimétrica. Siendo el suelo, la ubicación y el sistema estructural parámetros importantes que son evaluados en la norma, por lo tanto, la evaluación de este edificio generara respuestas significativas. La muestra elegida es un edificio multifamiliar representativo ubicado en: cl.Gerard Blanchere , lote 8, mz. A Urb, Las Orquídeas distrito de Surquillo, provincia y departamento de Lima.

3.6. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos

3.6.1. Para recolectar datos

La recolección de los datos se realizó mediante fichas técnicas que se elaboraron para cada indicador, validación de estas fichas se realizó por juicio de expertos. Las fichas técnicas para fuerzas cortantes de entrepiso se presentan en el Anexo n°3, la ficha técnica derivas de entrepiso en el Anexo N°4, la ficha técnica fuerzas en elementos estructurales en el Anexo N°5 y la validación de estas respectivas fichas se adjuntan en el Anexo N°6

3.6.2. Para analizar información

Vera (citado por Arbaiza ,2014) explica que “el procedimiento para el análisis cuantitativo de datos consiste en los siguientes paso: a) explorar los datos, b) describir las variables, c) realizar el contraste de hipótesis (mediante comparación, correlación o predicción) y d) presentar los resultados en tablas y figuras” (p.228).

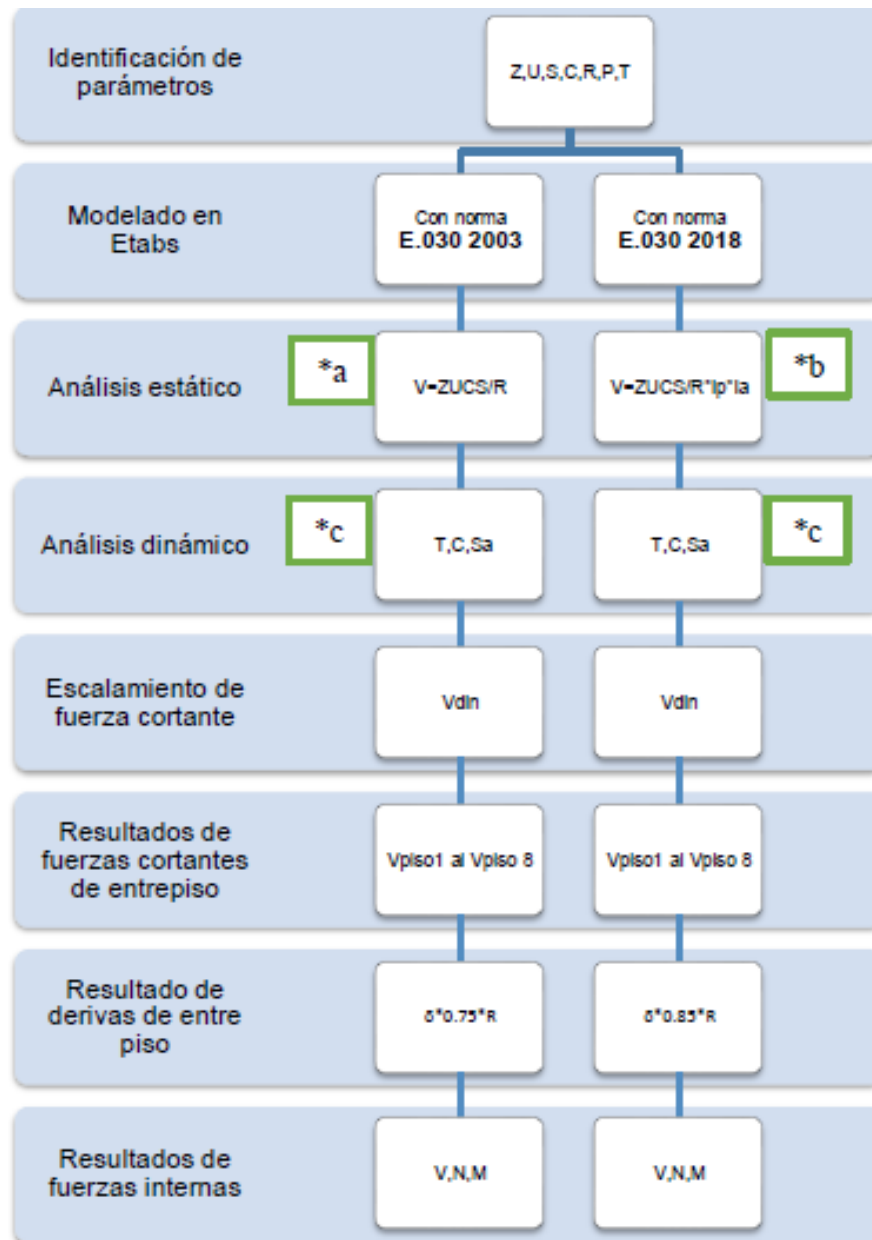
El análisis descriptivo de los datos, los valores o las puntuaciones consiste principalmente en el estudio de las distribuciones de una variable; permite obtener un perfil de los sujetos de una muestra, de empresas, de grupos, etc., en cuanto a su composición, comportamiento, su capacidad de trabajo, etc. (Arbaiza, 2014, p.231)

En esta investigación para el análisis de la información se utilizó la estadística descriptiva, en la que se realizan tablas con los resultados, histogramas (gráfica de barras) y gráficas de dispersión según sea el caso necesario, estos instrumentos representaron los indicadores de las variables estudiadas. Los resultados evaluados en estas investigaciones son las variaciones de las cortantes de entrepiso, las derivas y las variaciones de las fuerzas en los elementos estructurales las cuales son fuerza axial, fuerza cortante y momento flector.

3.7. Procedimiento

El procedimiento realizado en la investigación se realizó haciendo uso de los siguientes pasos:

Gráfico N° 9 Procedimiento para el análisis



Fuente: Elaboración propia

La identificación de parámetros se realizó mediante el uso de los planos de la edificación, para el análisis de la edificación se realizó mediante el análisis estático y dinámico con cada una de las normativas en estudio, los análisis utilizados se detallan a continuación:

Análisis estático

Este análisis se realiza haciendo la distribución de la fuerza cortante en altura, esta actúa en el centro de gravedad de cada piso, se presenta la ecuación para el cálculo de la fuerza cortante en la base.

Ecuación N° 2: Cortante estática basal

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Donde:

Z = Factor de Zona

U = Factor de uso o importancia

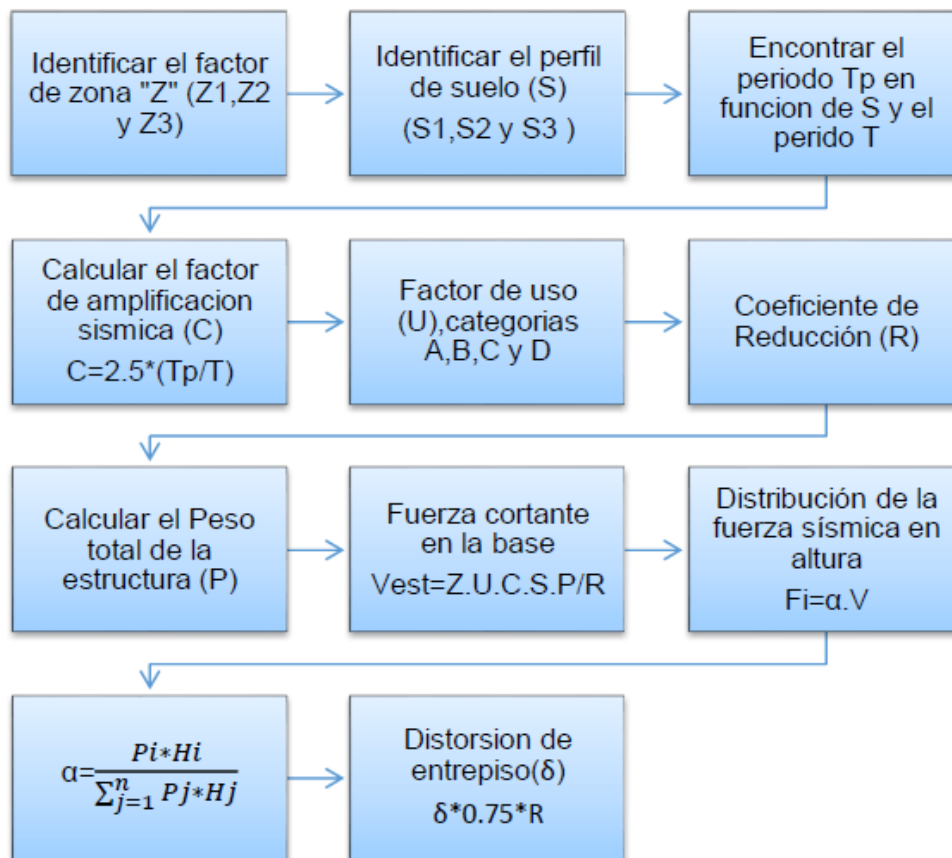
C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor de amplificación de suelo

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

P = peso de total de la edificación

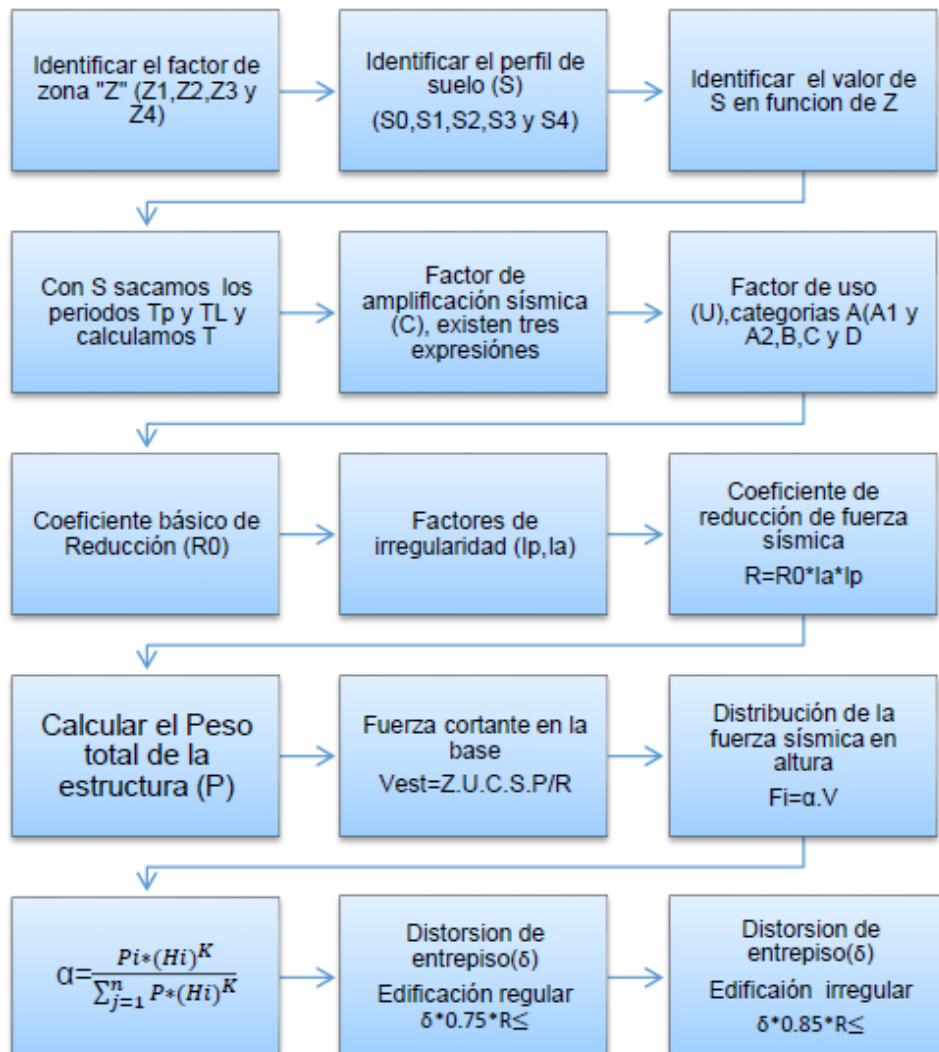
Gráfico N° 10: Secuencia de pasos para el análisis estático según E.030 2006-*a



Fuente: Elaboración propia

En este grafico se presenta la secuencia de pasos que se tiene que seguir para realizar el análisis estático según la norma técnica E.030 del año 2006.

Gráfico N° 11: Secuencia de pasos para el análisis estático según E.030 2018-*b



Fuente: Elaboración propia

En este grafico se presenta la secuencia de actividades que se tiene que realizar para el análisis estático según la norma técnica E0.30 del año 2018

Donde:

N = Número de pisos del edificio

Hi = Altura de entrepiso

Tp =Periodo que define la plataforma del espectro

T = Periodo fundamental de la estructura

TL = Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante

K = Es un exponente relacionado con el periodo fundamental de vibración de la estructura (T)

Análisis dinámico.

El análisis dinámico es el resultado de incluir una fuerza externa, para este caso viene representado con un espectro de sudo aceleración (S_a), el Ministerio de vivienda, construcción y Saneamiento (2018) nos presenta la ecuación y nos indica que es importante la comparación de la fuerza cortante dinámica con la estática, ya que si la estructura es regular la fuerza cortante dinámica no puede ser menor que el 80% de la cortante dinámica y si la edificación es irregular no podrá ser menor que el 90% de la fuerza cortante estática, si no se cumple con estos valores mínimos se tendrá que realizar un incremento de la cortante, se presentan a continuación las ecuaciones para S_a y para el incremento de la cortante:

A) Aceleración espectral

Ecuación N° 3: Aceleración espectral

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Donde:

Z = Factor de Zona

U = Factor de uso o importancia

C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor de amplificación de suelo

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

g = Aceleración de la gravedad

B) Factor de incremento de la cortante.

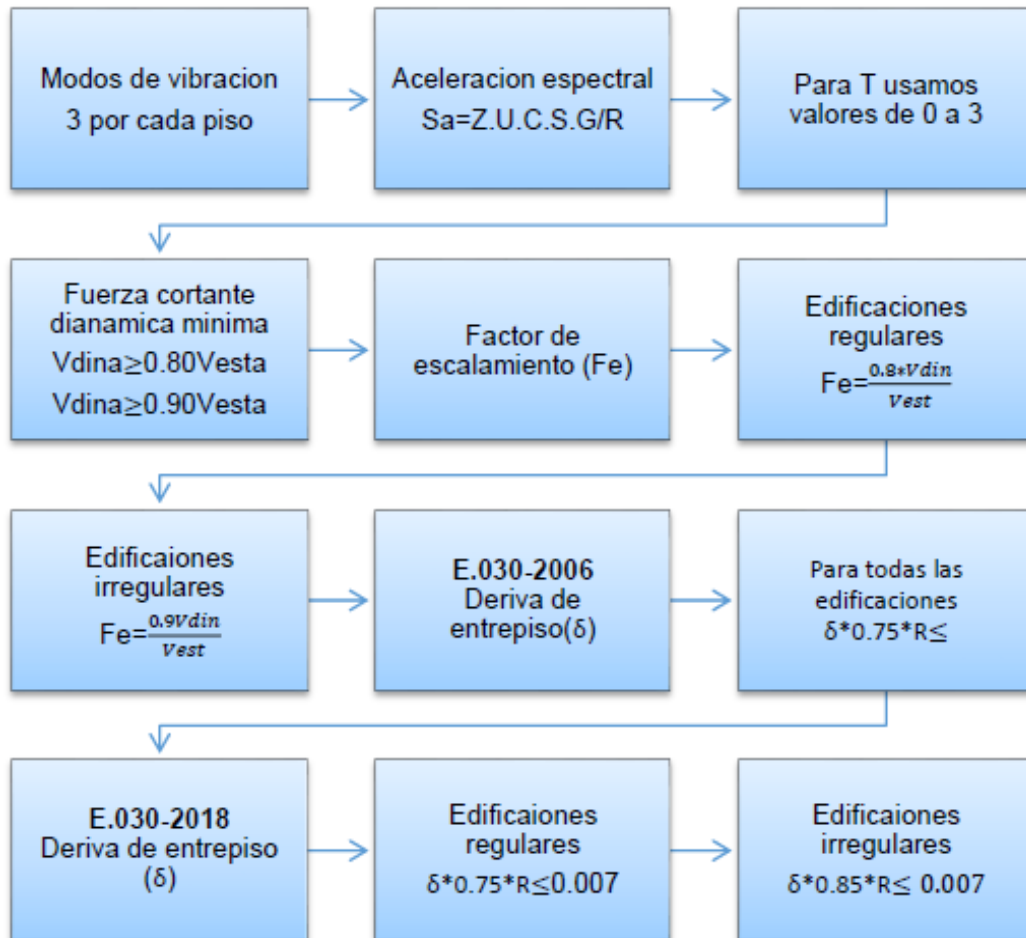
Ecuación N° 4: Amplificación para estructuras regulares

$$\text{Factor de amplificación} = \frac{0.80 * V_{estatica}}{V_{dinamica}}$$

Ecuación N° 5: Amplificación para estructuras irregulares

$$\text{Factor de amplificación} = \frac{0.90 * V_{estatica}}{V_{dinamica}}$$

Gráfico N° 12: Secuencia de pasos para el análisis dinámico -*c



Fuente: Elaboración propia

En este grafico se presenta la secuencia de actividades que se tiene que realizar para el análisis dinámico, la secuencia es la misma para las dos normativas, la diferencia se presenta en el factor utilizado para afectar las derivas generadas por el programa.

CAPÍTULO 4. DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

4.1. Descripción del caso de estudio

4.1.1. Ubicación.

La muestra con la que se trabajara en esta investigación es un edificio multifamiliar ubicada en la calle cl.Gerard Blanchere, lote 8, Mz. A Urb, Las Orquídeas distrito de Surquillo, provincia y departamento de Lima.

Gráfico N° 13 :Ubicación del edificio en estudio



Fuente: Google maps- elaboración propia

Se presenta una imagen captada del Google maps de la ubicación de la muestra, estaría entre las venidas Timas Marzano y Avenida principal, está ubicado en una esquina, teniendo frontis a la calle Las Orquídeas y a un pasaje sin nombre, el área que estaría ocupando es de 8 metros de ancho por 23 metros de largo en total seria 184 m2 que abarca el proyecto, dicha área se presenta en la imagen con un recuadro color amarillo con borde rojo.

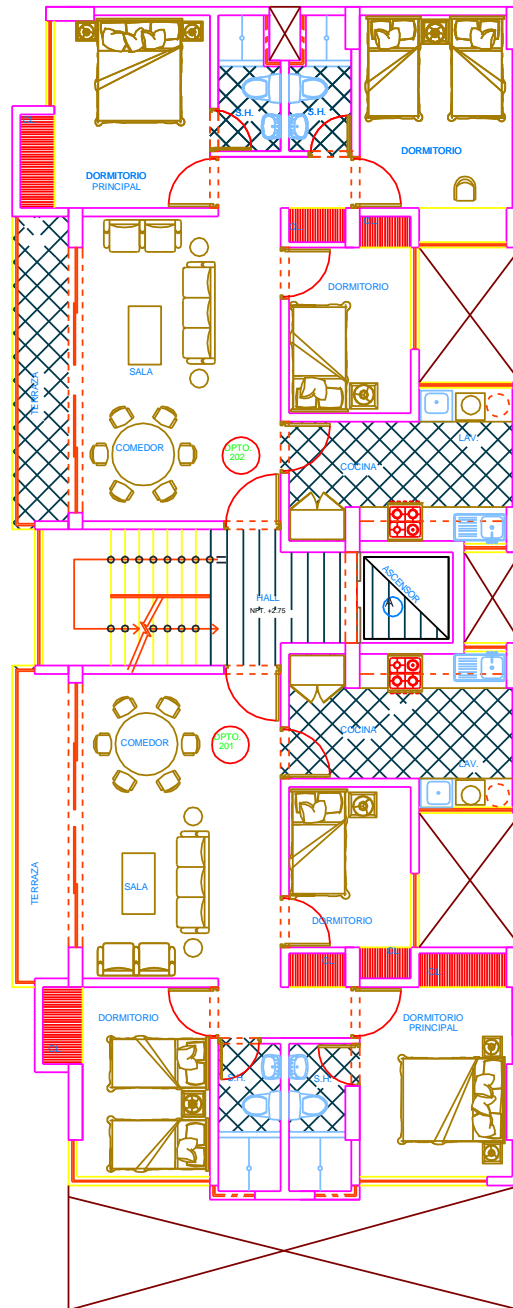
4.1.2. Características de la edificación:

Es un edificio multifamiliar de 8 pisos y una azotea, no presenta ningún sótano, las características arquitectónicas y estructurales de la edificación se presentan a continuación:

Arquitectura:

La edificación consta de ocho pisos y una azotea, en todos los pisos se cuenta con una escalera de dos tramos con un descanso, un hall común y un ascensor. El primer piso cuenta con una recepción, un departamento, el departamento tiene tres dormitorios con closet, dos baños, una sola-comedor, una terraza, una cocina y el estacionamiento para seis automóviles, desde el segundo piso al octavo piso se cuenta con dos departamentos en cada uno, todos los departamentos tienen tres dormitorios con closet, dos baños, una sala-comedor, una terraza, una cocina, un espacio para lavandería. Las dimensiones de los ambientes señalados son iguales en todos los pisos de la edificación

Gráfico N° 14 Planta arquitectónica típica

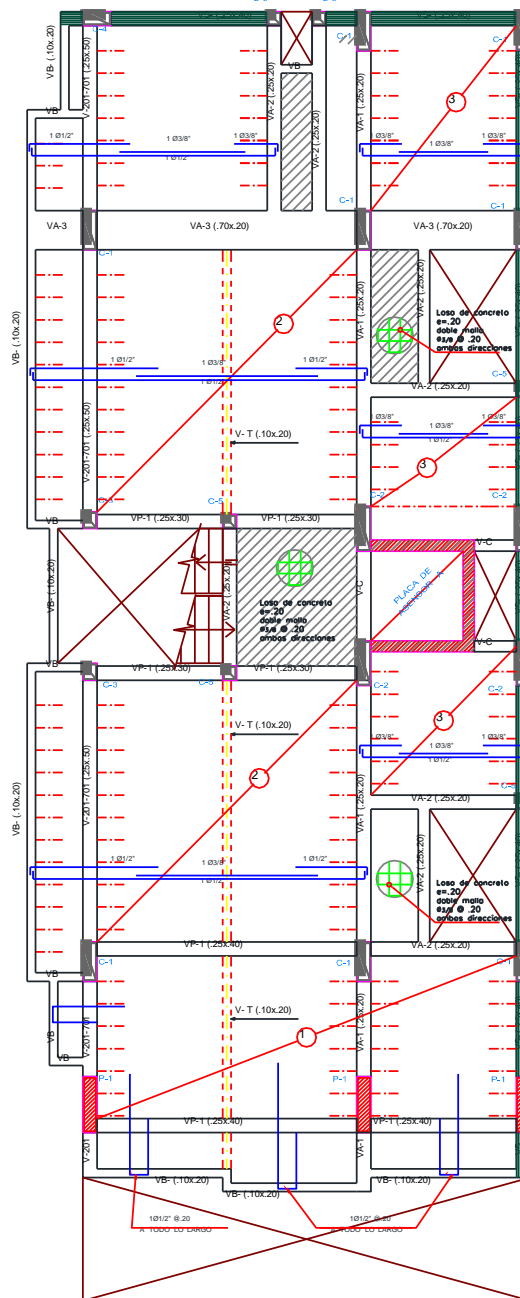


Fuente: planos del proyecto-CCS INVESMENT S.A.C

Estructuralmente:

Estructuralmente está clasificada con un sistema de muros estructurales debido a que son los muros las que toman la mayor fuerza cortante, dentro de estos muros tenemos las placas del ascensor que tienen un refuerzo de borde y 3 placas tipo P-1 que se ubican en los ejes A, B y C según plano, el resto de muros estructurales son de albañilería confinada con ladrillo tipo IV. Las losas en cada nivel son de 20cm y tienen la combinación de losas en una dirección y losas en dos direcciones con un espesor de 20cm como se muestra en el Anexo N°10, dos de las losas en dos direcciones se encuentran cerca del ascensor y las otras dos en al borde se las áreas no techadas, en la azotea se tienen losas de dos direcciones utilizada para colocar los tanques elevados, cuenta con una cisterna de un volumen de 12m³.

Gráfico N° 15 Planta estructural



Fuente: planos del proyecto-CCS INVESMENT S.A.C

4.1.3. Especificaciones técnicas de los materiales

Concreto:

Resistencia a la compresión: $f'c$: 210 kg/cm².

Peso por unidad de volumen: γ = 2400 kg/m³.

Módulo de elasticidad: E_c =217370.65 kg/cm².

Módulo de poisson: ν =0.2

Acero De Refuerzo:

Esfuerzo de fluencia: f_y =4200.00 kg/cm².

Módulo de elasticidad: E_s =2100000 kg/cm².

4.1.4. Cargas

Cargas vivas:

Vivienda: La carga mínima repartida por tener una ocupación o uso de vivienda es de 200 kg/m²

Techos:

Para techos con inclinación mayor de 3° con respecto a la horizontal 100 kgf/m² reducida en 5 kgf/m² por cada grado de pendiente, hasta un mínimo de 50 kgf/m².

Pesos unitarios y repartidos:

Muros (unidades huecas): 1350 kg/m³.

Losa aligerada (e =0.20m): 300 kg/m².

Acabados:

Piso terminado ($e=0.05m$): 100 kg/m^2 .

Tabiquería móvil: 100 kg/m^2

4.1.5. Secciones de los elementos

Para el cálculo de los diferentes momentos en la edificación y la determinación de los desplazamientos entre piso que se presentan frente a un evento sísmico, es necesario tomar en cuenta las secciones agrietadas de los elementos, los factores a considerar según elementos son los presentados en la norma E.060 (Ministerio de vivienda, construcción y Saneamiento, 2006)

Momentos de inercia:

Vigas : $0.35 I_g$

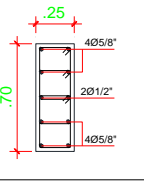
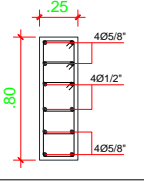
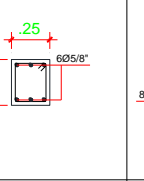
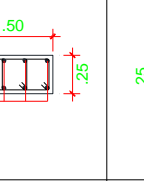
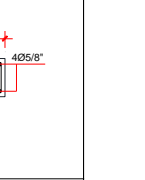
Columnas : $0.70 I_g$

Donde:

I_g (momento de inercia de la sección bruta del elemento)

A continuación, se presenta las secciones de columnas de la edificación, para ver el detalle de estas y otros elementos estructurales revisar el Anexo N°9.

Gráfico N° 16: Cuadro de columnas

TIPO NIVEL	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5
1° A L 8° P I S O S					
	(.25 x .70)	(.25 x .80)	(.25x .30)	(.50 x .25)	(.25x .25)
	8Ø5/8" + 2Ø1/2"	8Ø5/8" + 4Ø1/2"	6Ø5/8"	8Ø5/8"	4Ø5/8"
	3 Ø 3/8" ,2@.05 , .4@.10 ,Rest.@.20 c/e.	3 Ø 3/8" ,2@.05 , .4@.10 ,Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" ,2@.05 , .4@.10 ,Rest.@.20 c/e.	2 Ø 3/8" ,2@.05 , .4@.10 ,Rest.@.20 c/e.	1 Ø 3/8" ,2@.05 , .4@.10 ,Rest.@.20 c/e.

Fuente: planos del proyecto-CCS INVESTMENT S.A.C

4.1.6. Vista en planta y altura

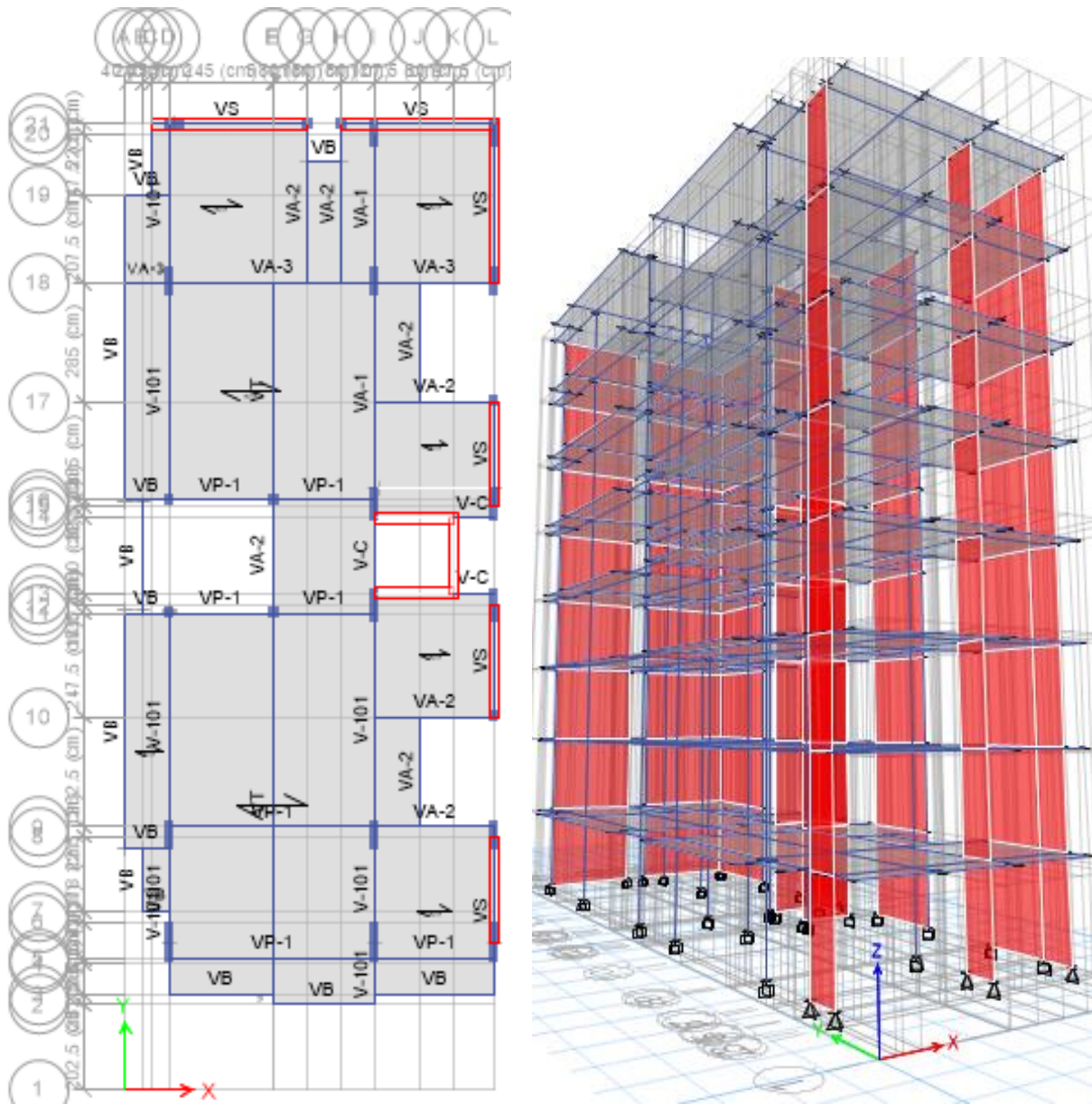
Gráfico N° 17: Vista de la edificación construida



Fuente: Fotografía propia

Vista del edificio en estudio, se puede observar que la edificación está ubicada en una esquina, cuenta con 8 pisos y una azotea.

Gráfico N° 18: Vista del modelo en ETABS



Fuente: Elaboración propia

a) vista en planta

b) elevación

Se presenta en “a” la vista en planta y en “b” se presenta la elevación del edificio en estudio, las dos figuras son del modelamiento realizado en el programa Etabs.

4.2. Desarrollo del estudio

4.2.1. Evaluación con la norma E.030 del año 2006

4.2.1.1. Análisis estático

4.2.1.1.1 Parámetros sísmicos

A. Factor de zona (Z)

El territorio nacional en esta norma está dividido en tres zonas dependiendo de las características sísmicas que presentan, los valores que presenta cada una de ellas son los siguientes.

Tabla N°4: Zonificación

FACTOR DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
3	0.4
2	0.3
1	0.15

Fuente: Fuente: (MVCS, 2014)

Se presenta los valores de las zonas en las que fue dividió el territorio nacional. Como lo indican los planos de la edificación multifamiliar se encuentra en zona 3 y le corresponde el factor de zona de $Z=0.4$, según la tabla mostrada.

B. Factor de Uso (U)

La edificación en análisis es un edificio de viviendas multifamiliares, por eso según la norma se le considera una edificación común con un factor de Uso igual a 1

Tabla N°5: Categoría de la edificación

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR DE USO U
C	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarreo peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1

Fuente: (MVCS, 2014)

La edificación tendría una categoría C dad que es una edificación para viviendas al que le corresponde un factor de uso igual a 1.

C. Perfil de suelo (S)

En la información de la edificación muestra que está ubicada en un suelo intermedio es decir un S2.

Tabla N°6: Parámetros de suelos

Parámetros del Suelo			
TIPO	Descripción	Tp (S)	S
S1	Roca o suelo muy rígidos	0.4	1.0
S2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0.9	1.4
S4	condiciones excepcionales	*	*

Fuente: (MVCS, 2014)

Se presenta los parámetros del suelo donde está ubicado la edificación, según la tabla.

En los planos nos indica que tenemos un suelo intermedio (S2) y según la tabla se le asignara un valor de S igual a 1.2 según la norma 2006 y el valor de Tp es 0.6.

D. Periodo fundamental

Para determinar el periodo fundamental la norma presenta dos ecuaciones, para este trabajo se utilizó la segunda ecuación la que se presenta a continuación:

Ecuación N° 6: Periodo fundamental de la estructura

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n Pi * Di^2)}{(g * \sum_{i=1}^n Fi * Di)}}$$

Donde:

P: es el peso de cada piso

D: Desplazamiento elástico lateral del piso.

F: fuerza horizontal en el piso.

g: es la aceleración de la gravedad.

Tabla N° 7: Periodo fundamental en dirección X

PISO	Vi tonf	Pi tonf	fi tonf	di (CM) m	Pi x di ² seg	fi x di
Piso 8	63.1932	176.48	63.193	0.056631	0.56598	3.57869
Piso 7	126.2163	200.94	63.023	0.04927	0.48779	3.10515
Piso 6	180.3098	200.94	54.094	0.041841	0.35178	2.26333
Piso 5	225.4733	200.94	45.164	0.033818	0.22981	1.52734
Piso 4	261.7069	200.94	36.234	0.02545	0.13015	0.92215
Piso 3	289.0116	200.94	27.305	0.017142	0.05905	0.46806
Piso 2	307.3865	200.94	18.375	0.009478	0.01805	0.17416
Piso 1	316.8985	202.37	9.512	0.003288	0.00219	0.03128
Fuente: Elaboración propia				Σ	1.84481	12.07014

Tx = 0.784 seg 0.85 Tx = 0.667 seg

Tabla N° 8: Periodo fundamental en la dirección Y

PISO	Vi tonf	Pi tonf	fi tonf	di (CM) m	Pi x di ² seg	fi x di
Piso 8	63.1894	176.48	63.189	0.018789	0.06230	1.18727
Piso 7	126.2081	200.94	63.019	0.016967	0.05785	1.06924
Piso 6	180.2978	200.94	54.090	0.014975	0.04506	0.80999
Piso 5	225.4576	200.94	45.160	0.012606	0.03193	0.56928
Piso 4	261.6885	200.94	36.231	0.009953	0.01991	0.36061
Piso 3	288.991	200.94	27.303	0.007129	0.01021	0.19464
Piso 2	307.3647	200.94	18.374	0.004315	0.00374	0.07928
Piso 1	316.8762	202.37	27.885	0.001672	0.00057	0.04662
Fuente: Elaboración propia				Σ	0.23157	4.31693

$$T_y = 0.465 \text{ seg} \quad 0.85 T_y = 0.395 \text{ seg}$$

El periodo que se obtiene en TX y TY se multiplica por 0.85 y este será el valor del periodo final, esto debe a que en el análisis no se consideró la rigidez de los elementos no estructurales, obteniendo valores finales de TX=0.667 seg y TY=0.395 seg.

E. Factor de amplificación sísmica (C)

La norma indica que el máximo valor que puede tomar este factor es de 2.5, al aplicar la ecuación presentada, se determinó que el valore de C es mayor a lo establecido, entonces utilizamos el valor límite permitido

Ecuación N° 7: Factor de amplificación sísmica E.030 2006

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

$$C_X = 2.5 \left(\frac{0.60}{0.667} \right) = 2.25$$

$$C_Y = 2.5 \left(\frac{0.60}{0.395} \right) = 3.38$$

$$C_Y \approx 2.5$$

F. Coeficiente de reducción (R)

El sistema estructural que presenta la edificación es de muros estructurales según lo presentado en el Anexo N° 9, de esto nos lleva a tener un valor del coeficiente de reducción igual a 6 en las dos direcciones de análisis. Esto quiere decir que la mayor fuerza cortante es soportada por los muros estructurales.

G. Irregularidades.

La normativa E.030/2006 plantea la evolución de las irregularidades en altura que consta de 8 irregularidades e irregularidad en planta consta de 5 irregularidades, para la muestra en estudio se presenta el siguiente resumen de las irregularidades encontradas en el análisis.

Tabla N° 9: Irregularidad estructural

IRREGULARIDAD EN ALTURA	EN X-X	EN Y-Y
Irregularidad de rigidez- Piso blando	1	1
Irregularidad de masa o peso	1	1
Irregularidad de geometría vertical	1	1
Discontinuidad en los sistemas resistentes	1	1
IRREGULARIDAD PLANTA	EN X-X	EN Y-Y
Irregularidad torsional	1	1
Esquinas entrantes	1	1
Discontinuidad del diafragma	1	1

Fuente: Elaboración propia

De la evolución en la edificación se determina que no se tiene irregularidad en planta ni en altura en las dos direcciones de análisis como es clasificada en la norma, en la Tabla N° 9 se presenta el resumen de irregularidades, al no presentar irregularidad el valor de R utilizado para determinar la fuerza cortante no será afectado por ningún coeficiente.

4.2.1.1.2 Cortante basal

La fuerza cortante total en la base de la edificación, se determinará haciendo uso de la siguiente expresión.

Ecuación N° 2: Cortante estática basal

$$v = \frac{Z.U.C.S}{R} . P$$

Las variables presentadas fueron definidas y encontradas en los puntos anteriores.

Tabla N° 10: Parámetros para la fuerza cortante

Parámetros	Dirección X	Dirección Y
Z =	0.4	0.4
U =	1	1
Cx=	2.24	2.50
S =	1.2	1.2
P ton =	1584.507	1584.507
Ro =	6	6
V	283.944	316.901

Fuente: Elaboración propia

Se presenta el valor de las fuerzas cortantes obtenidas en base a los parámetros calculados anteriormente, al introducir estos parámetros en la ecuación presentada se encontró como fuerzas cortantes valores iguales a VX=283.944 y VY=316.901.

4.2.1.1.3 Distribución de la fuerza sísmica en altura.

La fuerza cortante distribuida en función de cada altura de entrepiso se determinará mediante la siguiente ecuación.

Ecuación N° 8: Distribución de fuerzas sísmica en altura E.030 2006

$$F_i = \frac{P_i * h_i}{\sum_{j=1}^n P_i * h_j} * V$$

Tabla N° 11: Distribución en altura de la fuerza sísmica Fx

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SISMICA EN ALTURA EN X					
Piso	Pi (ton)	Hi (m)	Pi*Hi (ton*m)	VX	FX (ton)
Piso 8	176.480	20.950	3697.25	285.21	56.874
Piso 7	200.943	18.350	3687.30	285.21	56.721
Piso 6	200.943	15.750	3164.85	285.21	48.685
Piso 5	200.943	13.150	2642.40	285.21	40.648
Piso 4	200.943	10.550	2119.94	285.21	32.611
Piso 3	200.943	7.950	1597.49	285.21	24.574
Piso 2	200.943	5.350	1075.04	285.21	16.537
Piso 1	202.371	2.750	556.52	285.21	8.561
Fuente: Elaboración propia			Σ	18540.795	

Se presenta las fuerzas en la dirección X en cada piso de la edificación, se aprecia que incrementan según se sube de piso, siendo el mayor en el piso 8 con un valor de 56.874t

Tabla N° 12: Distribución en altura de la fuerza sísmica FY

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SISMICA EN ALTURA EN Y					
Piso	Pi (ton)	Hi (m)	Pi*Hi (ton*m)	VY	FY (ton)
Piso 8	176.480	20.950	3697.25	316.90	63.194
Piso 7	200.943	18.350	3687.30	316.90	63.024
Piso 6	200.943	15.750	3164.85	316.90	54.094
Piso 5	200.943	13.150	2642.40	316.90	45.164
Piso 4	200.943	10.550	2119.94	316.90	36.234
Piso 3	200.943	7.950	1597.49	316.90	27.305
Piso 2	200.943	5.350	1075.04	316.90	18.375
Piso 1	202.371	2.750	556.52	316.90	9.512
Fuente: Elaboración propia			Σ	18540.795	

Fuerzas cortantes en la dirección Y en cada piso de la edificación, se aprecia que dicha fuerza incrementa según se sube de piso, siendo el mayor en el piso 8 con un valor de 63.194 ton.

4.2.1.1.4 Derivas de entrepiso.

Las derivas que se obtienen del programa Etabs serán multiplicadas por el valor de $0.75 \cdot R$ y estos valores no deben sobrepasar el límite establecido para estructuras de concreto armado, cuyo valor es de 0.007 (MVCS, 2014).

Tabla N° 13: Derivas de entre piso en la dirección X

DERIVAS GENERADAS POR SISMO EN LA DIRECCIÓN X				
Piso	δ max	$0.75 \cdot R \cdot \delta$	Límite	Estado
Piso 8	0.0024	0.011	0.007	no cumple
Piso 7	0.0027	0.012	0.007	no cumple
Piso 6	0.0030	0.013	0.007	no cumple
Piso 5	0.0031	0.014	0.007	no cumple
Piso 4	0.0030	0.014	0.007	no cumple
Piso 3	0.0028	0.013	0.007	no cumple
Piso 2	0.0023	0.010	0.007	no cumple
Piso 1	0.0011	0.005	0.007	cumple

Fuente: Elaboración propia

Se presentan las derivas en la dirección X, en la tabla se observa que solo el primer piso cumple con la deriva permitida para este tipo de edificación.

Tabla N° 14: Derivas de entre piso en la dirección Y

DERIVAS GENERADAS POR SISMO EN LA DIRECCIÓN Y				
Piso	δ max	$0.75 \cdot R \cdot \delta$	Límite	Estado
Piso 8	0.0004	0.002	0.007	cumple
Piso 7	0.0004	0.002	0.007	cumple
Piso 6	0.0005	0.002	0.007	cumple
Piso 5	0.0006	0.003	0.007	cumple
Piso 4	0.0006	0.003	0.007	cumple
Piso 3	0.0007	0.003	0.007	cumple
Piso 2	0.0007	0.003	0.007	cumple
Piso 1	0.0004	0.002	0.007	cumple

Fuente: Elaboración propia

Se presentan las derivas en la dirección Y, en la tabla se observa que todos los pisos de la edificación cumplen el límite establecido.

4.2.1.2. Análisis dinámico

4.2.1.2.1 Espectro de diseño

El espectro de pseudo- aceleración se determina mediante la siguiente ecuación:

Ecuación N° 3: Aceleración espectral

$$Sa = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g; Sa = K \cdot C$$

Procedemos a calcular el coeficiente designado como K, el cual obtenido de operar los coeficientes de Z, U, S, R y el resultado debe ser multiplicado por la gravedad (g), el valor de R será igual a 6 dado que no se reduce debido a que no se tiene la presencia de irregularidad.

$$K = \frac{Z \cdot U \cdot S}{R} * g$$

$$k = \frac{0.4 * 1 * 1.2 * 9.81}{6 * 0.75} = 1.046$$

El valor de K será multiplicado por el valor de C que se obtiene haciendo uso de la siguiente ecuación.

Ecuación N° 7: Factor de amplificación sísmica E.030 2006

$$C < 2.5 \quad C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

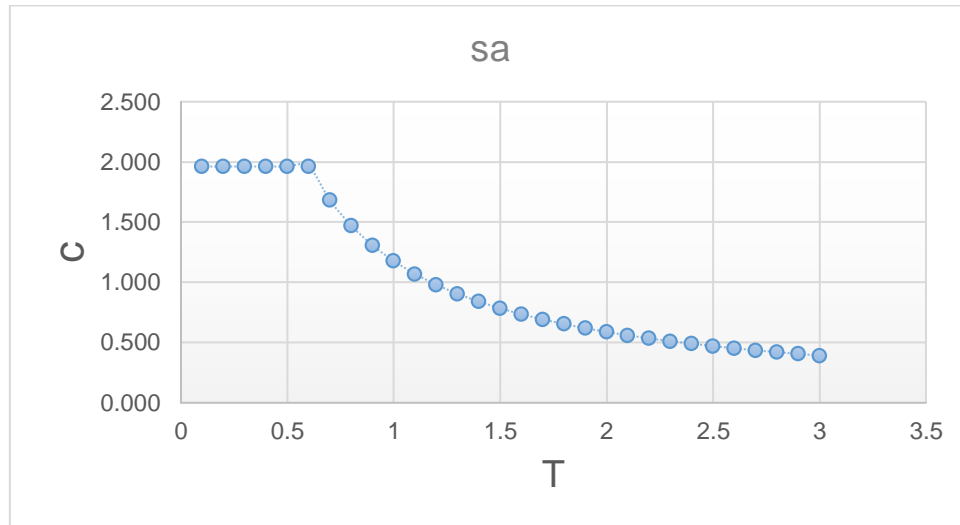
Tabla N° 15: Valores para la gráfica de pseudo aceleración

T	C=2.5(TP/T)	C	Sax
0.1	15.00	2.5	1.962
0.2	7.50	2.5	1.962
0.3	5.00	2.5	1.962
0.4	3.75	2.5	1.962
0.5	3.00	2.5	1.962
0.6	2.50	2.5	1.962
0.7	2.14	2.14	1.682
0.8	1.88	1.88	1.472
0.9	1.67	1.67	1.308
1	1.50	1.50	1.177
1.1	1.36	1.36	1.070
1.2	1.25	1.25	0.981
1.3	1.15	1.15	0.906
1.4	1.07	1.07	0.841
1.5	1.00	1.00	0.785
1.6	0.94	0.94	0.736
1.7	0.88	0.88	0.692
1.8	0.83	0.83	0.654
1.9	0.79	0.79	0.620
2	0.75	0.75	0.589
2.1	0.71	0.71	0.561
2.2	0.68	0.68	0.535
2.3	0.65	0.65	0.512
2.4	0.63	0.63	0.491
2.5	0.60	0.60	0.471
2.6	0.58	0.58	0.453
2.7	0.56	0.56	0.436
2.8	0.54	0.54	0.420
2.9	0.52	0.52	0.406
3	0.50	0.50	0.392

Fuente: Elaboración propia

En esta tabla se muestra los valores de T y Sa para realizar la gráfica del espectro de pseudo-aceleración, se consideró valores para T desde 0.1 seg hasta 3 seg, dando valores de Sa desde 1.962 hasta 0.392.

Gráfico N° 19: Espectro inelástico de pseudo-aceleraciones



Fuente: Elaboración propia

En este gráfico se presenta el espectro de pseudo-aceleración que se usará para las dos direcciones de análisis, debido a que los parámetros que afectan los valores de C y T son iguales para las dos direcciones.

4.2.1.2.2 Cortante basal

La fuerza cortante total en la base que se obtuvieron con el programa ETABS, es el resultado de introducir el espectro de pseudo-aceleración definido anteriormente. Al someter la edificación a al espectro calculado generará como fuerzas cortantes valores iguales a:

$$V_{ex} = 128.013 \text{ ton f}$$

$$V_{ey} = 181.891 \text{ ton f}$$

Donde:

V_{ex} : es la fuerza cortante espectral o dinámica en la dirección X

V_{ey} : es la fuerza cortante espectral o dinámica en la dirección Y

4.2.1.2.3 Fuerza cortante mínima en la base

Evaluamos si la fuerza cortante dinámica es mayor al 0.80 de la fuerza estática en ambas direcciones de análisis

Tabla N° 16: Fuerza cortante mínima en la base

Descripción	VX tonf	VY tonf
Estático	285.211	316.901
Dinámico	128.013	181.891
0.80 Vestática	228.169	253.521

Fuente: Elaboración propia

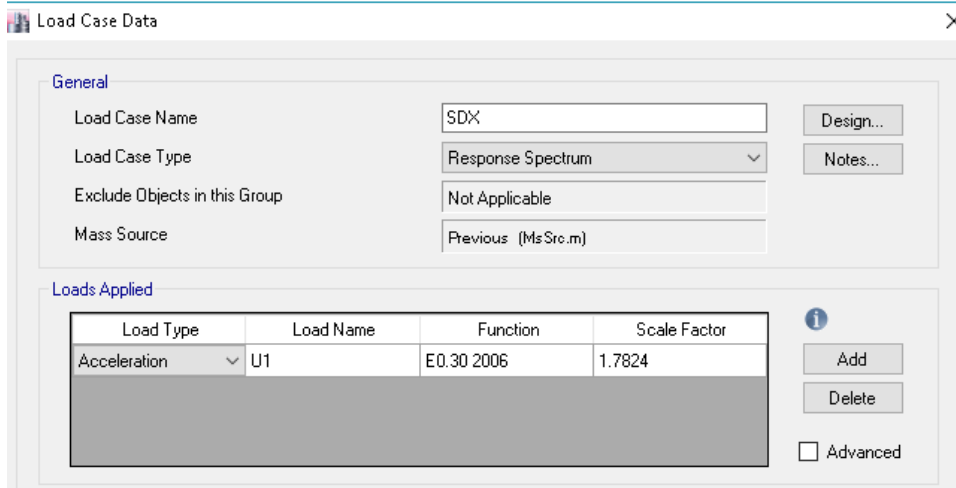
Como la edificación es regular se deberá cumplir que la fuerza cortante dinámica no podrá ser menor que el 80% de la fuerza estática según el artículo 18 punto D (MVCS, 2014). En la tabla se aprecia que no se está cumpliendo lo establecido en la norma, entonces se tiene que incrementar la cortante dinámica para que cumpla con lo mínimo establecido. Se realiza la siguiente división, donde el resultado será llamado el factor de escala (Fe), el cual será incluido en Etabs para obtener las derivas reales de la edificación.

$$FeX = \frac{228.169}{128.013} = 1.78239$$

$$FeY = \frac{253.521}{181.891} = 1.39381$$

Estos son los valores por los cuales se tendría que multiplicar a la cortante dinámica para poder cumplir con lo reglamentado.

Gráfico N° 20: Factor de escala en la dirección X



The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following configuration:

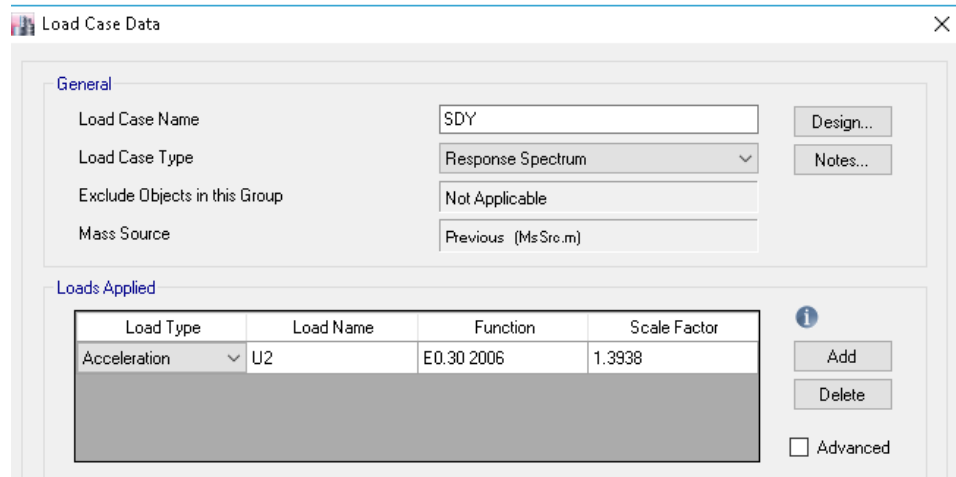
- General:**
 - Load Case Name: SDX
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 - Mass Source: Previous (MsSrc.m)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E0.30 2006	1.7824

Fuente: Elaboración propia

Se muestra la ventana en la que se introdujo el factor de escala en la dirección X en el programa Etabs.

Gráfico N° 21: Factor de escala en la dirección Y



The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box with the following configuration:

- General:**
 - Load Case Name: SDY
 - Load Case Type: Response Spectrum
 - Exclude Objects in this Group: Not Applicable
 - Mass Source: Previous (MsSrc.m)
- Loads Applied:**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	E0.30 2006	1.3938

Fuente: Elaboración propia

Se muestra la ventana en la que se introdujo el factor de escala en la dirección Y en el programa Etabs.

4.2.1.2.4 Cortantes de entrepiso

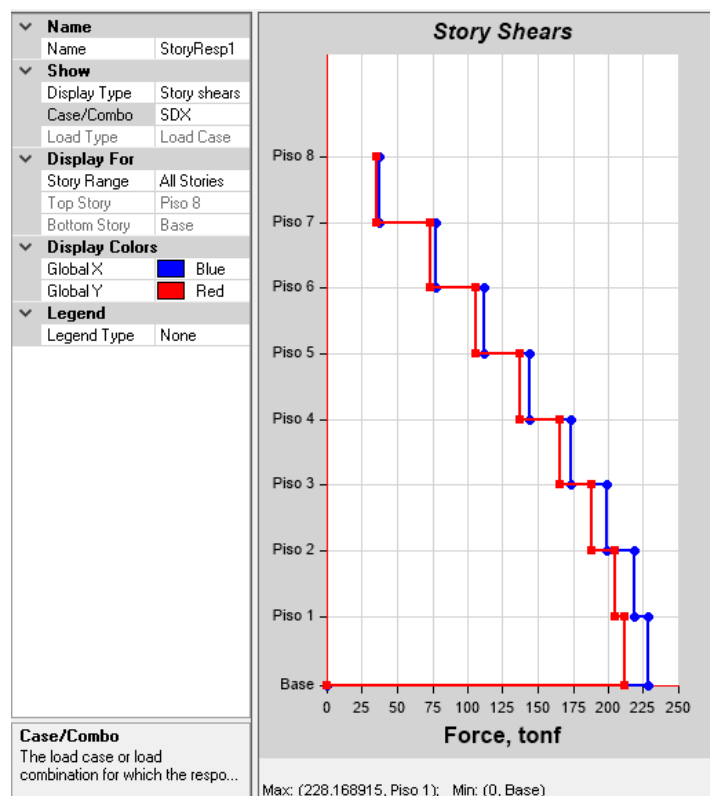
Las cortante de entrepiso se encuentran distribuyendo la cortante basal según la altura de cada entrepiso, los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla.

Tabla N° 17: Cortantes de entrepiso

CORTANTES DE ENTREPISO		
Piso	Vsd en Y	Vsd en X
Piso 8	37.578	39.346
Piso 7	77.124	86.951
Piso 6	111.766	130.125
Piso 5	143.735	168.614
Piso 4	173.472	201.510
Piso 3	199.368	227.347
Piso 2	218.514	245.252
Piso 1	228.169	253.521

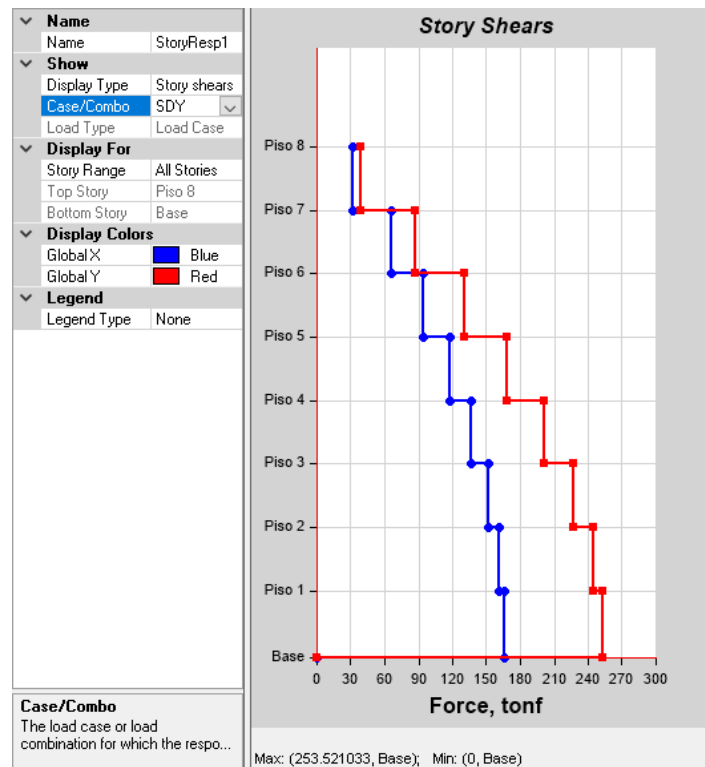
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 22: Fuerzas cortantes en X-2006



Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 23: Fuerzas cortantes en Y-2006



Fuente: Elaboración propia

4.2.1.2.5 Derivas de entrepiso

Se presentan las derivas dinámicas generadas al introducir el Fe en Etabs.

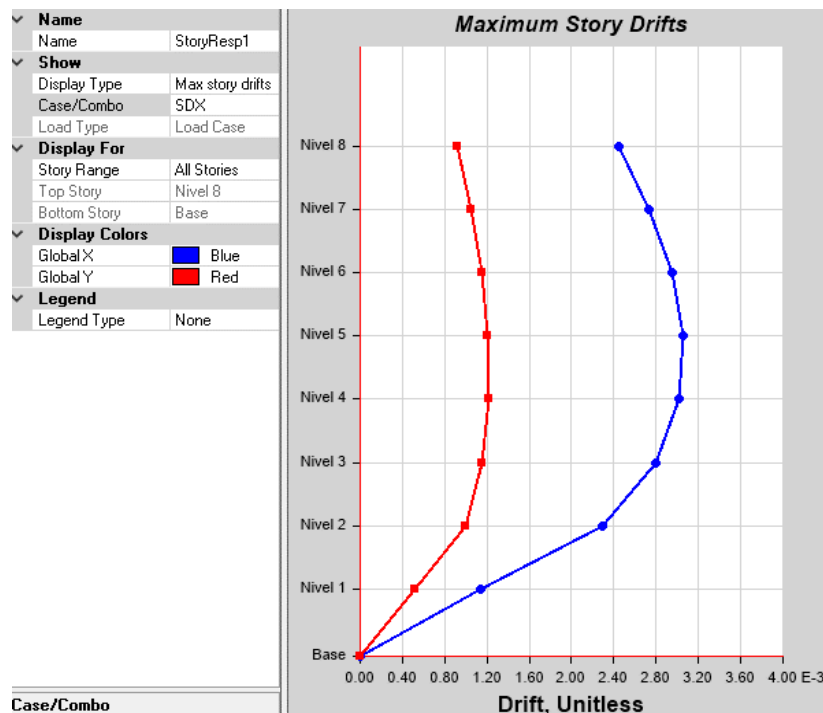
Tabla N°18: Derivas dinámicas de entre piso en la dirección X

DERIVAS GENERADAS POR SISMO EN LA DIRECCIÓN X				
Piso	δ max	$0.75 \cdot R \cdot \delta$	Límite	Estado
Piso 8	0.0024	0.011	0.007	no cumple
Piso 7	0.0027	0.012	0.007	no cumple
Piso 6	0.0030	0.013	0.007	no cumple
Piso 5	0.0031	0.014	0.007	no cumple
Piso 4	0.0030	0.014	0.007	no cumple
Piso 3	0.0028	0.013	0.007	no cumple
Piso 2	0.0023	0.010	0.007	no cumple
Piso 1	0.0011	0.005	0.007	cumple

Fuente: Elaboración propia

De la tabla de derivas en la dirección X, se aprecia que solo en el piso 1 estaría por debajo del límite permitido, se llega a tener valor hasta el doble de lo permitido.

Gráfico N° 24: Derivas dinámicas en la dirección X



Fuente: Elaboración propia

La edificación en la dirección X presentará el mayor valor de deriva en el piso 5 como se aprecia en la gráfica, este tendrá un valor de 0.0031 que al multiplicarlos por el $0.75 \cdot R$ será igual a 0.014.

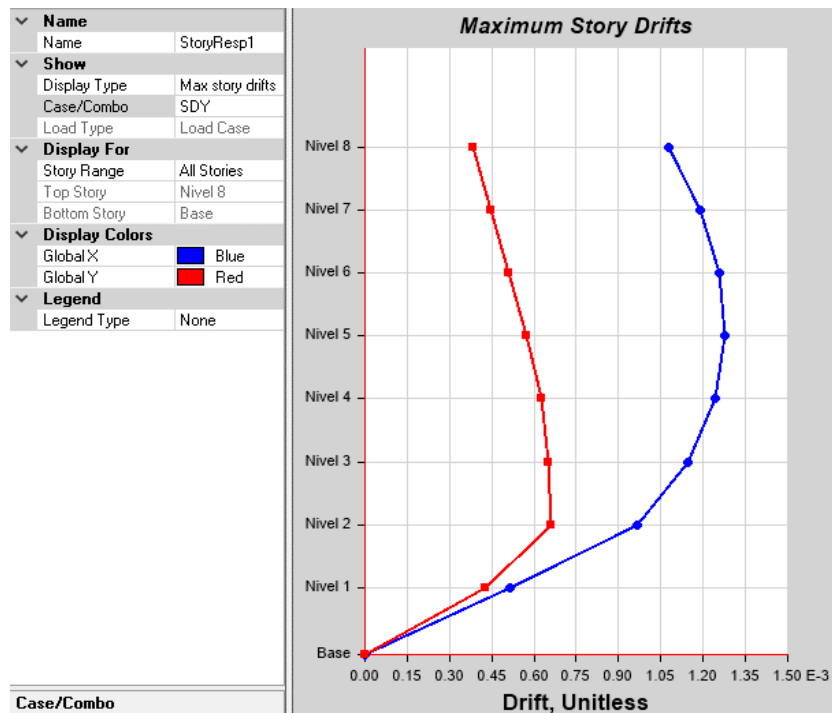
Tabla N°19: Derivas dinámicas de entre piso en la dirección Y

DERIVAS GENERADAS POR SISMO EN LA DIRECCIÓN Y				
Piso	δ max	$0.75 \cdot R \cdot \delta$	Límite	Estado
Piso 8	0.0004	0.002	0.007	cumple
Piso 7	0.0004	0.002	0.007	cumple
Piso 6	0.0005	0.002	0.007	cumple
Piso 5	0.0006	0.003	0.007	cumple
Piso 4	0.0006	0.003	0.007	cumple
Piso 3	0.0007	0.003	0.007	cumple
Piso 2	0.0007	0.003	0.007	cumple
Piso 1	0.0004	0.002	0.007	cumple

Fuente: Elaboración propia

De la tabla de derivas en la dirección Y, se aprecia que en todos los pisos se cumple con límite permitido.

Gráfico N° 25: Derivas dinámicas en la dirección Y



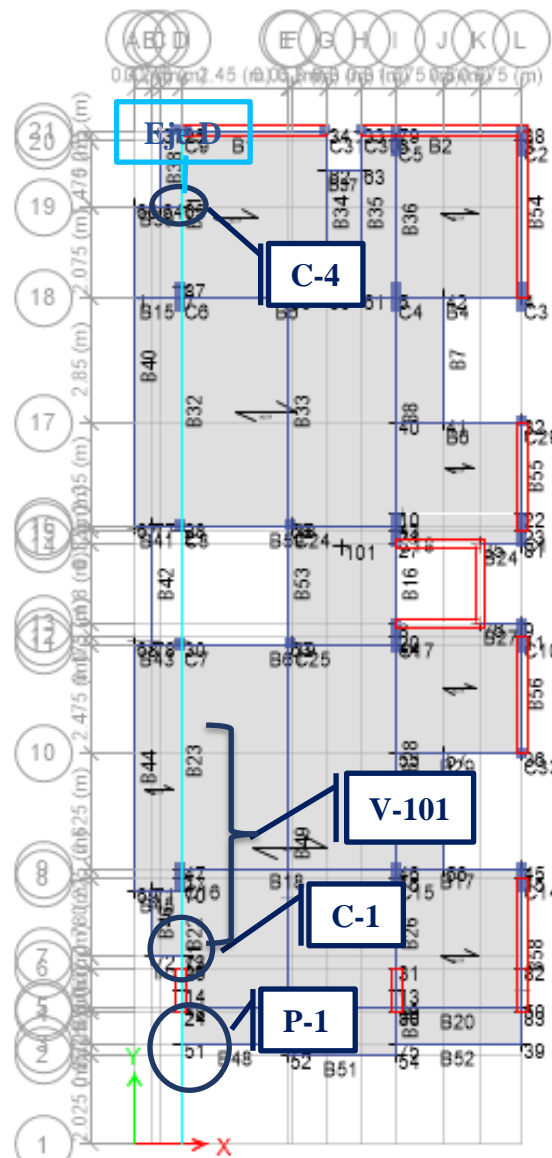
Fuente: Elaboración propia

La edificación en la dirección Y presentará el mayor valor de deriva en el piso 2 como se aprecia en la gráfica, este tendrá un valor de 0.000662 que al multiplicarlo por el $0.75 \cdot R$ será igual a 0.003.

4.2.1.2.6 Esfuerzos internos

Para evaluar las fuerzas internas en elementos sismorresistentes se tomará el eje D-D, debido que en este eje no se tiene suficiente rigidez y por ende presentara mayores desplazamientos.

Gráfico N° 26: Elementos estructurales de evaluación



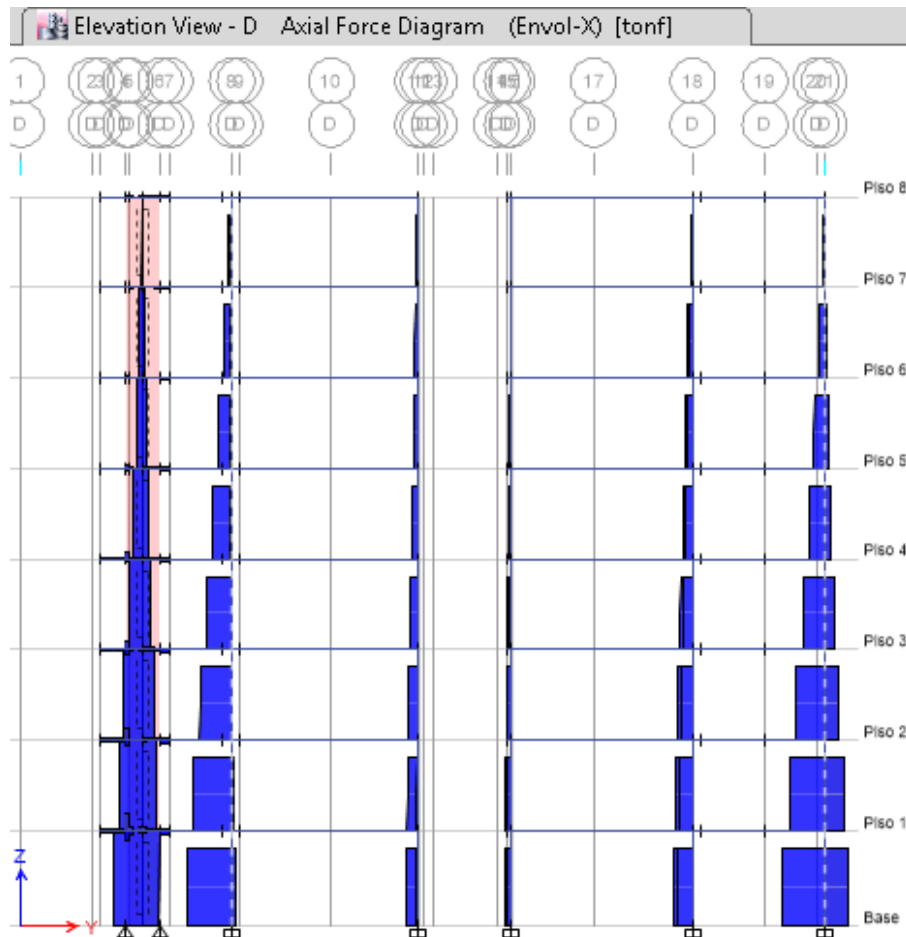
Fuente: Elaboración propia

Los elementos con los que trabajaremos del eje D son la placa P-1 que está en la intersección de este eje con el eje 4 al eje 6, la columna C-1 y columna C-4 que están en la intersección con el eje 8 y eje 18 respectivamente y la viga V-101 que se encuentra en la intersección de este eje 8 al eje 11.

A. Fuerza axial

De la evaluación en Etabs se encontró que las mayores fuerzas axiales se obtienen con la envolvente en X y de esta extrajimos los datos necesarios.

Gráfico N° 27: Fuerzas axiales en placa y columnas



Fuente: Elaboración propia

Las fuerzas axiales extraídas en cada piso son de los elementos que aparecen con líneas punteadas en su eje.

Tabla N°20: Fuerzas axiales en cada piso de placa y columnas

FUERZAS AXIALES (ton) EN CADA PISO			
Piso	Placa P-1	Columna C-1	Columna C-4
Piso 8	42.384	99.740	61.955
Piso 7	111.136	235.867	170.556
Piso 6	201.717	391.889	299.197
Piso 5	310.898	564.187	454.711
Piso 4	436.526	748.583	631.682
Piso 3	576.730	941.481	824.698
Piso 2	720.908	1130.081	1031.162
Piso 1	867.020	1310.629	1236.381

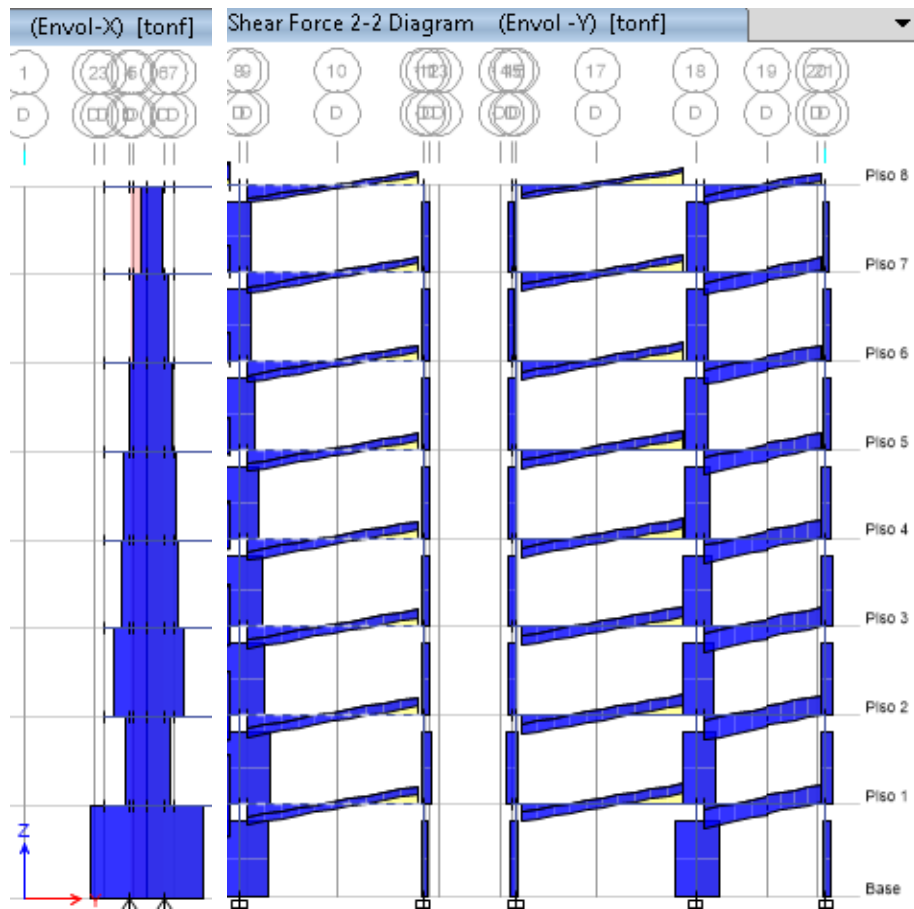
Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla presentadas se ve la variación de las fuerzas axiales de los elementos en estudio en cada piso de la edificación, además se aprecia que mientras aumenta el número de piso se va reduciendo dichas fuerzas.

B. Fuerza cortante

Las fuerzas cortantes que se consideraron para la placa fueron las que arrojo la envolvente en X debido a que en esta dirección se tiene los mayores valore. Para la viga V-101 se seleccionaron las cortantes en 2-2 con la envolvente en Y debido a que en esta dirección está ubicada dicha viga.

Gráfico N° 28: Fuerzas cortantes en placa y viga



Fuente: Elaboración propia

a) Cortantes en placa

b) Cortantes en viga

Las fuerzas cortantes de la placa P-1 extraídas de para la evaluación es de la gráfica (a) y las cortantes para la viga V-101 es de la gráfica (b)

Tabla N°21: Fuerzas cortantes de placa P-1

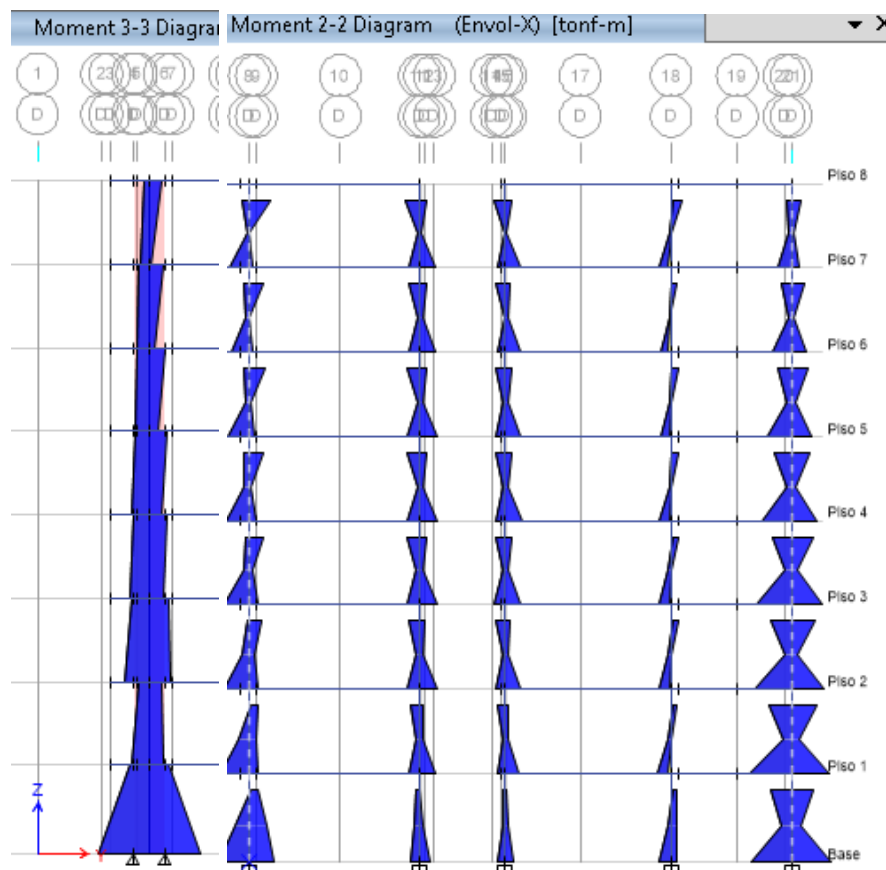
FUERZAS CORTANTES (ton)		
Piso	Placa P-1	Viga V-101
Piso 8	47.672	18.744
Piso 7	61.991	21.153
Piso 6	72.256	21.428
Piso 5	85.765	21.713
Piso 4	89.261	21.899
Piso 3	107.458	21.895
Piso 2	70.645	21.759
Piso 1	164.223	20.940

Fuente: Elaboración propia

Las fuerzas cortantes que presenta la placa P-1 varían de tal modo que es mayor en el piso 1 con un valor de 164.223 ton, en el piso 2 disminuye a 70.645 ton y a partir del piso 3 disminuye en cada piso hasta llegar a un valor de 47.672 ton en el piso 8. En la viga V-101 las fuerzas cortantes son diferentes en cada piso.

C. Momento flector.

Gráfico N° 29: Diagrama de momentos flectores en la dirección X



Fuente: Elaboración propia

a) Momento en placa

b) Momentos en columnas

El momento flector que se extrajo para la placa (a) es el momento M3 dado que genera los máximos momento con la envolvente en la dirección X, mientras que para las

columnas se tomara el momento M2 (b) debido a que en sus ejes locales el eje 2 es perpendicular a eje global X.

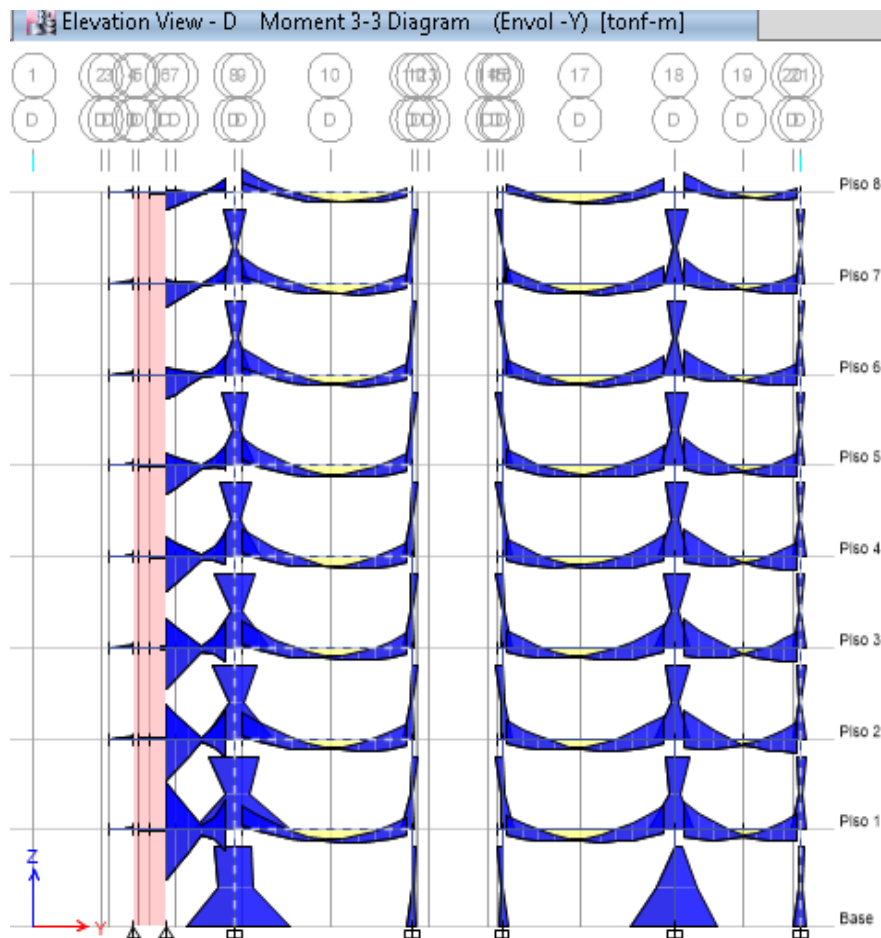
Tabla N°22: Momentos flectores en la dirección X

MOMENTOS FLECTORES (ton-m) EN X			
Piso	Placa P-1	Columna C-1	Columna C-4
Piso 8	79.362	11.492	7.184
Piso 7	94.197	9.973	9.753
Piso 6	103.467	11.465	13.379
Piso 5	116.971	12.230	16.060
Piso 4	118.272	13.089	18.350
Piso 3	141.671	13.096	19.703
Piso 2	100.486	15.062	22.322
Piso 1	328.768	16.585	21.8804

Fuente: Elaboración propia

Los momentos flectores obtenidos para cada elemento en la dirección X, presentan los mayores valores en el piso 1 y disminuye hasta llegar al piso 8 donde se tiene un pequeño incremento a comparación del piso 7.

Gráfico N° 30: Diagrama de momentos flectores en la dirección Y



Fuente: Elaboración propia

Los momentos flectores mayores en valor absoluto que se extrajeron para las columnas es del momento M3 debido a que en las columnas el eje local 3 es perpendicular a eje global Y, para la viga V-101 el momento que se extrajo es en la dirección Y debido a que en este lado está ubicado su longitud en el plano y es necesario extraer el momento positivo (M+) y momento negativo (M-) de M3.

Tabla N°23: Momentos flectores en la dirección Y

MOMENTOS FLECTORES (ton-m) EN Y				
Piso	Columna C-1	Columna C-4	Viga V-101 M+	Viga V-101 M-
Piso 8	15.357	4.749	9.789	22.641
Piso 7	15.961	5.323	10.823	25.427
Piso 6	20.663	6.086	11.149	26.050
Piso 5	26.354	6.853	11.475	26.709
Piso 4	34.640	7.638	11.772	27.056
Piso 3	39.513	8.122	12.009	26.804
Piso 2	55.788	9.101	11.970	26.373
Piso 1	56.795	6.5541	12.180	23.328

Fuente: Elaboración propia

Los momentos flectores obtenidos para las columnas en la dirección Y, presentan los mayores valores en el piso 1 y disminuye hasta llegar al piso 8. Mientras que en las columnas varían en cada piso.

4.2.2. Evaluación con la norma E.030 del año 2018

4.2.2.1. Análisis estático

4.2.2.1.1 Parámetros sísmicos

A. Factor de zona (Z)

La zonificación considerada para el lugar donde está ubicado el edificio en estudio es Zona 4, debido a que la edificación multifamiliar se encuentra en la ciudad de Lima y en el distrito de Surquillo.

Tabla N° 24: Zonificación sísmica

REGIÓN	PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	ÁMBITO
LIMA	LIMA	SAN MIGUEL	4	TODOS LOS DISTRITOS
		SANTA ANITA		
		SANTA MARÍA DEL MAR		
		SANTA ROSA		
		SANTIAGO DE SURCO		
		SANTIAGO DE SURCO		
		SURQUILLO		
		VILLA EL SALVADOR		

Fuente: (MVCS, 2018)

Como estamos en región de Lima se le asigna un factor de zona sísmica de Z4 le corresponde el factor de zona de $Z=0.45$, según la norma sismorresistente del año 2018

Tabla N°25: Factor de Zona

FACTOR DE ZONA “Z”	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.15

Fuente: (MVCS, 2018)

B. Factor de Uso (U)

La edificación en análisis es un edificio de viviendas multifamiliares y por eso según la norma se le considera una edificación común con un factor de Uso igual a 1, este factor no cambia con respecto a la norma E.030 del año 2006

C. Perfil de suelo (S)

En la información original de la edificación se muestra que está ubicada en un suelo intermedio es decir un S2

Tabla N° 26: Facto de suelo

Factor de suelo S				
SUELO ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0.8	1.00	1.05	1.1
Z3	0.8	1.00	1.2	1.2
Z2	0.8	1.00	1.2	1.4
Z1	0.8	1.00	1.6	2

Fuente: (MVCS, 2018)

Como tenemos que la zona con la normativa de diseño fue de Z4 y es un suelo intermedio, el valor de S2 será 1.05 según la norma 2018.

D. Periodo fundamental.

Para el cálculo del periodo fundamental del edificio se encontró en función de la segunda ecuación presentada en el punto 4.5.4 de la norma E.030 del año 2018, se tiene que tener presente que cuando no se considera la rigidez de los elementos estructurales el periodo deberá tomar como el 0.85 del periodo obtenido según la ecuación. se presenta los resultados.

Tabla N° 27: Periodo fundamental en la dirección X

PISO	Vi tonf	Pi tonf	fi tonf	di (CM) m	Pi x di ² seg	fi x di
Piso 8	62.205	176.480	62.205	0.056	0.548	3.468
Piso 7	124.243	200.943	62.038	0.049	0.473	3.009
Piso 6	177.492	200.943	53.249	0.041	0.341	2.193
Piso 5	221.949	200.943	44.458	0.033	0.223	1.480
Piso 4	257.617	200.943	35.668	0.025	0.126	0.894
Piso 3	284.495	200.943	26.878	0.017	0.057	0.454
Piso 2	302.583	200.943	18.088	0.009	0.017	0.169
Piso 1	311.946	202.371	9.363	0.003	0.002	0.030
				Σ	1.78760	11.69582

Fuente: Elaboración propia

$$T_x = 0.784 \text{ seg} \quad 0.85 T_x = 0.667 \text{ seg}$$

Tabla N° 28: Periodo fundamental en la dirección Y

PISO	Vi tonf	Pi tonf	fi tonf	di (CM) m	Pi x di ² seg	fi x di
Piso 8	62.202	176.480	62.202	0.018	0.060	1.150
Piso 7	124.235	200.943	62.034	0.017	0.056	1.036
Piso 6	177.480	200.943	53.245	0.015	0.044	0.785
Piso 5	221.934	200.943	44.454	0.012	0.031	0.552
Piso 4	257.599	200.943	35.665	0.010	0.019	0.349
Piso 3	284.474	200.943	26.876	0.007	0.010	0.189
Piso 2	302.561	200.943	18.087	0.004	0.004	0.077
Piso 1	311.924	202.371	27.449	0.002	0.001	0.045
Fuente: Elaboración propia				Σ	0.22438	4.18302

$$T_y = 0.465 \text{ seg} \quad 0.85 T_y = 0.395 \text{ seg}$$

El periodo que se obtiene en TX y TY se multiplica por 0.85 y este será el valor del periodo final, esto debe a que en el análisis no se consideró la rigidez de los elementos no estructurales, obteniendo valores finales de TX=0.667 seg y TY=0.395 seg.

E. Factor de amplificación sísmica (C)

Para poder determinar el factor de amplificación sísmica determinamos cuáles serán los valores del coeficiente de Tp y TL según la norma sismorresistente, como se sabe que la edificación está ubicada en un tipo de suelo intermedio (S2), los valores de los periodos serán los siguientes.

Tabla N° 29: Periodos

Periodos T_p y T_L				
Periodos	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_p (S)	0.3	0.4	0.6	1
T_L (S)	3	2.5	2.0	1.6

Fuente: (MVCS, 2018)

Donde:

T_p : Periodo que define la plataforma del factor C

T_L : Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamientos constante.

Para cada dirección de análisis se encontrará un valor C, este valor depende del periodo fundamental de la estructura ya determinada anteriormente, el valor de C incide en un incremento de la aceleración en la estructura respecto de la aceleración del suelo.

$$T_P = 0.60; T_L = 2.00$$

$$T_X = 0.667 \text{ seg}; T_Y = 0.395 \text{ seg}$$

Ecuación N° 9: Factor de amplificación sísmica E.030 2018

$$C_X = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); T_p < T_X < T_L$$

$$C_x = 2.5 \left(\frac{0.60}{0.667} \right)$$

$$C_x = 2.25$$

$$C_y = 2.5; T < T_p$$

$$C_y = 2.5$$

Se tiene un periodo de T_X de 0.667 seg y se puede ver que este valor es mayor que T_p y menor que T_L , aplicando las ecuaciones de la norma encontramos que el valor de

$C_x = 2.25$. En la dirección Y se tiene $T_Y = 0.398s$ este valor es menor que T_p , entonces el valor que tomara es $C_y = 2.50$.

F. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

Según esta norma es el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R), se determinará como el producto del coeficiente básico de reducción determinado a partir de la Tabla N° 7 de la norma E030/2018 y de los factores I_a , I_p obtenidos de las Tablas N° 8 y N° 9 de la misma norma, de esta multiplicación se obtiene el coeficiente R

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Donde:

R_0 : coeficiente básico de reducción

I_a : Irregularidad estructural en altura

I_p : Irregularidad estructural en planta

G. Irregularidades

La normativa E.030/2018 plantea la evolución de las irregularidades en altura que consta de 8 irregularidades e irregularidad en planta consta de 5 irregularidades, para la muestra en estudio se presenta el siguiente resumen de las irregularidades encontradas en el análisis.

Tabla N°30: Irregularidad estructural

IRREGULARIDAD EN ALTURA	EN X-X	EN Y-Y
Irregularidad de rigidez- Piso blando	1	1
Irregularidad de resistencia-piso débil	1	1
Irregularidad extrema de rigidez	1	1
Irregularidad extrema de resistencia	1	1
Irregularidad de masa o peso	1	1
Irregularidad de geometría vertical	1	1
Discontinuidad en los sistemas resistentes	1	1
Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes	1	1
IRREGULARIDAD PLANTA	EN X-X	EN Y-Y
Irregularidad torsional	0.75	0.75
Irregularidad torsional extrema	0.6	0.6
Esquinas entrantes	1	1
Discontinuidad del diafragma	1	1
Sistemas no paralelos	1	1

Fuente: Elaboración propia

Del análisis se determinó que la edificación presenta irregularidad torsional como también irregularidad torsional extrema, al tener la presencia de estas irregularidades el valor de R será igual a:

$$R = 6 * 1 * 0.6 = 3.6$$

4.2.2.1.2 Cortante basal

Para el cálculo de la fuerza cortante basal se utiliza la misma ecuación que se utilizó con la primera norma, es decir la ecuación es constante en las dos normas, lo que varía son los valores de los parámetros bajo los cuales a sido definida.

Ecuación N° 2: Cortante estática basal

$$v = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

Tabla N°31: Parámetros para fuerza cortante

Parámetros	Dirección X	Dirección Y
Z =	0.45	0.45
U =	1	1
Cx=	2.24	2.50
S =	1.05	1.05
P ton =	1597.09	1597.09
Ro =	6	6
Ia =	1	1
Ip =	0.6	0.6
R =	3.6	3.6
V =	467.951	519.916

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar que las fuerzas cortantes tienen valores iguales a $VX=467.951\text{ton}$ y $VY=519.916\text{ ton}$.

4.2.2.1.3 Distribución de la fuerza sísmica en altura.

Las fuerzas sísmicas horizontales que se presentan según la dirección de análisis se calcularán aplicando la siguiente ecuación:

Ecuación N° 10: Distribución de fuerzas sísmicas en altura E.030 2018

$$F_i = \dot{\alpha} * V$$

$$\dot{\alpha} = \frac{P_i * (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i * (h_j)^k}$$

Donde:

n es el número de pisos del edificio

k es un exponente que se determina según el periodo fundamental:

a) Para T menor o igual a 0,5 segundos: $k = 1,0$.

b) Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T)$

En la dirección x-x:

$$k = (0.67 + 0.5T) \leq 2$$

$$k = 1.082$$

En la dirección y-y:

$$K = 1$$

Remplazando los valores de K encontrados y operando se obtuvo las siguientes fuerzas en altura:

Tabla N° 32: Distribución en altura de la fuerza sísmica Fx

Nivel	Pi (ton)	Hi (m)	Pi*Hi (ton*m)	Vx	á	Fx (ton)
Piso 8	176.480	20.950	4763.793	467.951	0.207	96.755
Piso 7	200.943	18.350	4698.804	467.951	0.204	95.435
Piso 6	200.943	15.750	3982.020	467.951	0.173	80.877
Piso 5	200.943	13.150	3275.070	467.951	0.142	66.518
Piso 4	200.943	10.550	2579.742	467.951	0.112	52.396
Piso 3	200.943	7.950	1898.685	467.951	0.082	38.563
Piso 2	200.943	5.350	1236.256	467.951	0.054	25.109
Piso 1	202.371	2.750	605.457	467.951	0.026	12.297
		Σ	23039.827			

Fuente: Elaboración propia

Fuerzas cortantes en la dirección X en cada piso de la edificación, se aprecia que dicha fuerza se incrementa según se sube de piso, siendo el mayor en el piso 8 con un valor de 96.755 ton.

Tabla N° 33: Distribución en altura de la fuerza sísmica F_y

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SISMICA EN ALTURA EN Y						
Nivel	Pi (ton)	Hi (m)	Pi*Hi (ton*m)	Vy	á	Fy (ton)
Piso 8	176.480	20.95	3697.25	519.92	0.199	103.677
Piso 7	200.943	18.35	3687.30	519.92	0.199	103.398
Piso 6	200.943	15.75	3164.85	519.92	0.171	88.748
Piso 5	200.943	13.15	2642.40	519.92	0.143	74.097
Piso 4	200.943	10.55	2119.94	519.92	0.114	59.447
Piso 3	200.943	7.95	1597.49	519.92	0.086	44.797
Piso 2	200.943	5.35	1075.04	519.92	0.058	30.146
Piso 1	202.371	2.75	556.52	519.92	0.030	15.606
Σ			18540.795			

Fuente: Elaboración propia

Fuerzas cortantes en la dirección Y en cada piso de la edificación, se aprecia que dicha fuerza se incrementa según se sube de piso, siendo el mayor en el piso 8 con un valor de 103.677 ton.

4.2.2.1.4 Derivas de entrepiso.

Las derivas que se obtienen del programa Etabs serán multiplicadas por el valor de $0.85 \cdot R$ en el caso de tener estructuras irregulares, estos valores no deben sobrepasar el límite establecido para estructuras de concreto armado que es de 0.007 (MVCS, 2018).

Tabla N° 34: Derivas de entre piso en la dirección X

DERIVAS GENERADAS POR SISMO EN LA DIRECCIÓN X				
Piso	δ max	$0.85 \cdot R \cdot \delta$	Límite	Estado
Piso 8	0.0040	0.012	0.007	no cumple
Piso 7	0.0045	0.014	0.007	no cumple
Piso 6	0.0048	0.015	0.007	no cumple
Piso 5	0.0050	0.0154	0.007	no cumple
Piso 4	0.0050	0.015	0.007	no cumple
Piso 3	0.0046	0.014	0.007	no cumple
Piso 2	0.0038	0.011	0.007	no cumple
Piso 1	0.0019	0.006	0.007	cumple

Fuente: Elaboración propia

Se presentan las derivas en la dirección X, de la tabla se puede apreciar que en todos los pisos a excepción del primer piso las derivas sobrepasan el valor límite permitido en la norma E.030/2018.

Tabla N° 35: Derivas de entre piso en la dirección Y-Y

DERIVAS GENERADAS POR SISMO EN LA DIRECCIÓN Y				
Piso	δ max	$0.85 \cdot R \cdot \delta$	Límite	Estado
Piso 8	0.0006	0.002	0.007	cumple
Piso 7	0.0007	0.002	0.007	cumple
Piso 6	0.0008	0.003	0.007	cumple
Piso 5	0.0009	0.003	0.007	cumple
Piso 4	0.0010	0.003	0.007	cumple
Piso 3	0.0011	0.003	0.007	cumple
Piso 2	0.0011	0.003	0.007	cumple
Piso 1	0.0007	0.002	0.007	cumple

Fuente: Elaboración propia

Se presentan las derivas en la dirección Y, de la tabla se puede apreciar que a excepción del piso 1, piso 7 y piso 8 se estaría sobrepasando el valor límite permitido.

4.2.2.2. Análisis dinámico

4.2.2.2.1 Espectro de diseño

El espectro de pseudo- aceleración se determina mediante la siguiente ecuación:

Ecuación N° 3: Aceleración espectral

$$Sa = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

$$Sa = K * C$$

Procedemos a calcular el coeficiente designado como K, el cual se obtiene de operar los coeficientes de Z, U, S, R y el resultado debe ser multiplicado por la gravedad, el valor de R será afectado por I_p y I_a ya encontrados anteriormente, de esto se tiene:

$$K = \frac{Z \cdot U \cdot S}{R} * g$$

$$k = \frac{0.4 * 1 * 1.05 * 9.81}{6 * 1 * 06} = 1.288$$

Este valor de K será multiplicado por cada valor de C que se utilizara para calcular el espectro y estos valores se obtienen haciendo uso de las siguientes expresiones:

Ecuación N° 11: Factor de amplificación sísmica E.030 2018

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = \frac{2.5 \cdot (T_p)}{(T)}$$

$$T_p < T < T_L \quad C = \frac{2.5 \cdot (T_p)}{(T)}$$

Después de usar las siguientes expresiones se obtuvo los siguientes valores.

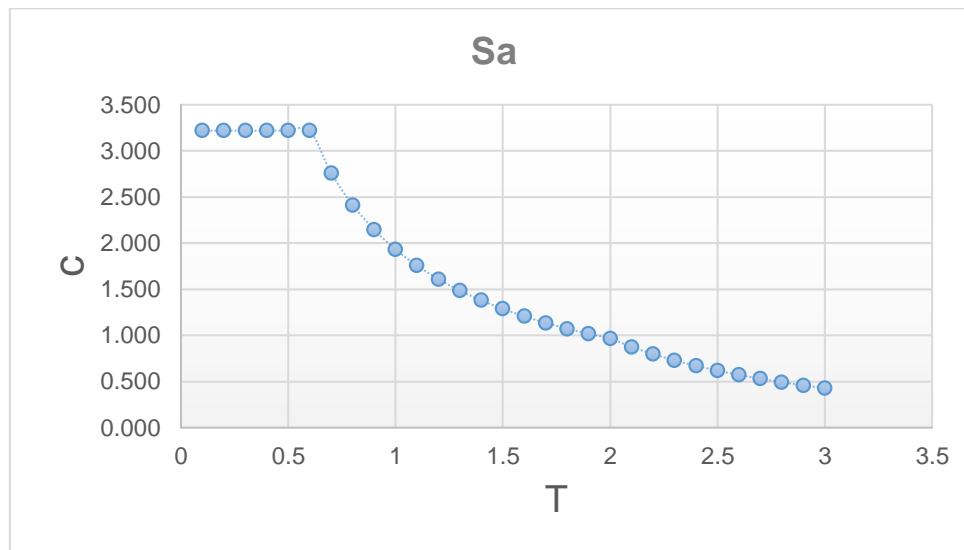
Tabla N°36: Valores para la gráfica de pseudo aceleración

T	C	Sax
0.1	2.5	3.219
0.2	2.5	3.219
0.3	2.5	3.219
0.4	2.5	3.219
0.5	2.5	3.219
0.6	2.5	3.219
0.7	2.14	2.759
0.8	1.88	2.414
0.9	1.67	2.146
1	1.50	1.931
1.1	1.36	1.756
1.2	1.25	1.609
1.3	1.15	1.486
1.4	1.07	1.380
1.5	1.00	1.288
1.6	0.94	1.207
1.7	0.88	1.136
1.8	0.83	1.073
1.9	0.79	1.016
2	0.75	0.966
2.1	0.68	0.876
2.2	0.62	0.798
2.3	0.57	0.730
2.4	0.52	0.671
2.5	0.48	0.618
2.6	0.44	0.571
2.7	0.41	0.530
2.8	0.38	0.493
2.9	0.36	0.459
3	0.33	0.429

Fuente: Elaboración propia

En esta tabla se muestra los valores de T y Sa para realizar la gráfica del espectro de pseudo-aceleración, se consideró valores para T desde 0.1seg hasta 3 seg, dando valores de Sa desde 3.219 hasta 0.429.

Gráfico N° 31: Espectro de pseudo-aceleraciones



Fuente: Elaboración propia

En este gráfico se presenta el espectro de pseudo-aceleración que se usará para las dos direcciones de análisis, debido a que los parámetros que afectan los valores de C y T son iguales para las dos direcciones.

4.2.2.2.2 Cortante basal

La fuerza cortante total en la base que se presenta en el programa ETBAS es el resultado de introducir el espectro de pseudo-aceleración definido anteriormente. De la evaluación se encontró que la cortante basal en las direcciones de análisis X y Y son iguales a:

$$V_{ex} = 210.027 \text{ ton}$$

$$V_{ey} = 298.424 \text{ ton}$$

Donde:

V_{ex} : es la fuerza cortante espectral o dinámica en la dirección x

Vey : es la fuerza cortante espectral o dinámica en la dirección x

4.2.2.2.3 Fuerza cortante mínima en la base.

(MVCS, 2018) refiere que en edificación irregulares se deberá cumplir que la fuerza cortante dinámica no podrá ser menor que el 90% de la fuerza estática.

Tabla N°37: Fuerza cortante mínima en la base

Descripción	VX tonf	VY tonf
Estático (Ves)	467.951	519.916
Dinámico (Vsd)	210.0271	298.4239
0.90 V Estática	421.156	467.925

Fuente: Elaboración propia

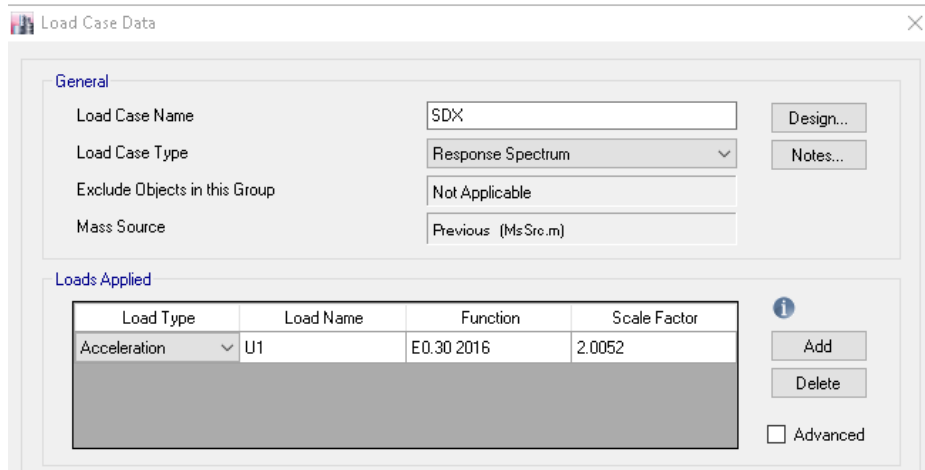
De la tabla se aprecia que no se está cumpliendo con lo establecido, entonces se tiene que incrementar la cortante dinámica para que cumpla con lo mínimo establecido según norma, para esto se realiza la siguiente división donde el resultado será llamado el factor de escala (Fe) , el cual será incluido en Etabs.

$$FeX = \frac{421.156}{210.0271} = 2.005246$$

$$FeY = \frac{467.9246}{298.4239} = 1.5679864$$

Estos son los valores por los cuales se tendría que multiplicar a la cortante dinámica para poder cumplir con lo reglamentado.

Gráfico N° 32: Factor de escala en la dirección X



Load Case Data

General

Load Case Name: SDX [Design...]

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

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc.m)

Loads Applied

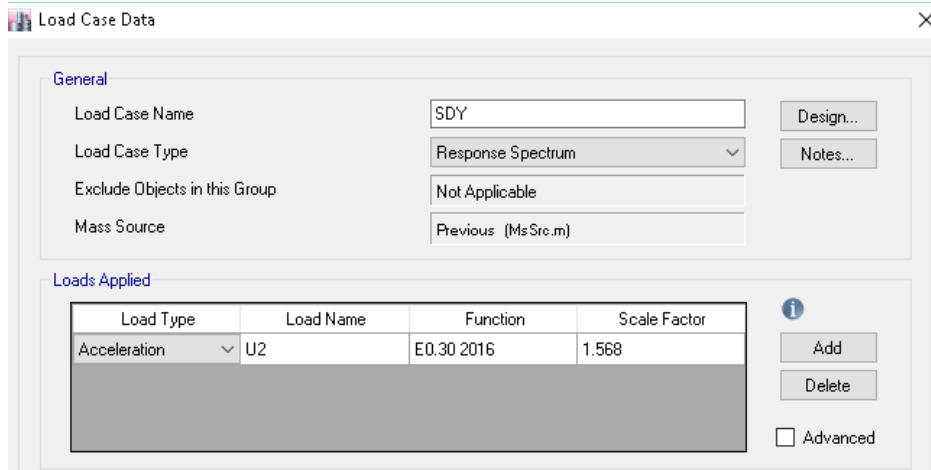
Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	E0.30 2016	2.0052

[Add] [Delete] [Advanced]

Fuente: Elaboración propia

Se muestra la ventana en la que se introdujo el factor de escala en la dirección X en el programa Etabs.

Gráfico N° 33: Factor de escala en la dirección Y



Load Case Data

General

Load Case Name: SDY [Design...]

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

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc.m)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	E0.30 2016	1.568

[Add] [Delete] [Advanced]

Fuente: Elaboración propia

Se muestra la ventana en la que se introdujo el factor de escala en la dirección Y en el programa Etabs.

4.2.2.2.4 Cortantes de entrepiso

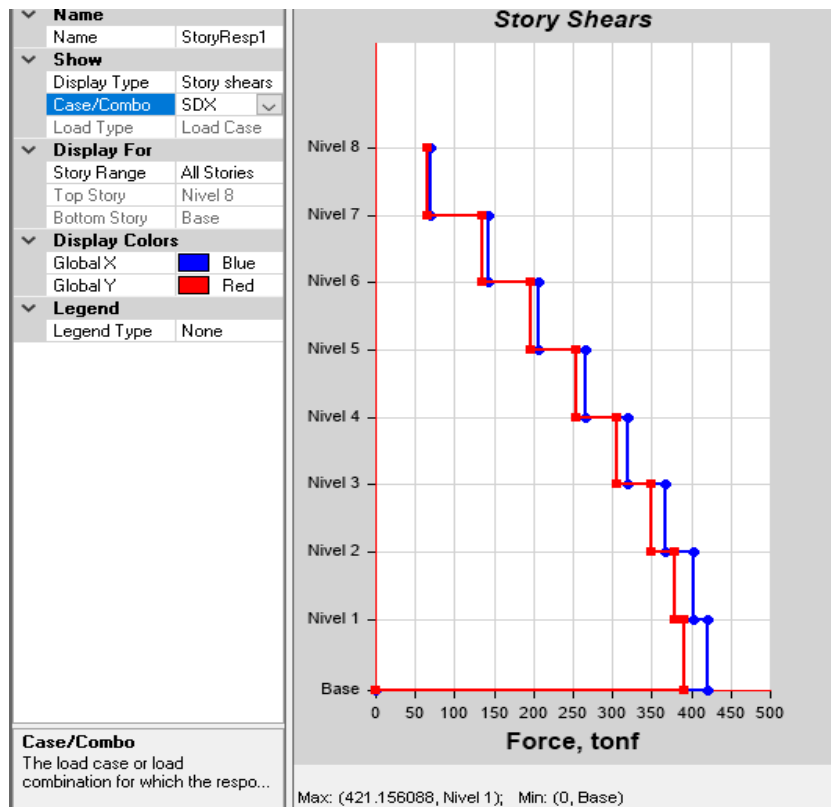
Las cortante de entrepiso se encuentran distribuyendo la cortante basal según la altura de cada entrepiso, los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla.

Tabla N° 38 Cortantes de entrepiso

CORTANTES DE ENTREPISO (ton)		
Piso	Vsd en Y	Vsd en X
Piso 8	69.3621	72.6208
Piso 7	142.3559	160.4862
Piso 6	206.2975	240.1718
Piso 5	265.3074	311.2111
Piso 4	320.1953	371.9269
Piso 3	367.9953	419.6157
Piso 2	403.3342	452.663
Piso 1	421.1561	467.9246

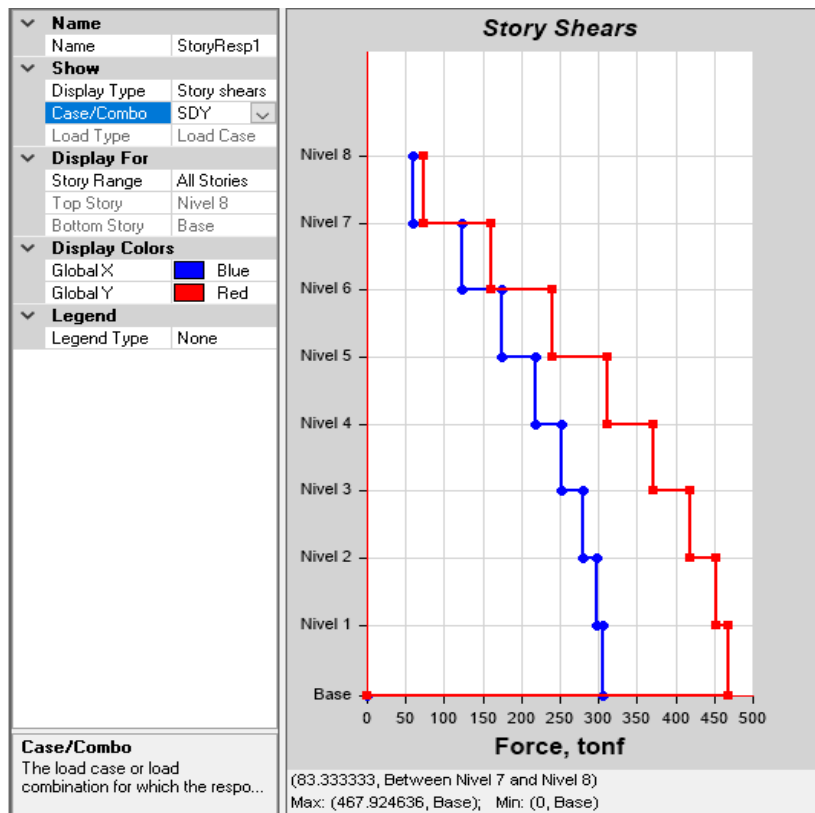
Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 34: Fuerzas cortantes en X-2018



Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 35: Fuerzas cortantes en Y-2018



Fuente: Elaboración propia

4.2.2.2.5 Derivas de entrepiso

Se presentan las derivas dinámicas en cada dirección generadas por las fuerzas amplificadas por los factores encontrados en el punto anterior.

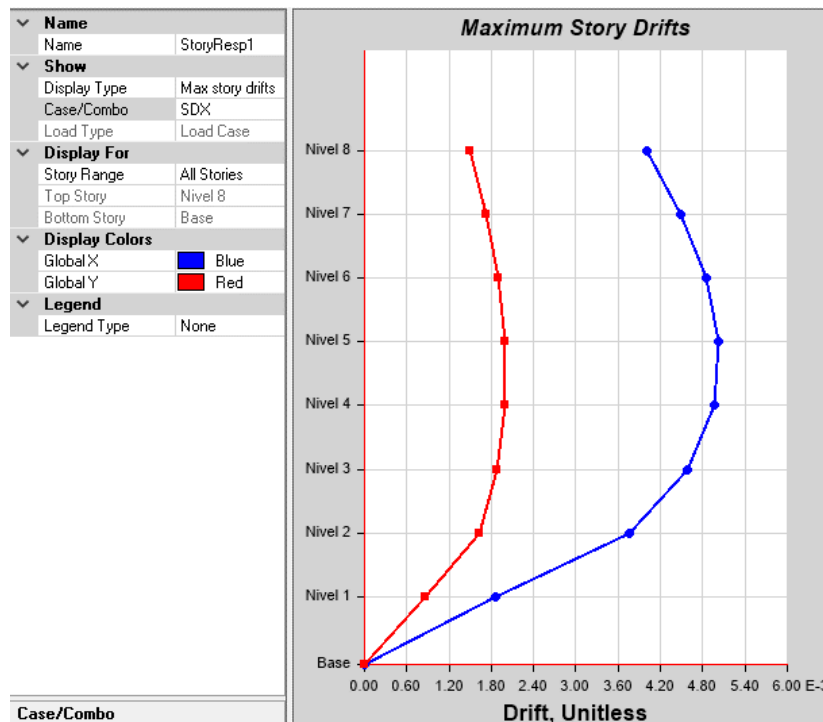
Tabla N° 39: Derivas de entre piso en la dirección X

DERIVAS GENERADAS POR SISMO EN LA DIRECCIÓN X				
Piso	δ max	$0.85 \cdot R \cdot \delta$	Límite	Estado
Piso 8	0.0040	0.012	0.007	no cumple
Piso 7	0.0045	0.014	0.007	no cumple
Piso 6	0.0048	0.015	0.007	no cumple
Piso 5	0.0050	0.015	0.007	no cumple
Piso 4	0.0050	0.015	0.007	no cumple
Piso 3	0.0046	0.014	0.007	no cumple
Piso 2	0.0038	0.011	0.007	no cumple
Piso 1	0.0019	0.006	0.007	cumple

Fuente: Elaboración propia

De la tabla de derivas en la dirección X, se aprecia que solo en el piso 1 estaría por debajo del límite permitido, además se aprecia que en piso 4 al piso 6 los valores son más del doble de lo permitido.

Gráfico N° 36: Derivas dinámicas en la dirección X



Fuente: Elaboración propia

La edificación en la dirección X presentara el mayor valor de deriva en el piso 5 como se aprecia en la gráfica, este tendrá un valor de 0.005017 que al multiplicarlos por el R será igual a 0.0154.

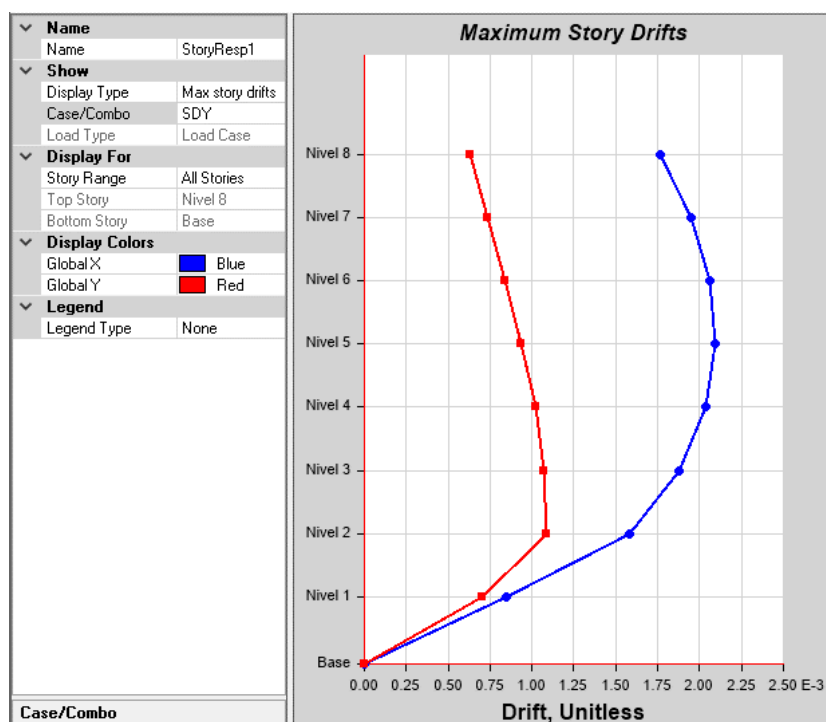
Tabla N° 40: Derivas de entre piso en la dirección Y

DERIVAS GENERADAS POR SISMO EN LA DIRECCIÓN Y				
Piso	Δ max	$0.85 \cdot R \cdot \delta$	Límite	Estado
Piso 8	0.0006	0.002	0.007	cumple
Piso 7	0.0007	0.002	0.007	cumple
Piso 6	0.0008	0.003	0.007	cumple
Piso 5	0.0009	0.003	0.007	cumple
Piso 4	0.0010	0.003	0.007	cumple
Piso 3	0.0011	0.003	0.007	cumple
Piso 2	0.0011	0.003	0.007	cumple
Piso 1	0.0007	0.002	0.007	cumple

Fuente: Elaboración propia

De la tabla de derivas en la dirección X, se aprecia que en todos los pisos se está cumpliendo el límite permitido.

Gráfico N° 37: Derivas dinámicas en la dirección Y



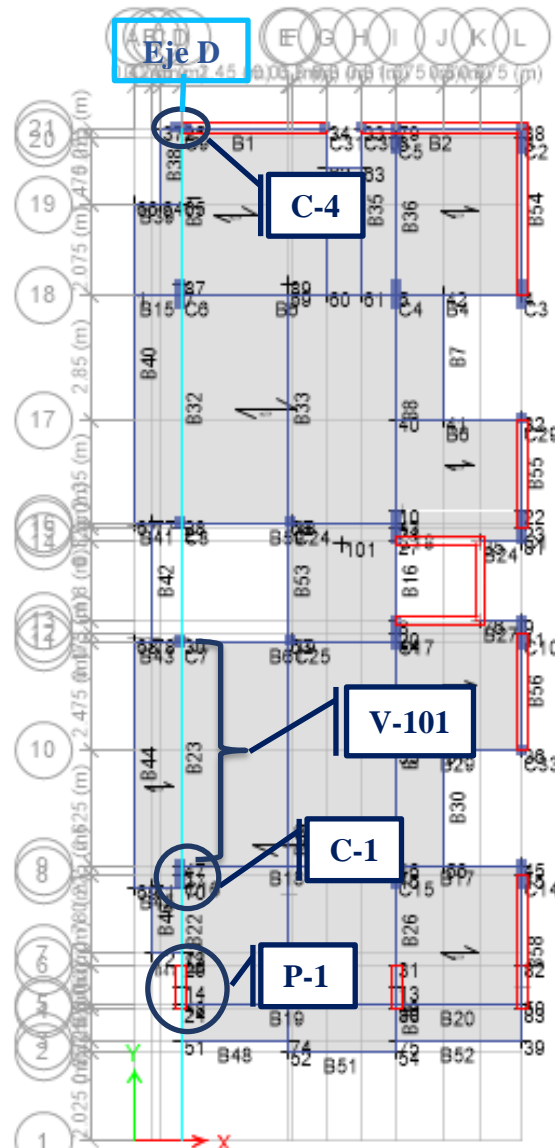
Fuente: Elaboración propia

La edificación en la dirección Y presentará el mayor valor de deriva en el piso 2 como se aprecia en la gráfica, este tendrá un valor de 0.001087 que al multiplicarlos por el R será igual a 0.0033.

4.2.2.2.6 Esfuerzos internos

Para evaluar las fuerzas internas en elementos sismorresistentes se tomará el eje D-D, debido que en este eje no se tiene suficiente rigidez y por ende presentara mayores desplazamientos.

Gráfico N° 38: Elementos estructurales de evaluación



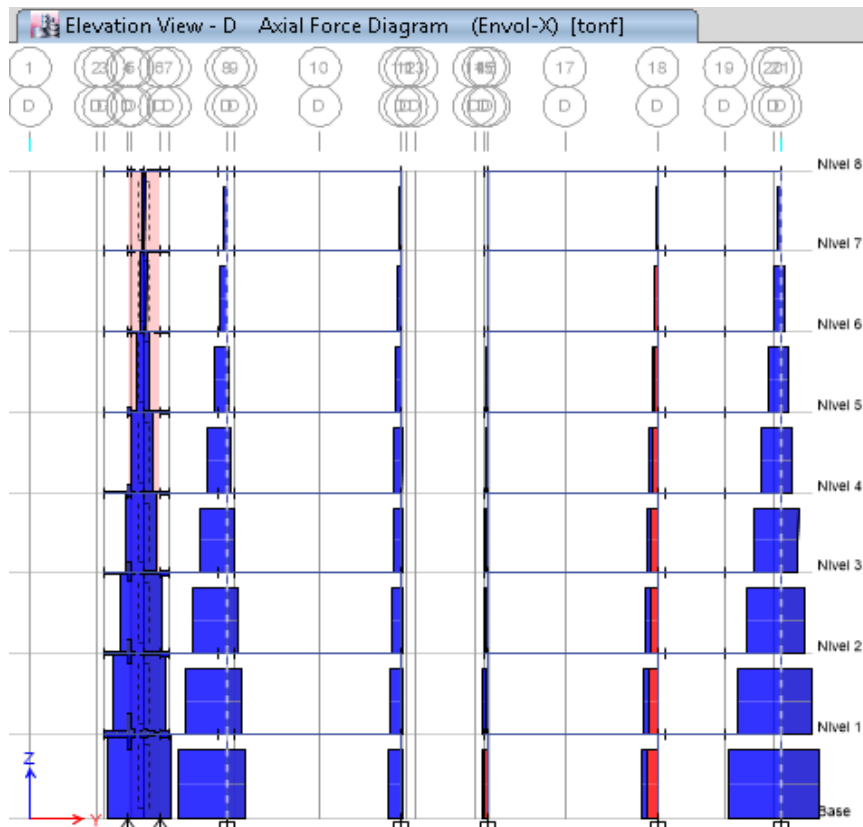
Fuente: Elaboración propia

Los elementos con los que trabajaremos del eje D son la placa P-1 que está en la intersección de este eje con el eje 4 al eje 6, la columna C-1 y columna C-4 que están en la intersección con el eje 8 y eje 18 respectivamente y la viga V-101 que se encuentra en la intersección de este eje 8 al eje 11.

A. Fuerza axial

De la evaluación en Etabs se encontró que las mayores fuerzas axiales se obtienen con la envolvente en X y de esta extrajimos los datos necesarios.

Gráfico N° 39: Fuerzas axiales en placa y columnas



Fuente: Elaboración propia

De igual manera que en norma evaluada anteriormente las fuerzas axiales extraídas en cada piso son los elementos que aparecen con líneas punteadas en su eje

Tabla N°41: Fuerzas axiales en cada piso de placa y columnas

FUERZAS AXIALES (ton) EN CADA PISO			
Piso	Placa P-1	Columna C-1	Columna C-4
Piso 8	61.525	123.277	93.193
Piso 7	171.352	306.161	263.265
Piso 6	320.506	526.704	471.384
Piso 5	502.912	778.396	728.970
Piso 4	713.979	1054.141	1026.243
Piso 3	949.765	1347.809	1353.222
Piso 2	1189.956	1636.556	1705.089
Piso 1	1430.251	1913.031	2056.764

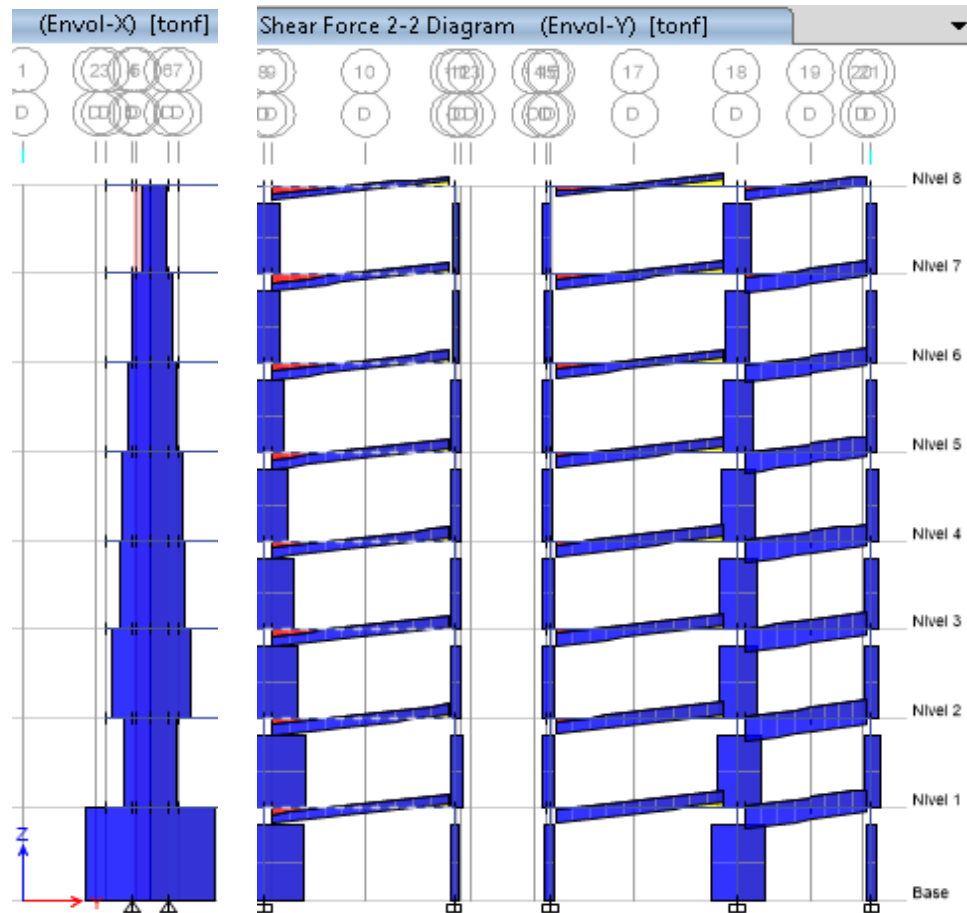
Fuente: Elaboración propia

En la gráfica y tabla presentadas se ve la variación de las fuerzas axiales de los elementos en estudio en cada piso de la edificación, además se aprecia que en los elementos estudiados a medida que se sube de número estas fuerzas se van reduciendo.

B. Fuerza cortante

Las fuerzas cortantes que se consideraron para la placa fueron las que arrojó la envolvente en X debido a que en esta dirección se tiene los mayores valores. Para la viga V-101 se seleccionaron las cortantes en 2-2 con la envolvente en Y debido a que en esta dirección está ubicada dicha viga.

Gráfico N° 40: Fuerzas cortantes en placa y viga



Fuente: Elaboración propia

a) Cortantes en placa

b) Cortantes en viga

Las fuerzas cortantes de la placa P-1 extraídas de para la evaluación es de la gráfica (a) y las cortantes para la viga V-101 es de la gráfica (b).

Tabla N°42: Fuerzas cortantes de placa P-1

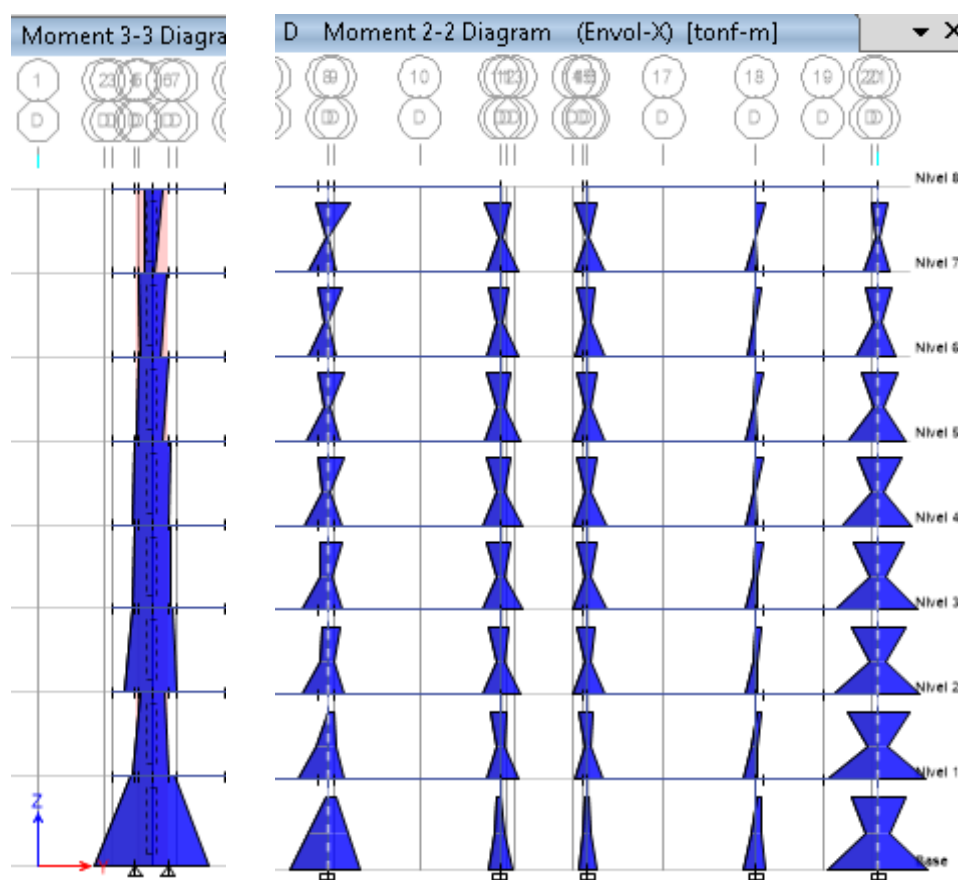
FUERZAS CORTANTES (ton)		
Piso	Placa P-1	Viga V-101
Piso 8	74.184	20.507
Piso 7	105.908	23.805
Piso 6	124.141	24.359
Piso 5	150.210	24.969
Piso 4	157.757	25.433
Piso 3	192.784	25.573
Piso 2	126.660	25.543
Piso 1	302.043	24.037

Fuente: Elaboración propia

Las fuerzas cortantes que presenta la placa P-1 varían de tal modo que es mayor en el piso 1 con un valor de 302.043 ton, en el piso 2 disminuye a 126.660 ton y a partir del piso 3 disminuye en cada piso hasta llegar a un valor de 74.184 ton en el piso 8. En la viga V-101 las fuerzas cortantes son diferentes en cada piso del edificio.

C. Momento flector.

Gráfico N° 41: Diagrama de momentos flectores en la dirección X



Fuente: Elaboración propia

a) Momento en placa

b) Momentos en columnas

El momento flector que se extrajo para la placa (a) es el momento M3 dado que genera los máximos momento con la envolvente en la dirección X, mientras que para las columnas es el momento M2 (b) debido a que en sus ejes locales el eje 2 es perpendicular a eje global X.

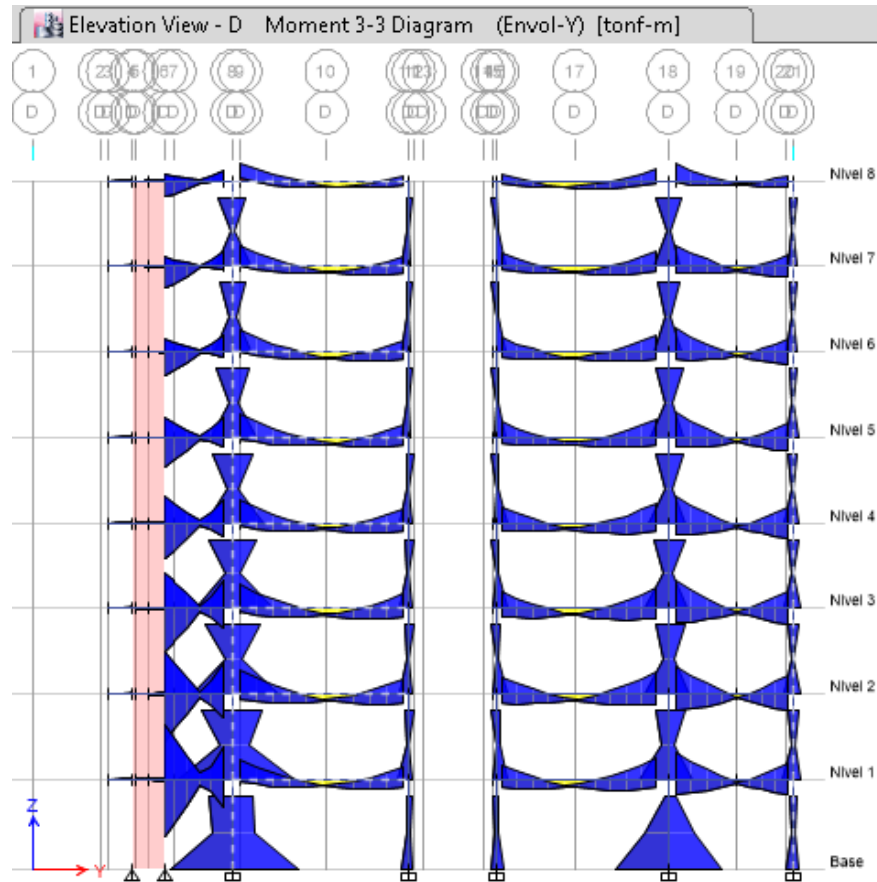
Tabla N°43: Momentos flectores en la dirección X

MOMENTOS FLECTORES (ton-m)			
Piso	Placa P-1	Columna C-1 en X	Columna C-4 en X
Piso 8	125.444	17.806	12.005
Piso 7	162.813	15.026	17.010
Piso 6	177.918	17.649	23.660
Piso 5	204.222	19.078	28.646
Piso 4	207.630	20.584	32.894
Piso 3	279.203	20.737	35.443
Piso 2	194.304	23.520	40.280
Piso 1	605.045	29.275	40.0235

Fuente: Elaboración propia

Los momentos flectores obtenidos para cada elemento en la dirección X, presentan los mayores valores en el piso 1 y disminuye hasta llegar al piso 8 donde se tiene un pequeño incremento a comparación del piso 7.

Gráfico N° 42: Diagrama de momentos flectores en la dirección Y



Fuente: Elaboración propia

Los momentos flectores mayores en valor absoluto que se extrajeron para las columnas es del momento M3 debido a que en las columnas el eje local 3 es perpendicular a eje global Y, para la viga V-101 el momento que se extrajo es en la dirección Y debido a que en este lado está ubicado su longitud en el plano y es necesario extraer el momento positivo (M+) y momento negativo (M-) de M3.

Tabla N°44: Momentos flectores en la dirección Y

MOMENTOS FLECTORES (ton-m) EN Y				
Piso	Columna C-1	Columna C-4	Viga V-101 M+	Viga V-101 M-
Piso 8	27.656	8.335	10.771	28.076
Piso 7	29.319	9.209	13.186	32.697
Piso 6	37.277	10.571	14.010	34.059
Piso 5	47.233	11.877	14.967	35.513
Piso 4	61.615	13.188	15.797	36.520
Piso 3	69.729	13.919	16.360	36.515
Piso 2	97.473	15.388	16.429	36.326
Piso 1	102.134	11.6885	15.630	31.165

Fuente: Elaboración propia

Los momentos flectores obtenidos para las columnas en la dirección Y, presentan los mayores valores en el piso 1 y disminuye hasta llegar al piso 8. Mientras que en las columnas varían en cada piso.

CAPÍTULO 5. RESULTADOS.

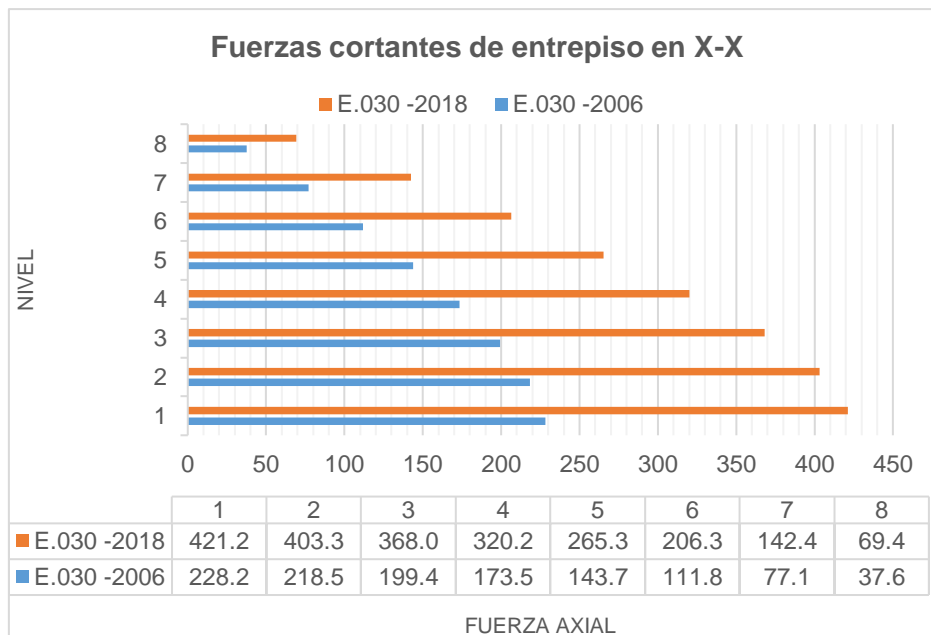
5.1. Fuerzas cortantes de entrepiso

Tabla N° 45: Variación de fuerzas cortante de entrepiso en la dirección X

VARIACIÓN DE FUERZAS CORTANTES (ton) DE ENTREPISO EN X				
Nivel	E.030 - 2006	E.030 - 2018	Variación	% (V/E.2006)
Piso 8	37.578	69.3621	31.784	85%
Piso 7	77.124	142.356	65.232	85%
Piso 6	111.766	206.298	94.532	85%
Piso 5	143.735	265.307	121.572	85%
Piso 4	173.472	320.195	146.724	85%
Piso 3	199.368	367.995	168.627	85%
Piso 2	218.514	403.334	184.821	85%
Piso 1	228.169	421.156	192.987	85%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 43: Fuerzas cortantes de entrepiso en la dirección X



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 43 se aprecia que las fuerzas cortantes generadas debido al sismo en la dirección X, con la norma E.030/2018 serán mayores en un 85% a las fuerzas obtenidas por la norma E.030/2006. En el Gráfico N° 34 se evidencia que las fuerzas cortantes

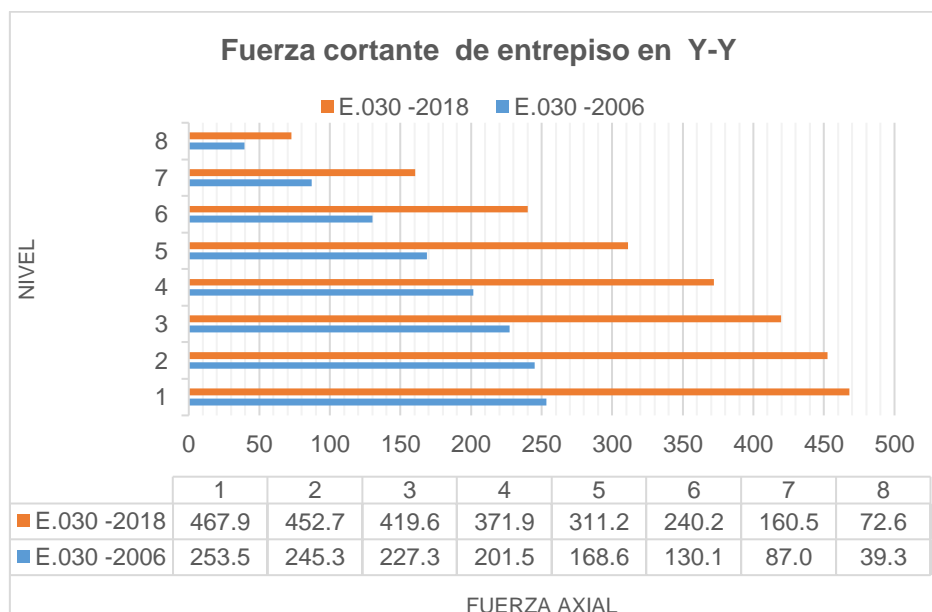
obtenidas con la norma E.030/2018, presentan mayores valores a los obtenidos con la norma E.030/2006 en todos los pisos de la edificación. Esta diferencia se debe que con los parámetros de la última norma mencionada no se presenta irregularidad, mientras que con los parámetros de la norma E030 2018 se presenta irregularidades extremas, reduciendo el factor R de un valor de 6 a 3.6 lo cual incremento las fuerzas cortantes.

Tabla N° 46: Variación de fuerzas cortante de entrepiso en la dirección Y

VARIACIÓN DE FUERZAS CORTANTES (ton) DE ENTREPISO EN Y-Y				
Piso	E.030 - 2006	E.030 - 2018	Variación	% (V/E.2006)
Piso 8	39.346	72.6208	33.275	85%
Piso 7	86.951	160.486	73.535	85%
Piso 6	130.125	240.172	110.047	85%
Piso 5	168.614	311.211	142.597	85%
Piso 4	201.510	371.927	170.417	85%
Piso 3	227.347	419.616	192.268	85%
Piso 2	245.252	452.663	207.411	85%
Piso 1	253.521	467.925	214.404	85%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 44: Fuerzas cortantes de entrepiso en la dirección Y



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 44 se aprecia que las fuerzas cortantes generadas debido al sismo en la dirección Y, con la norma E.030/2018 serán mayores en un 85% a las fuerzas obtenidas por la norma E.030/2006. En el Gráfico N° 35 se evidencia que las fuerzas cortantes obtenidas con la norma E.030/2018, presentan mayores valores a los obtenidos con la norma E.030/2006 en todos los pisos de la edificación. Esta diferencia se debe que con los parámetros de la última norma mencionada no se presenta irregularidad, mientras que con los parámetros de la norma E030 2018 se presenta irregularidades extremas, reduciendo el factor R de un valor de 6 a 3.6 lo cual incremento las fuerzas cortantes.

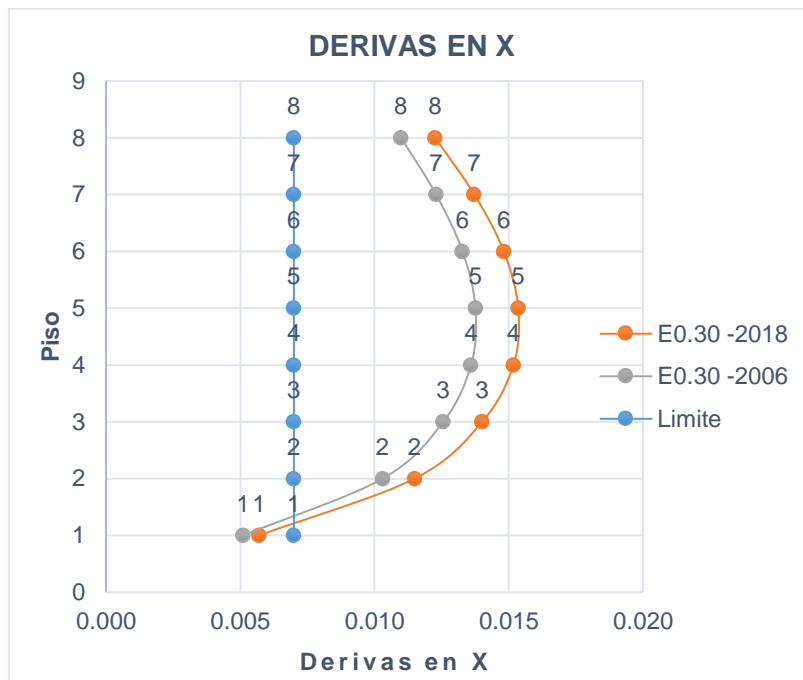
5.2. Derivas de entrepiso

Tabla N° 47: Variación de derivas de entrepiso en X

VARIACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN X						
Piso	E0.30 - 2006	E0.30 - 2018	Límite	Variación	%(V/L)	% (V/E.2006)
Piso 8	0.011	0.012	0.007	0.001	18%	12%
Piso 7	0.012	0.014	0.007	0.001	20%	12%
Piso 6	0.013	0.015	0.007	0.002	22%	12%
Piso 5	0.014	0.0154	0.007	0.002	23%	12%
Piso 4	0.014	0.015	0.007	0.002	23%	12%
Piso 3	0.013	0.014	0.007	0.001	21%	12%
Piso 2	0.010	0.011	0.007	0.001	17%	12%
Piso 1	0.005	0.006	0.007	0.001	8%	12%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 45: Derivas de nivel y su límite X



Fuente: Elaboración propia

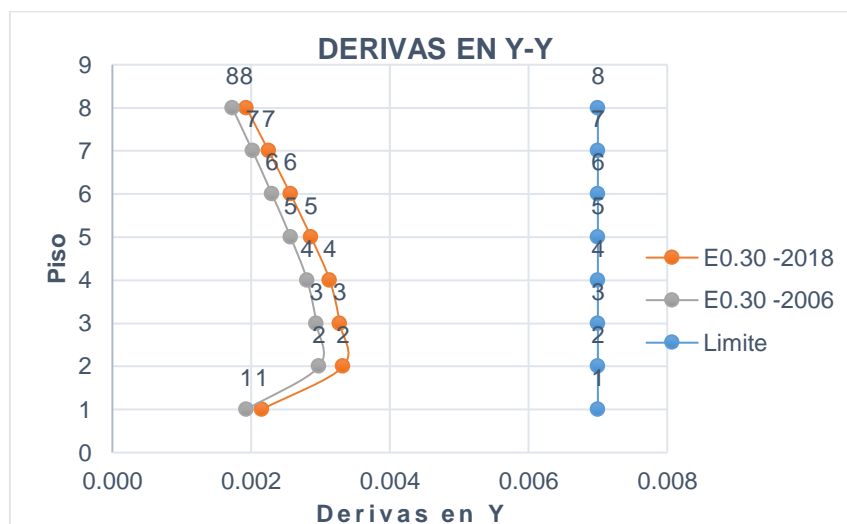
En la Tabla N° 45 se visualiza que las derivas en la dirección X, con la norma E.030/2018 se tendrán valores mayores en un 12% con respecto a la norma E.030/2006, además se observa que solo la variación es mayor al límite permitido. De la Gráfico N° 36 se pudo observar que las curvas generadas con las derivas de cada piso y con cada una de las normas en estudio, están superando el límite de 0.007 establecido para estructuras de concreto armado. Esto se debe que las fuerzas que generaron los desplazamientos se incrementaron debido a la variación parámetros ya estudiados.

Tabla N° 48: Derivas de nivel y su variación en Y

VARIACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO EN LA DIRECCIÓN Y						
Nivel	E0.30 - 2006	E0.30 - 2018	Límite	Variación	%(V/L)	% (V/E.2006)
Piso 8	0.002	0.002	0.007	0.001	3%	12%
Piso 7	0.002	0.002	0.007	0.001	3%	12%
Piso 6	0.002	0.003	0.007	0.002	4%	12%
Piso 5	0.003	0.003	0.007	0.002	4%	12%
Piso 4	0.003	0.003	0.007	0.002	5%	12%
Piso 3	0.003	0.003	0.007	0.002	5%	12%
Piso 2	0.003	0.003	0.007	0.002	5%	12%
Piso 1	0.002	0.002	0.007	0.001	3%	12%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 46: Derivas de nivel y su límite Y



Fuente: Elaboración propia

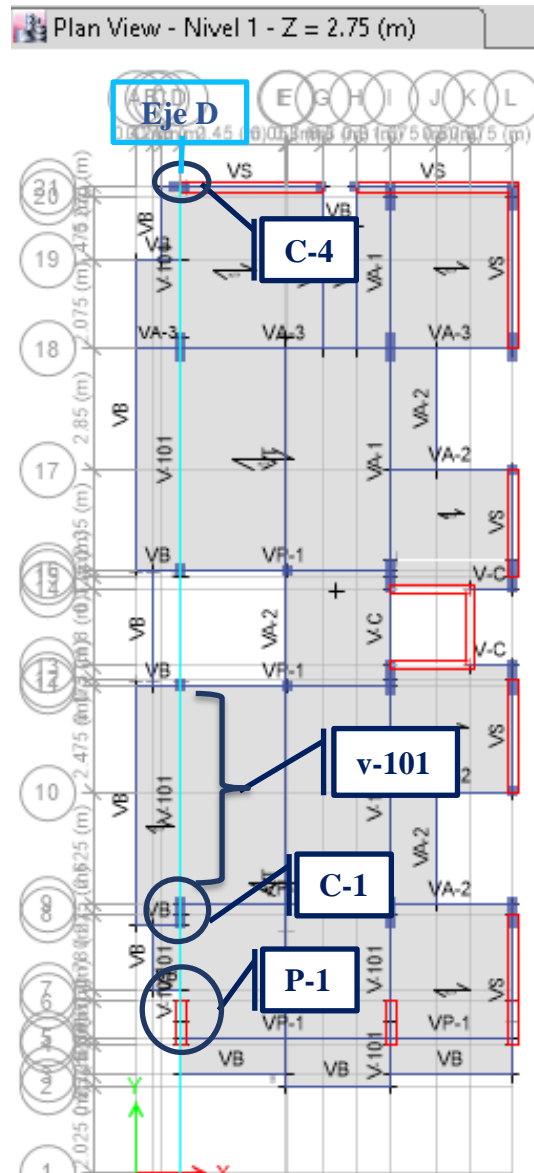
En la Tabla N° 46 se visualiza que las derivas en la dirección Y, con la norma E.030/2018 tendrán valores mayores de un 12% con respecto a la norma E.030/2006, además se observa que la variación es menor al límite permitido. De la Gráfico N° 37 se puede observar que las curvas generadas con las derivas de cada piso y con cada una de las normas en estudio, están por debajo del límite de 0.007 establecido para estructuras de concreto armado. En esta dirección se cuenta con una mayor cantidad de

muros portantes, lo que permite controlar mejor los desplazamientos y con ello las derivas.

5.3. Fuerzas internas en los elementos estructurales.

Para la evaluación de las fuerzas dentro de los elementos estructurales se eligió el eje D, debido a que en este eje no tiene una adecuada rigidez y presenta los mayores desplazamientos. De los elementos que hay en este eje estudiaremos la placa P-1, columnas C-1 debido a que su mayor longitud está en Y, C-4 porque su mayor longitud está en X y la viga v-101 ubicada entre en eje 9 y eje 14.

Gráfico N° 47: Elementos estructurales en estudio



Fuente: Elaboración propia

5.3.1. Fuerzas en placa

Las placas se llevan el mayor porcentaje de la fuerza cortante en la edificación y estas son diseñadas a flexo compresión y cortante, a continuación, se muestran las fuerzas de la placa P-1 generadas por la envolvente, generada a partir de la combinación de cargas de acuerdo a la norma E0.60.

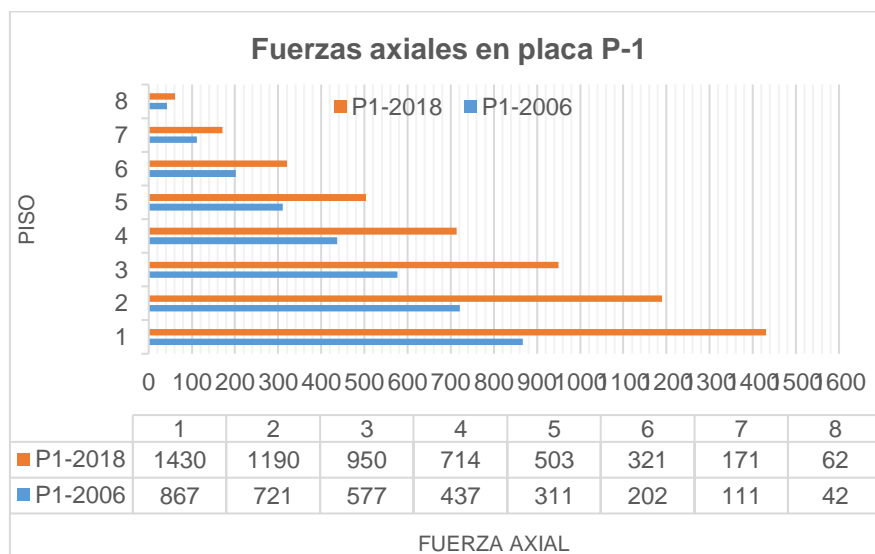
5.3.1.1. Fuerza axial

Tabla N° 49: Variación de fuerzas axiales de la placa P-1

VARIACIÓN DE FUERZAS AXIALES (ton) DE PLACA P-1				
Piso	P1-2006	P1-2018	Variación	%
Piso 8	42.384	61.525	19.141	45%
Piso 7	111.136	171.352	60.216	54%
Piso 6	201.717	320.506	118.789	59%
Piso 5	310.898	502.912	192.014	62%
Piso 4	436.526	713.979	277.453	64%
Piso 3	576.730	949.765	373.035	65%
Piso 2	720.908	1189.956	469.049	65%
Piso 1	867.020	1430.251	563.231	65%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 48: Fuerzas axiales de la placa P-1



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 47 se visualiza que las fuerzas axiales presentan un incremento en la E0.30 2018 con respecto a la norma E0.30-2006, dicho incremento de fuerzas varía en más del 45 % dependiendo del piso de la edificación. La mayor variación de fuerzas se presenta en el piso 1 con el valor de 65% y conforme se sube de piso esta fuerza va decreciendo hasta llegar al 45%. De la Gráfico N° 39 se pudo observar que las fuerzas

axiales decrecen conforme se sube de nivel y se presentan los mayores valores en el primer piso en las dos normas en estudio.

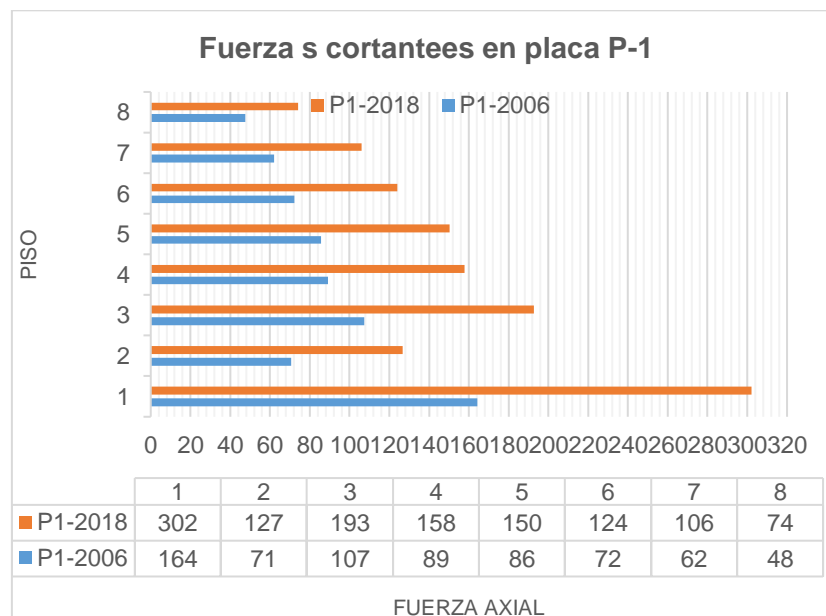
5.3.1.2. Fuerzas cortantes

Tabla N° 50: Variación de fuerzas cortante de la placa P-1

VARIACIÓN DE FUERZAS CORTANTEES (ton) DE PLACA P-1				
Piso	P1-2006	P1-2018	Variación	%
Piso 8	47.672	74.184	26.512	56%
Piso 7	61.991	105.908	43.917	71%
Piso 6	72.256	124.141	51.885	72%
Piso 5	85.765	150.210	64.445	75%
Piso 4	89.261	157.757	68.496	77%
Piso 3	107.458	192.784	85.326	79%
Piso 2	70.645	126.660	56.015	79%
Piso 1	164.223	302.043	137.820	84%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 49: Fuerzas cortante de la placa P-1



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 48 se observa que las fuerzas cortantes presentan un incremento en la E0.30 2018 con respecto a la norma E0.30-2006, dicho incremento de fuerzas varía en

más del 56% dependiendo del piso de la edificación. La mayor variación de fuerzas se presenta en el piso 1 con el valor de 84% y conforme se sube de piso estas fuerzas van decreciendo hasta llegar al 56%. De la Gráfico N° 40 se pudo visualizar la variación de las fuerzas cortantes en cada nivel y que las mayores fuerzas están en el primer piso en las dos normas en estudio.

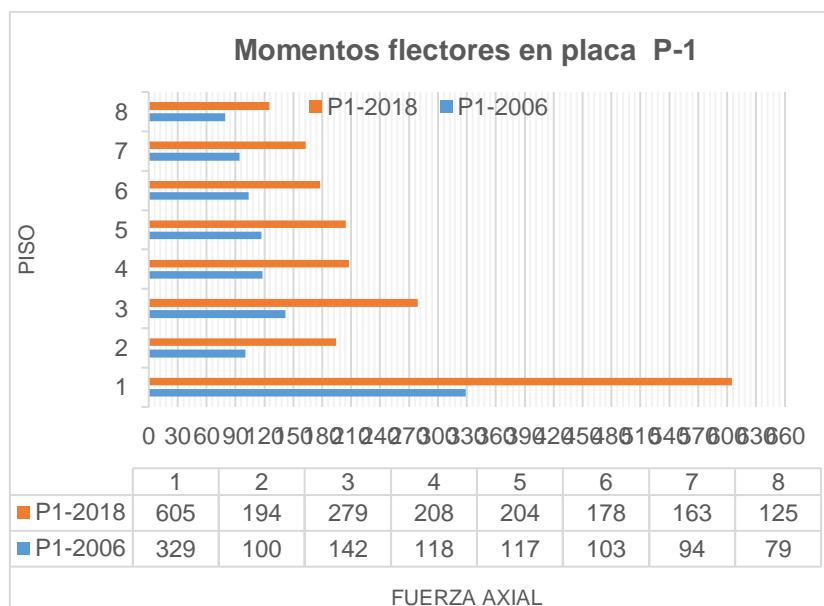
5.3.1.3. Momento flector

Tabla N° 51: Variación de momentos flectores de la placa P-1

VARIACIÓN MOMENTOS FLECTORES (ton-m) DE PLACA P-1				
Piso	P1-2006	P1-2018	Variación	%
Piso 8	79.362	125.444	46.082	58%
Piso 7	94.197	162.813	68.616	73%
Piso 6	103.467	177.918	74.451	72%
Piso 5	116.971	204.222	87.251	75%
Piso 4	118.272	207.630	89.358	76%
Piso 3	141.671	279.203	137.532	97%
Piso 2	100.486	194.304	93.818	93%
Piso 1	328.768	605.045	276.277	84%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 50: Momentos flectores de la placa P-1



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 49 se observa que los momentos flectores presentan un incremento en la norma E0.30 2018 con respecto a la norma E0.30-2006, dicho incremento de momentos varía desde un mínimo del 58% en el piso 8, hasta la mayor variación que se presenta en el piso 3 con el 97%. De la Gráfico N° 41 se puede visualizar la variación de los momentos en cada piso y que los mayores momentos son con la norma E.030/2018.

5.3.2. Fuerzas en columnas

Al tratarse de un sistema estructural de muros portantes las columnas vienen a ser el segundo elemento estructural que soportan el mayor porcentaje de la fuerza cortante en la edificación, estos elementos son diseñadas a flexocompresión y cortante. A continuación, se muestran las fuerzas de las columnas C-1 y columna C-4, generada a partir de la combinación de cargas de acuerdo a la norma E0.60.

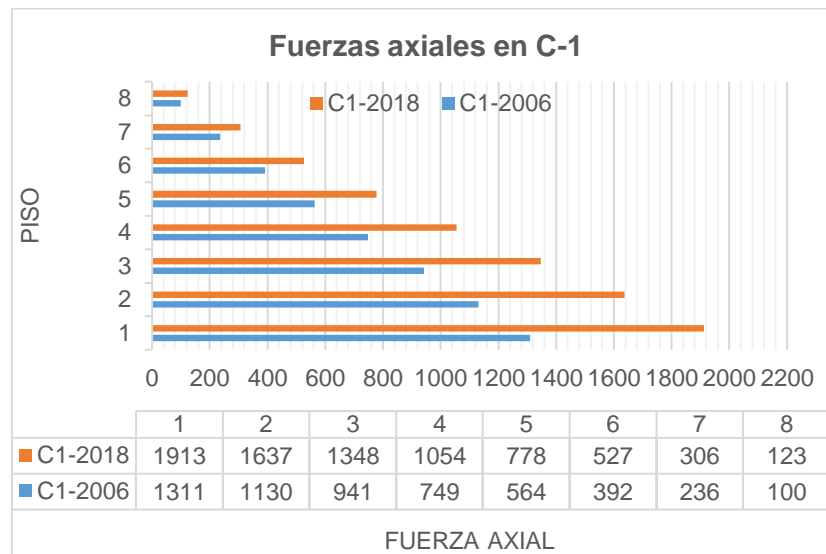
5.3.2.1. Fuerza axial

Tabla N° 52: Variación de fuerzas axiales de la columna C-1

VARIACIÓN FUERZAS AXIALES (ton) DE COLUMNA C-1				
Piso	C1-2006	C1-2018	Variación	%
Piso 8	99.740	123.277	23.537	24%
Piso 7	235.867	306.161	70.294	30%
Piso 6	391.889	526.704	134.815	34%
Piso 5	564.187	778.396	214.209	38%
Piso 4	748.583	1054.141	305.558	41%
Piso 3	941.481	1347.809	406.328	43%
Piso 2	1130.081	1636.556	506.474	45%
Piso 1	1310.629	1913.031	602.403	46%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 51: Fuerzas axiales de la columna C-1



Fuente: Elaboración propia

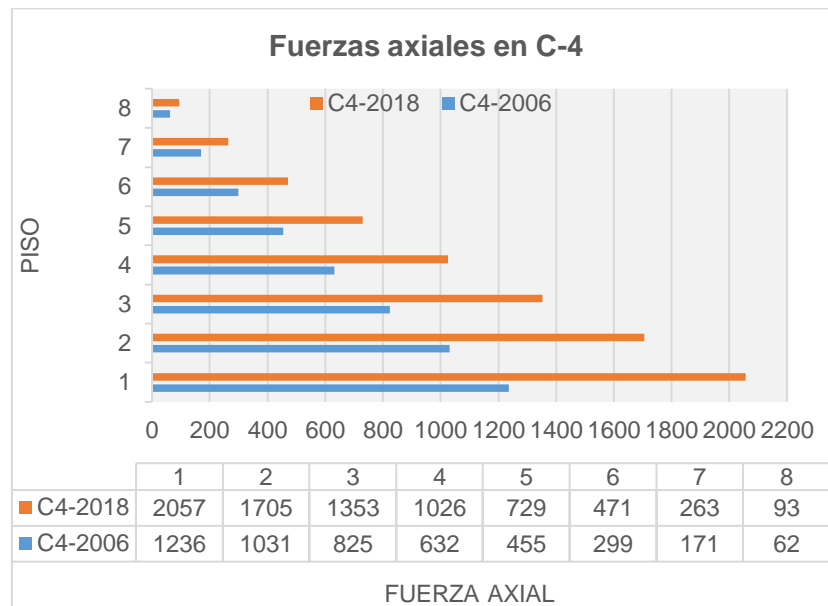
En la Tabla N° 50 se visualiza que las fuerzas axiales de la columna C-1 presentan un incremento en la E0.30 2018 con respecto a la norma E0.30-2006, dicho incremento de fuerzas varía en más del 24% dependiendo del piso de la edificación. La mayor variación de fuerzas se presenta en el piso 1 con el valor de 46% y conforme se sube de piso esta fuerza va decreciendo hasta llegar al 24%. De la Gráfico N° 42 se puede observar que las fuerzas axiales decrecen conforme se sube de nivel y presenta los mayores valores en el primer piso en las dos normas en estudio.

Tabla N° 53: Variación de fuerzas axiales de la columna C-4

VARIACIÓN DE FUERZAS AXIALES (ton) DE COLUMNA C-4				
Piso	C4-2006	C4-2018	Variación	%
Piso 8	61.955	93.193	31.238	50%
Piso 7	170.556	263.265	92.709	54%
Piso 6	299.197	471.384	172.187	58%
Piso 5	454.711	728.970	274.259	60%
Piso 4	631.682	1026.243	394.561	62%
Piso 3	824.698	1353.222	528.524	64%
Piso 2	1031.162	1705.089	673.927	65%
Piso 1	1236.381	2056.764	820.383	66%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 52: Fuerzas axiales de la columna C-4



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 51 se visualiza que las fuerzas axiales de la columna C-4 presentan un incremento en la E.030 2018 con respecto a la norma E0.30-2006, dicho incremento de fuerzas varía en más del 50% dependiendo del piso de la edificación. La mayor variación de fuerzas se presenta en el piso 1 con el valor de 66% y conforme se sube de piso esta fuerza va decreciendo hasta llegar al 50%. De la Gráfico N° 43 se puede observar que las fuerzas axiales decrecen conforme se sube de nivel y presenta los mayores valores en el primer piso en las dos normas en estudio.

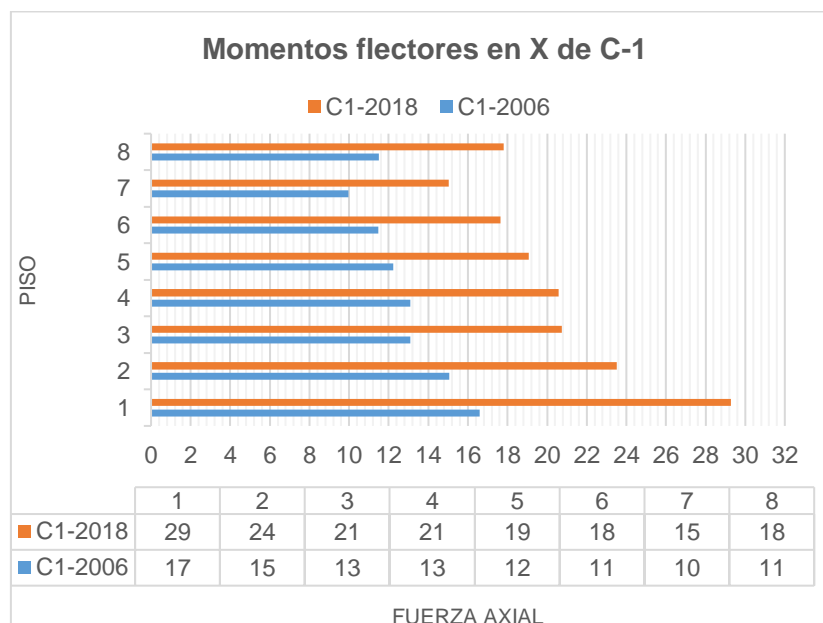
5.3.2.2. Momento flector

Tabla N° 54: Variación de momentos flectores de la columna C-1 en X

VARIACION DE MOMENTOS FLECTORES (ton-m) EN X DE C-1				
Piso	C1-2006	C1-2018	Variación	%
Piso 8	11.492	17.806	6.314	55%
Piso 7	9.973	15.026	5.053	51%
Piso 6	11.465	17.649	6.184	54%
Piso 5	12.230	19.078	6.848	56%
Piso 4	13.089	20.584	7.495	57%
Piso 3	13.096	20.737	7.641	58%
Piso 2	15.062	23.520	8.458	56%
Piso 1	16.585	29.275	12.690	77%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 53: Momentos flectores de la columna C-1 en X



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 52 se observa que los momentos flectores en X de la columna C-1 presentan un incremento en la norma E.030 2018 con respecto a la norma E0.30-2006, dicho incremento de momentos varía desde un mínimo del 51% en el piso 7, hasta la mayor variación que se presenta en el piso 1 con el 77%. De la Gráfico N° 44 se puede

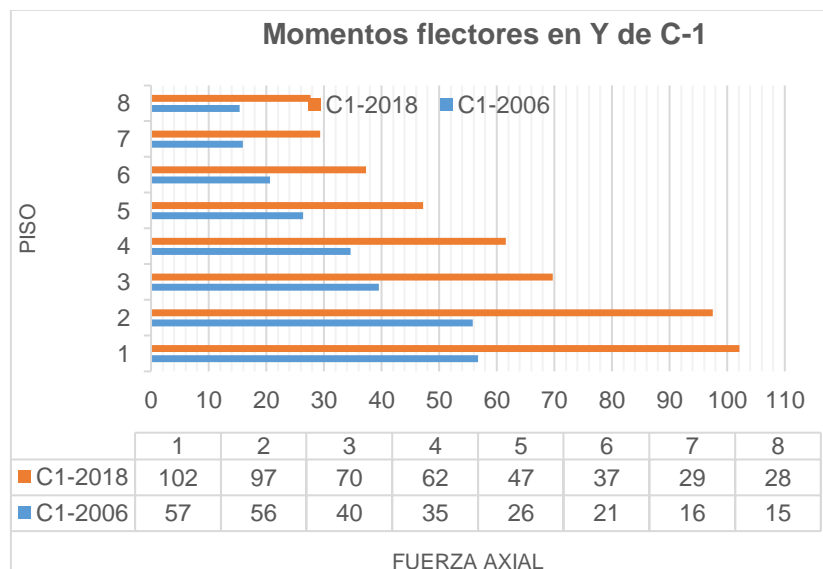
visualizar la variación de los momentos en cada piso y que los mayores momentos son con la norma E.030/2018.

Tabla N° 55: Variación de momentos flectores de la columna C-1 en Y

VARIACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES (ton-m) EN Y DE C-1				
Piso	C1-2006	C1-2018	Variación	%
Piso 8	15.357	27.656	12.300	80%
Piso 7	15.961	29.319	13.358	84%
Piso 6	20.663	37.277	16.614	80%
Piso 5	26.354	47.233	20.880	79%
Piso 4	34.640	61.615	26.975	78%
Piso 3	39.513	69.729	30.216	76%
Piso 2	55.788	97.473	41.685	75%
Piso 1	56.795	102.134	45.339	80%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 54: Momentos flectores de la columna C-1 en Y



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 53 se observa que los momentos flectores en Y de la columna C-1 presentan un incremento en la norma E.030 2018 con respecto a la norma E0.30-2006, dicho incremento de momentos varía desde un mínimo del 75% en el piso 2, hasta la mayor variación que se presenta en el piso7 con el 84%. De la Gráfico N° 45 se puede

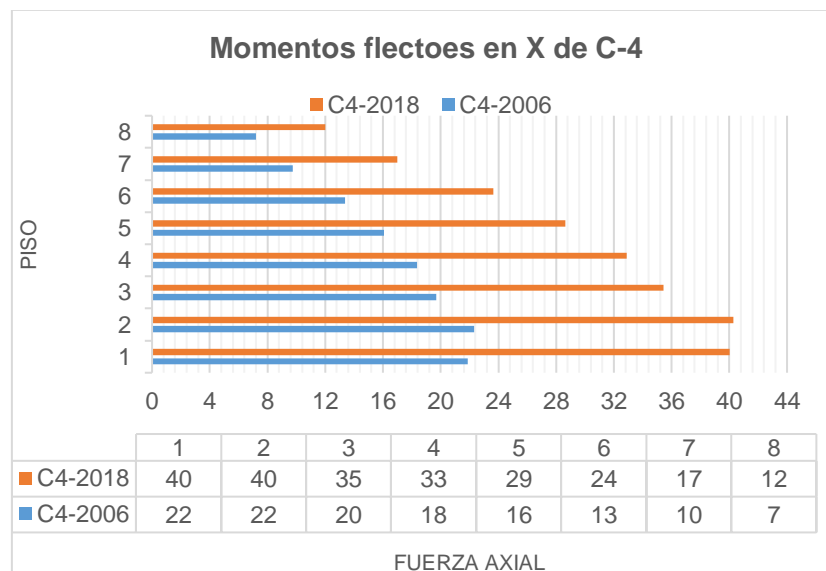
visualizar la variación de los momentos en cada piso y que los mayores momentos son con la norma E.030/2018.

Tabla N° 56: Variación de momentos flectores de la columna C-4 en X

VARIACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES (ton-m) EN X DE C-4				
Piso	C4-2006	C4-2018	Variación	%
Piso 8	7.184	12.005	4.821	67%
Piso 7	9.753	17.010	7.257	74%
Piso 6	13.379	23.660	10.281	77%
Piso 5	16.060	28.646	12.586	78%
Piso 4	18.350	32.894	14.544	79%
Piso 3	19.703	35.443	15.740	80%
Piso 2	22.322	40.280	17.958	80%
Piso 1	21.880	40.024	18.143	83%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 55: Momentos flectores de la columna C-4 en X



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 54 se observa que los momentos flectores en X de la columna C-4 presentan un incremento en la norma E.030 2018 con respecto a la norma E0.30-2006, dicho incremento de momentos varía desde un mínimo del 67% en el piso 8, hasta la mayor variación que se presenta en el piso 1 con el 83%. De la Gráfico N° 46 se puede

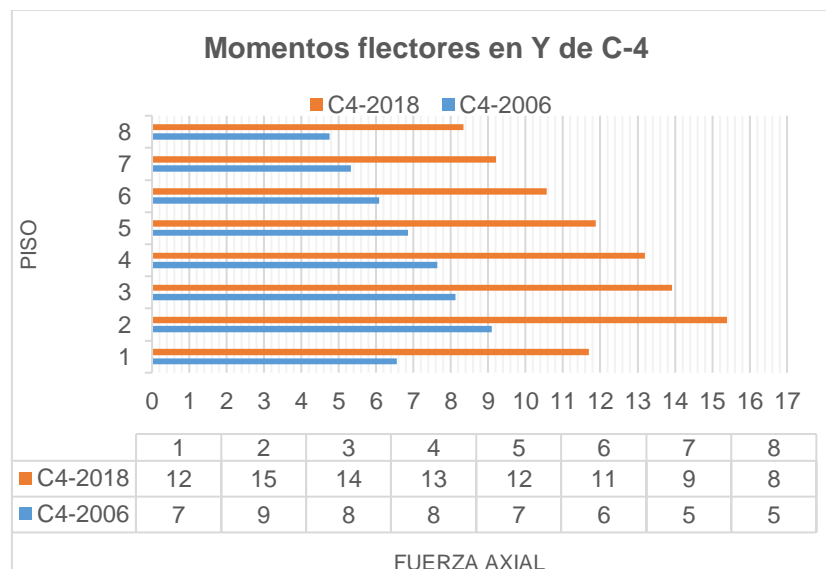
visualizar la variación de los momentos en cada piso y que los mayores momentos son con la norma E.030/2018.

Tabla N° 57: Variación de momentos flectores de la columna C-4 en Y

VARIACIÓN DE MOMENTOS FLECTORES (ton-m) EN Y DE C-4				
Piso	C4-2006	C4-2018	Variación	%
Piso 8	4.749	8.335	3.586	75%
Piso 7	5.323	9.209	3.886	73%
Piso 6	6.086	10.571	4.485	74%
Piso 5	6.853	11.877	5.024	73%
Piso 4	7.638	13.188	5.550	73%
Piso 3	8.122	13.919	5.798	71%
Piso 2	9.101	15.388	6.286	69%
Piso 1	6.554	11.689	5.134	78%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 56: Momento flector de la columna C-4 en Y



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 55 se observa que los momentos flectores en Y de la columna C-1 presentan un incremento en la norma E.030 2018 con respecto a la norma E0.30-2006, dicho incremento de momentos varía desde un mínimo del 69% en el piso 2, hasta la mayor variación que se presenta en el piso1 con el 78%. De la Gráfico N° 47 se puede

visualizar la variación de los momentos en cada piso y que los mayores momentos son con la norma E.030/2018.

5.3.3. Fuerzas en viga

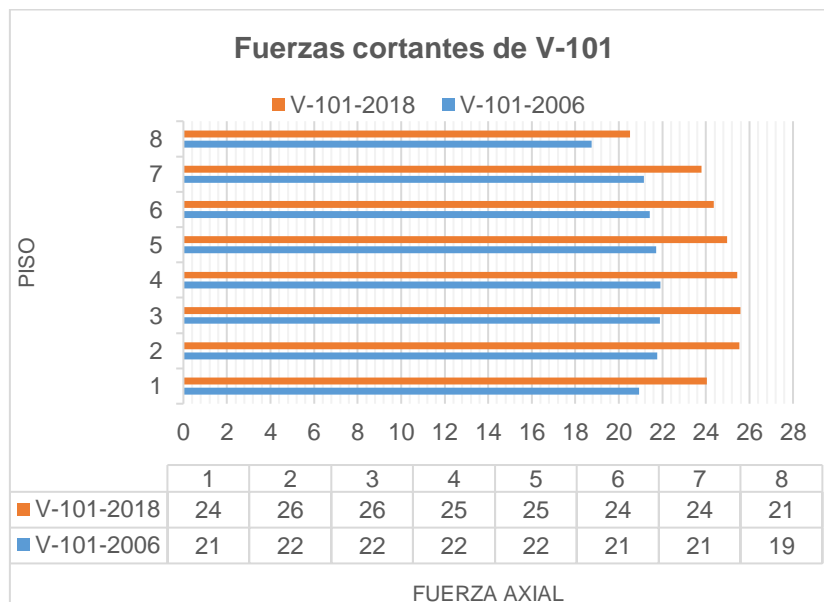
5.3.3.1. Fuerzas cortantes

Tabla N° 58: Variación de fuerzas cortante de la viga V-101

VARIACIÓN DE FUERZAS CORTANTES (ton) DE VIGA V-101				
Piso	V-101-2006	V-101-2018	Variación	%
Nivel 8	18.744	20.507	1.763	9%
Nivel 7	21.153	23.805	2.652	13%
Nivel 6	21.428	24.359	2.931	14%
Nivel 5	21.713	24.969	3.255	15%
Nivel 4	21.899	25.433	3.534	16%
Nivel 3	21.895	25.573	3.678	17%
Nivel 2	21.759	25.543	3.784	17%
Nivel 1	20.940	24.037	3.097	15%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 57: Fuerzas cortantes de la viga V-101



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 56 se observa que las fuerzas cortantes presentan un incremento en la E.030 2018 con respecto a la norma E0.30-2006, dicho incremento de fuerzas varía en más del 9% dependiendo del piso de la edificación. En el piso 1 se tiene una variación del 15%, la mayor variación de fuerzas se presenta en el piso 2 con el valor de 17% y conforme se sube de nivel estas fuerzas van decreciendo hasta llegar al 15%. De la Gráfico N° 48 se puede visualizar la variación de las fuerzas cortantes en cada piso y que las mayores fuerzas son con la norma E.030/2018.

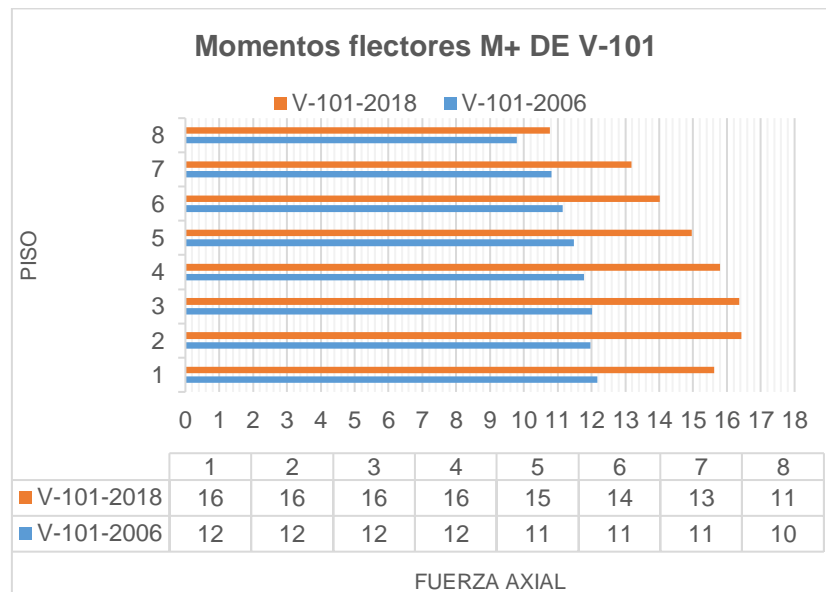
5.3.3.2. Momento flector

Tabla N° 59: Variación de momentos flectores positivos de la viga V-101

VARIACION DE MOMENTOS FLECTORES (ton-m) M+ de V-101				
Piso	V-101-2006	V-101-2018	Variación	%
Piso 8	9.789	10.771	0.982	10%
Piso 7	10.823	13.186	2.364	22%
Piso 6	11.149	14.010	2.862	26%
Piso 5	11.475	14.967	3.493	30%
Piso 4	11.772	15.797	4.025	34%
Piso 3	12.009	16.360	4.351	36%
Piso 2	11.970	16.429	4.458	37%
Piso 1	12.180	15.630	3.451	28%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 58: Momento flector positivo de la viga V-101



Fuente: Elaboración propia

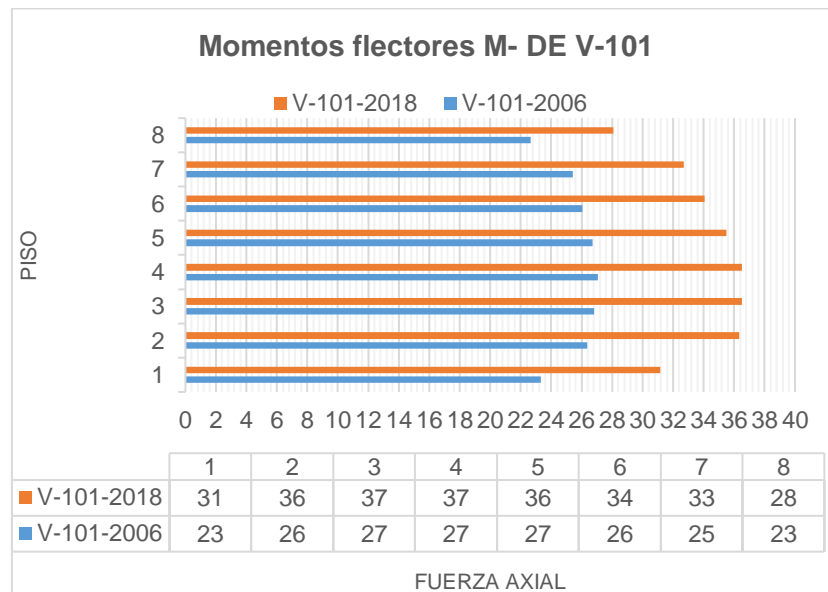
En la Tabla N° 57 se observa que los momentos flectores positivos (M+) presentan un incremento en la norma E.030 2018 con respecto a la norma E0.30-2006, dicho incremento de momentos varía desde un mínimo del 10% en el piso 8, hasta la mayor variación que se presenta en el piso 2 con el 37%. De la Gráfico N° 49 se puede visualizar la variación de los momentos en cada piso y que los mayores momentos son con la norma E.030/2018.

Tabla N° 60: Variación de momentos flectores negativos de la viga V-101

VARIACION DE MOMENTOS FLECTORES (ton-m) M- de V-101				
Piso	V-101-2006	V-101-2018	Variación	%
Piso 8	22.641	28.076	5.434	24%
Piso 7	25.427	32.697	7.270	29%
Piso 6	26.050	34.059	8.010	31%
Piso 5	26.709	35.513	8.804	33%
Piso 4	27.056	36.520	9.464	35%
Piso 3	26.804	36.515	9.711	36%
Piso 2	26.373	36.326	9.953	38%
Piso 1	23.328	31.165	7.837	34%

Fuente: Elaboración propia

Gráfico N° 59: Momento flector negativo de la viga V-101



Fuente: Elaboración propia

En la Tabla N° 58 se observa que los momentos flectores negativos (M-) presentan un incremento en la norma E.030 2018 con respecto a la norma E0.30-2006, dicho incremento de momentos varía desde un mínimo del 24% en el piso 8, hasta la mayor variación que se presenta en el piso 2 con el 38%. De la Gráfico N° 50 se puede visualizar la variación de los momentos en cada piso y que los mayores momentos son con la norma E.030/2018.

5.4. Resumen de resultados

Tabla N° 61: Resumen de resultados

RESUMEN GENERAL			
Nivel	Cortante de entrepiso	derivas de entrepiso	Fuerzas en elementos estructurales
Nivel 8	Con la norma E.030/2018 son mayores en 85% respecto de la norma E.030/2006	Con la norma E.0302/018 son mayores en 12% respecto de la norma E.030/2006	Las fuerzas axiales, cortantes y momentos en la norma E.030/2018 se incrementan respecto a la norma E0.30/2006
Nivel 7			
Nivel 6			
Nivel 5			
Nivel 4			
Nivel 3			
Nivel 2			
Nivel 1			

Fuente: Elaboración propia

La Tabla N° 61 es el resumen de los resultados analizados, de esta tabla se puede entender que las cortantes de entrepiso, las derivas y las fuerzas en los elementos estructurales estarían incrementados significativamente en la norma E.030/2018.

5.5. Contratación de hipótesis

En este punto se procede con la contratación de la hipótesis planteada al inicio del estudio. En la siguiente tabla se presenta la matriz de ensamblaje de las variables que influyen en la respuesta estructural de la edificación en estudio, se presentan los valores por cada piso de la edificación.

Tabla N° 62: Matriz de ensamblaje del estudio

N° de Piso	X1	X2	Y
	ΔV_x	$\Delta \delta_x$	Respuesta estructura
8	84.581%	11.551%	14.79%
7	84.581%	11.583%	17.39%
6	84.580%	11.574%	16.80%
5	84.581%	11.562%	16.14%
4	84.581%	11.586%	14.99%
3	84.581%	11.563%	13.68%
2	84.581%	11.562%	12.54%
1	84.581%	11.577%	9.41%

Fuente: Elaboración propia

Donde:

X1: Vienen a ser el porcentaje de variación de las fuerzas contantes que se generan con las normativas en análisis en la edificación.

X2: Vienen a ser el porcentaje de variación de las derivas que se generan con las normativas en análisis en la edificación.

5.5.1. Planteamiento de hipótesis

Hipótesis nula (H₀): contempla la no existencia de diferencias entre los parámetros que se comparan. (H₀: X₁=X₂=X₃=X₄=0)

Hipótesis alternativa (H₁): contempla la existencia de diferencias entre los parámetros que se comparan. (H₁: por lo menos una X_i≠0)

Para nuestro estudio tendremos:

HO: No hay influencia significativa del cambio de la normativa E.030/2006 a la norma E.030/2018 en la respuesta estructural de la edificación multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8,Mz.A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima.

H1: Si hay influencia significativa del cambio de la normativa E.030/2006 a la norma E.030/2018 en la respuesta estructural de la edificación multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8,Mz.A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima

(H1: por lo menos una $X_i \neq 0$)

5.5.2. Nivel de significancia

Hernández, Fernández y Baptista (2016) señala que α es la probabilidad de cometer error, su valor es de 0.05. significa que estamos dispuestos a aceptar una probabilidad de hasta el 5% para dar validada la hipótesis de la investigación (p.302).

Tabla N° 63: Análisis de varianza

ANÁLISIS DE VARIANZA	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Promedio de los cuadrados	F	Valor crítico de F
Regresión	2	0.00396478	0.00198239	13.2800803	0.00999026
Residuos	5	0.00074638	0.00014928		
Total	7	0.00471115			

Fuente: Elaboración propia

En la tabla N°63 se tiene como resultado que la regresión es de 0.03921 de la suma de cuadrados representa el 75.82 % del total 0.051, lo que significa que existe relación denominad coeficiente de determinación.

Tabla N° 64: Estadística de regresión

Estadísticas de la regresión	
Coefficiente de correlación múltiple	0.91737256
Coefficiente de determinación R ²	0.84157242
R ² ajustado	0.77820138
Error típico	0.01221783
Observaciones	8

Fuente: Elaboración propia

5.5.3. Decisión del valor crítico

Se denomina región crítica, al conjunto de valores del estadístico de contraste que nos lleva a rechazar la hipótesis nula y región de aceptación, al conjunto de los valores del estadístico que nos llevan a aceptar la hipótesis nula (Meza,2012, p.6)

$$F = \frac{\text{Promedio de los cuadrados regresión}}{\text{Promedio de los cuadrados residuos}} \sim F(K, n - k - 1)$$

$$F_{\text{crítico}} = F(1-\alpha, k, n-k-1)$$

$$F_{\text{crítico}} = F(0.95, 2, 5)$$

$$F_{\text{crítico}} = 5.786$$

Donde:

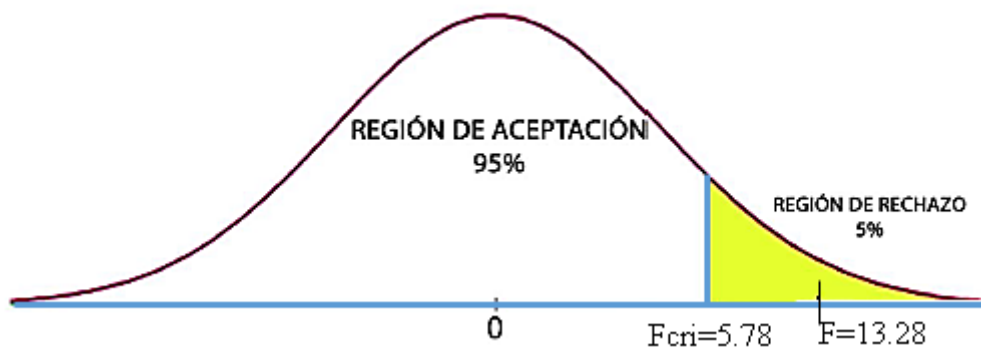
α = nivel de significancia

k = región de grado de libertad

n-k-1 = residuos de grado de libertad

$$F = \frac{0.00196}{0.000746} = 13.28$$

Gráfico N° 60: Curva de distribución normal



5.5.4. Conclusión de la contrastación

Según el nivel de significación que hemos preestablecido (95%), las conclusiones pueden presentar los casos siguientes:

- $F > 0.05$ se rechaza H_0
- $F < 0.05$ se acepta H_0

Al encontrarnos en el primer caso rechazamos la hipótesis nula, lo que significa que si hay influencia significativa del cambio de la normativa E.030/2006 a la norma E.030/2018 en la respuesta estructural de la edificación multifamiliar ubicado en Calle Gerard Blanchere, Lote 8, Mz.A Urb. Las Orquídeas distrito de Surquillo, Lima.

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

6.1. Conclusión General.

Se determinó que el cambio de la norma E.030/2006 a la norma E.030/ 2018 influye significativamente en la respuesta estructural del edificio multifamiliar, debido a la variación de los parámetros en las normas se genera un incremento de cortantes de entre piso en un valor de 85%, en derivas de entrepiso en 12% y fuerzas internas de los elementos estructurales en un valores mayores iguales al 9% , todos estos incrementos llevan a que la estructura no tenga una adecuada respuesta estructural debido a que se sobrepasa el límite permitido según norma. El incremento es desfavorable ante la acción de un sismo ya que la edificación no estaría preparada estructuralmente y se generarían pérdidas económicas con posibilidad de pérdidas humanas.

6.2. Conclusiones específicas

- Se determinó que el cambio de normas influye significativamente en las fuerzas cortantes de entrepiso, debido a que con la norma E.030/2018 se tiene un incremento de las fuerzas cortantes en todos los pisos en un valor de 85% respecto de la norma E.030/2006 como se visualiza en la Tabla N° 43 y Tabla N° 44. Dicho incremento se debe a que con los parámetros de la norma E.030/2006 no se presentan irregularidad, mientras que con los de la norma E.030/2018 se presentan irregularidades extremas, reduciendo el factor R de un valor de 6 a 3.6 lo cual incremento las fuerzas cortantes. Este incremento es desfavorable dado que estas fuerzas vienen a ser la principal responsable de los daños producidos en la estructura por un evento sísmico.
- Se determinó que el cambio de norma influye significativamente en las derivas de entrepiso, debido a que con la norma E.030/2018 se tiene un incremento de las derivas en todos los pisos en un valor de 12% respecto de la norma E.030/2006, generando que

en la dirección X se exceda el límite permitido y en la dirección Y se respeta el límite, como se visualiza en las Tabla N° 45 y Tabla N° 46. Dicho incremento se debe a que las fuerzas que generan los desplazamientos se incrementaron debido a la variación parámetros ya estudiados, este incremento es desfavorable dado que genera que la estructura no cuente con la rigidez adecuada ante las nuevas solicitaciones sísmicas.

- Se determinó que el cambio de normas influye significativamente en las fuerzas internas de los elementos estructurales, debido a que con la norma E.030/2018 se presentan incrementos respecto de la norma E.030/2006 en placa mayores iguales al 45% en fuerzas axiales, 56% en fuerzas cortantes y 58% en momentos flectores, en columnas mayores iguales a 24% en fuerzas axiales y 51% en momentos flectores y en la viga se tienen incrementos mayores iguales al 9% en fuerzas cortantes y 10% en momentos flectores. Dicho incremento se debe a que las fuerzas sísmicas que actúan en la edificación se incrementaron debido a la variación parámetros ya estudiados, este incremento es desfavorable dado que incrementa las fuerzas de diseño de los elementos.

CAPÍTULO 7. RECOMENDACIONES

- La edificación con la estructuración que tiene actualmente no presenta un comportamiento estructural adecuado, debido a que se excede el límite permitido de desplazamientos. Se requiere incrementar la rigidez por medio de sistema de reforzamiento, se recomienda la implementación de una la placa con dimensiones de 2.85 y un espesor de 0.25 cm. Ubicada en el eje 9 donde se tiene un mejor aporte y nos permite reducir el efecto de torsión que tiene la edificación y se permitirá cumplir con los límites establecidos en el reglamento sismorresistente.
- Se propone como líneas de investigación estudiar cual sería el sistema de reforzamiento no invasivo más óptimo y económico para poder controlar los desplazamientos excesivos que se generan en la dirección X y poder reducir o eliminar el efecto de torsión que presenta, de esta manera poder cumplir con la filosofía y principios del diseño sismorresistente.
- Se debe realizar una evaluación a todas las edificaciones que fueron construidas con normas que actualmente no están vigentes y determinar si tienen un comportamiento estructural adecuado y o no frente a las nuevas exigencias que presenta la norma y nuestra realidad, en base a esto tomar las medidas preventivas necesarias.
- Se recomienda que una edificación contenga una adecuada densidad de placas en las dos direcciones de análisis, y que estén repartidas de manera simétrica y así poder asegurar un comportamiento traslacional de la edificación.

CAPÍTULO 8. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ander, E. (2016). Aprender a investigar. Nociones básicas para la investigación social. Argentina: Editorial Brujas.
- Andrade, L. (2004). Control de la deriva en las normas de diseño sismorresistente (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima, Perú
- Alfaro, V. (2017). Estudio comparativo de la norma peruana E.030 diseño sismorresistente y la norma chilena NCH433 diseño sísmico de edificios, y su aplicación a un edificio de concreto armado (Tesis de pregrado). Universidad Privada de Tacna, Arequipa, Perú
- Arbaiza, L. (2014). Como elaborar una tesis de grado. Lima: Esan.
- American Concrete Institute. (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14). USA: ACI.
- Arteaga, S., Malavé, J., & Olival, J. (2017, 20 abril). Comparación del diseño de muros estructurales de concreto armado según FONDONORMA 1753:2006 y ACI 318-14). Ingeniería. Volumen, (24), pp125-137.
- Andy, P. (2014). Estudio del comportamiento de las fuerzas cortantes y momentos flectores en vigas (Tesis de pregrado). Instituto Universitario Politécnico "Santiago Mariño", Maturín, Venezuela.
- Aguilar, R., Bozzo, L., & Bairán, J. (2016). Análisis sísmico de bloque estructural 4 de UFA-ESPE con disipadores de energía. Revista CIENCIA, Vol.18 (2). Recuperado de <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/ciencia/article/view/182/188>
- Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima : PRINCELINNESS.
- Bozzo, M. & Bozzo, L. (2003). LOSAS RETICULARES MIXTAS proyecto, análisis y dimensionamiento. Barcelona: Editorial Reverte.
- Blanco, A. (2010). Evolución de las normas sísmicas peruanas (1970-2010) [diapositivas de powerPoint]. Recuperado de http://www.aci.peru.org/eventos/IX_Conv_Nov/08_Antonio_Blanco_Evolucion_Normas_Sosmicas_en_Peru.pdf
- Cordova, C. (14 de junio del 2017). Diseño Sismorresistente de Edificios - Actualización de la Norma E.030 [Archivo de video]. Recuperado de <https://www.youtube.com/watch?v=4JqNUjPMqsM&t=822s>
- Carrasco, D. (2013). Metodología de la investigación científica. Lima: Editorial San Marcos E.I.R.L.
- Cámara Peruana de la Construcción - CAPECO. (2018). Historia. Recuperado de <https://www.capeco.org/historia/> Universidad Nacional de Ingeniería, Tacna, Perú.
- Ccama, J. (2017). Análisis y diseño estructural de edificio de concreto armado y comparación de la norma de diseño sísmico E.030-2006 y la propuesta de norma E.030-2014 (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa, Perú.
- Castañeda, A., & Bravo, Y. (2017). Una mirada al comportamiento estructural de columnas, vigas, entresijos y edificaciones durante el sismo de Ecuador 2016. Revista ingeniería deconstrucción, vol.32 (3). Recuperado de https://scielo.conicyt.cl/scielo.php?pid=S071850732017000300157&script=sci_arttext

- Daza, L. (2003). Nuevo enfoque para determinar el factor de modificación de respuesta. Revista SCIPEDIA, vol.3. Recuperado de https://www.scipedia.com/public/Daza_2003a
- Evers, J. (2015,6 de Enero). Ring of fire. National Geographic. Recuperado de <https://www.nationalgeographic.org/encyclopedia/ring-fire/>
- El Comercio (2017, 15 de agosto). Lima es la ciudad más vulnerable frente a sismos según Lloyd's.El Comerci. Recuperado de <https://elcomercio.pe/peru/lima-ciudad-vulnerable-frente-sismos-lloyd-s-254500>
- El comercio (2014, 21 de setiembre). Estos son los riesgos que rodean a Lima en caso de un sismo. <https://elcomercio.pe/lima/60-viviendas-lima-son-vulnerables-sismos-365711>
- Frau,C.,Fozzatti,G., & Toum,J. (Setiembre, 2016). Irregularidad estructural Vs. procedimientos de análisis en el nuevo reglamento INPRES-CIRSOC 103. En A. Comelli (Presidencia), 24 Jornadas Argentinas de ingeniería estructural.Congreso llevada acabo, Buenos Aires,Argentina. Recuperado de <https://jornadasaie.org.ar/Nuevositio/wp-content/themes/jornadas-aie-antiores/2016/contenidos/trabajos/084.pdf>
- Gonzales, M., & Bairán, J. (2011). Análisis del comportamiento sísmico de los edificios de obra de fábrica, típicos del distrito Eixample de Barcelona. Revista Informes de la construcción,Vol.63(524). Recuperado de <https://www.redalyc.org/html/618/61807501/>
- Garcia,L. (2014). Desarrollo de la normativa sismo resistente colombiana en los 30 años desde su primera expedición. Revista de ingeniería,(41). Recuperado de <https://www.redalyc.org/html/1210/121035720012/>
- Hernandez , R.,Fernández, C., & Baptista, O. (2016). Metodología de la investigación. México: Interamericada editores.
- Herrera, I., Vielma,J.,Ugel, R., & Martínez, Y. (2012). Evaluación del comportamiento sismorresistente y diseño óptimo de un edificio existente de concreto armado de baja altura. INGENIERÍA UC, vol.19. Recuperado de <http://www.redalyc.org/pdf/707/70732639007.pdf>
- Herrera,R.,Ramirez,A., & Ugel, R. (2016). Estudio de la respuesta sísmica y daño global de dos edificios irregulares de concreto armado. Revista Multidisciplinaria del Consejo de Investigación de la Universidad de Oriente,Vol.28 (2). Recuperado de <https://journal.espe.edu.ec/ojs/index.php/ciencia/article/view/182/188>
- Instituto Geofísico del Perú.(2005). Sismo intermedio del 25 de Setiembre 2005. Recuperado de <http://repositorio.igp.gob.pe/bitstream/handle/IGP/1127/Sismo%20intermedio%20del%2025%20de%20Setiembre%202005%20%287.0ML%29.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- Instituto Geofísico del Perú.(2017). Actualización del escenario por sismo, tsunami y exposición en la región central del Perú. Recuperado de <http://repositorio.igp.gob.pe/handle/IGP/781>
- Instituto Nacional De Defensa Civil (INDECI). (2017). Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao : sismo 8.8Mw.Recuperado de <https://www.indeci.gob.pe/objetos/secciones/Mg==/MzQ0/lista/OTk3/201711231521471.pdf>
- INDECI.(1996). Informe sobre el terremoto ocurrido en el sur del paid el 12 de Noviembre 96. Recuperado de https://www.indeci.gob.pe/compend_estad/1996/6_terre.pdf

- Jarrin, A., & Romo, C. (2015). Comparación de los capítulos para diseño sismo resistente de la norma american society of civil engineers 7 2010 (asce 7-10) con la norma ecuatoriana de la construcción del 2011 (NEC-11), por medio de su aplicación en el diseño estructural del proyecto de un mercado en la parroquia de guayllabamba (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica Del Ecuador, Quito, Ecuador.
- Janampa, J. (2016). Estudio de la influencia de la configuración estructural de piso blando en el comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas (Tesis de maestría). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- Jaimes, M., & Reinoso, E. (2006). Comparación del comportamiento de edificios en el Valle de México ante sismos de subducción y de falla normal. Revista de Ingeniería Sísmica, (75). Recuperado de <https://www.redalyc.org/html/618/61807501/>
- Juan, C., Barbat, A., & Oller, S. (2006). Estudio comparativo entre códigos y factores de reducción de respuesta. Revista de Ingeniería de estructuras, volumen 11(75). Recuperado de https://www.researchgate.net/profile/Juan_Vielma/publication/310162015_FACTORES_DE_REDUCION_DE_RESPUESTA_ESTADO_DEL_ARTE_Y_ESTUDIO_COMPARATIVO_ENTRE_CODIGOS/links/5829dc5308aef19cb80501ac.pdf
- Lanza, F., Puentes, S. & Villalobos, F. (2003, diciembre). Estudio comparativo de la norma sismorresistente venezolana actual con códigos sísmicos de otros países. Volumen(10), pp59-66.
- Leon, M., & Gutierrez, S. (2018). Comparación estructural y económica de edificio de 7 pisos ante cambio de la norma E.030 diseño sismorresistente (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima, Perú.
- Lloyd's. (2015). Índice de Riesgo de las Ciudades 2015-2025 de Lloyd's. Recuperado de https://www.lloyds.com/~media/files/news-and-insight/risk-insight/2015/city-risk-index/city-risk-index-executive-summary_spanish.pdf
- MINSA. (2005). El terremoto y maremoto del sur del Perú, 2001 lecciones para el futuro. Recuperado de https://www.indeci.gob.pe/compend_estad/1996/6_terre.pdf
- MINSA. (2007). Informe al 21 de setiembre del sismo 15 de Agosto 2007. Recuperado de ftp://ftp2.minsa.gob.pe/descargas/Especiales/2007/unidos/informe6set/Informe_21_setiembre.pdf
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento MVCS. (2014). Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima : Megabyte
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento MVCS. (2018). Norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente. Recuperado de <https://www.sencico.gob.pe/publicaciones.php?id=230>
- Mejía, L. (2004). Diseño de edificio de viviendas de concreto armado aplicando las normas sismorresistentes de 2003 (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica Del Perú, Lima, Perú
- Martines, R., Gonzales, M., & Ruiz, J. (2018). Evaluación del comportamiento estructural del edificio el Marvy. Ciencia en su PC, vol.1(4). Recuperado de <https://www.redalyc.org/jatsRepo/1813/181358509007/181358509007.pdf>
- Ottazzi, G. (2011). Diseño en concreto armado. Lima : EDIGRAFASA.
- Portland cement association PCA (2002). Notas sobre ACI-318-2 Requisitos para Hormigón Estructural. Recuperado de <https://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/publicom>.

- Predecan.(2006). Análisis de base de datos de pérdidas por desastres en Perú. Recuperado de <http://www.comunidadandina.org/PREDECAN/doc/r2/osso/Cons025-2006-CorporacionOSSO-informefinal-Peru.v.1.8.pdf>
- Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo – PNUD. (2009). Manual para la Reparación y Reforzamiento de Viviendas de Albañilería Confinada Dañadas por sismos. Recuperado de http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/Estudios_Normalizacion/Manuales_guias/MANUAL_ALBA_CONFI.pdf
- Pérez, V., & Mendoza, E. (2011). Respuesta sísmica de pórticos de acero con diagonales concéntricas tipo V invertida diseñados conforme a las normas venezolanas. Revista INGENIERÍA UC, vol.18. Recuperado de <https://www.redalyc.org/html/707/70723245011/>
- Quiun,D. (17 de Marzo del 2016). Seminario Actualizacion de la Norma Tecnica Peruana E 030 2016 [Archivo de video]. Recuperado de <https://www.youtube.com/watch?v=IIDVV2CWsrQ&t=1015s>
- Rojas,A.(2012). Proyecto arquitectónico en zonas sísmicas .recuperado de <https://books.google.com.pe/books?id=LYJbAAAAQBAJ&pg=PT142&dq=fuerza+cortante+en+la+base&hl=es-419&sa=X&ved=0ahUKEwiFzNfg0fDfAhVmwlkKHRoYBd8Q6AEIKDAA#v=onepage&q=fuerza%20cortante%20en%20la%20base&f=false>
- Rodriguez,M., & Llanes,B.(2016). Algunos comentarios con relación a la nueva propuesta de Norma Sismorresistente. Revista de Arquitectura e Ingeniería, vol.10 (3). Recuperado de <https://www.redalyc.org/html/1939/193949520001/>
- Segundo, P., & Aristides ,P.(2008). Comportamiento sísmico de la estructura del edificio de la E.S.T. SENCICO, aplicando las normas sismorresistentes peruanas (1977, E030- 1997, E030-2003) (Tesis de pregrado). Universidad Cesar Vallejo, Lima,Perú
- Salgado,M.,Bernal,G.,Yamin,L., & Cardona, O. (2010). Evaluación de la amenaza sísmica de Colombia. Actualización y uso en las nuevas normas colombianas de diseño sismo resistente NSR-10. Revista de ingeniería ,(32). Recuperado de <https://ojsrevistaing.uniandes.edu.co/ojs/index.php/revista/article/view/191/144>
- Tavera,H.(2014). Escenario de sismo y tsunami en el borde occidental de la región central del Perú.Recuperadode <https://www.indeci.gob.pe/userfiles/escenario%20de%20sismo%20y%20tsunami%20en%20el%20borde%20occidental%20de%20la%20region%20central%20del%20peru%20-%20igp.pdf>
- Tavera,H.(2018). ¿Sismo, temblor o terremoto?, por el Dr. Hernando Tavera.Portal Instituto Geofisico del Perú:Lima. Recuperado de <https://portal.igp.gob.pe/sismo-temblor-terremoto-dr-hernando-tavera>
- Toledo,R.(2003). Comparacion de la norma sismoresistente E-030/97 y la modificacion E0-30/2003 en la aplicación de un edificio de concreto armado de 5 niveles (Tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingenieria, Tacna,Perú
- Tavera, H. & Buforn, E. (2001). Journal of Seismology. doi: 10.1023/a:1012027430555
- Universidad de Huanuco (UDH). (2016).INFORME N°02-2016-UDH Concreto Armado II. Recuperado de <https://es.slideshare.net/yesygonzales750/informe-deviviendamultifamiliar8pisos>

- Ugel, R., Herrera, I., Pérez, S., & López, L. (2015). Estudio comparativo de la respuesta sísmoresistente de edificios de acero de gran altura con dos tipos de rigidizadores laterales. *Revista INGENIERÍA UC*, vol.22. Recuperado de <http://www.redalyc.org/pdf/707/70745268002.pdf>
- Vallecilla, C. (2004). *Estatica para ingeniero civiles diagrama de fuerzas cortantes y momentos flectores*. Recuperado de https://books.google.com.pe/books?id=aSjli2GjY1sC&pg=PA5&dq=fuerzas+internas+en+elementos&hl=es-419&sa=X&ved=0ahUKEwiB_o3y2tPgAhXKE7kGHaOIASAQ6AEISjAG#v=onepage&q=fuerzas%20internas%20en%20elementos&f=false
- Valderrama, J. (1999). *Información tecnológica 1999*. Recuperado de https://books.google.com.pe/books?id=ezZ_C5thpFgC&pg=PA236&dq=comportamiento+estructural+frente+a+un+sismo&hl=es419&sa=X&ved=0ahUKEwil6fD4IPDfAhXyp1kKHaejCKAQ6AEIRzAG#v=onepage&q=comportamiento%20estructural%20frente%20a%20un%20sismo&f=false
- Zorita, H. (2015). *Manual didáctico de estructuras*. Recuperado de https://books.google.com.pe/books?id=46S7CgAAQBAJ&pg=PA94&lpg=PA94&dq=La+representaci%C3%B3n+bilineal+de+la+curva+de+capacidad,&source=bl&ots=S0tw4m4nBK&sig=TKEbFFYfCa0Ngo-JoRx_SubGOEk&hl=es&sa=X&ved=0ahUKEwj7x4nBjbvXAhUk5oMKHbTiDgIQ6AEIXzAM#v=onepage&q&f=false

ANEXOS

ANEXO N°1 MATRIZ DE CONSISTENCIA

ANEXO N°2 IRREGULARIDADES EN PLANTA Y ALTURA

ANEXO N°3 FICHA TECNICA 1

ANEXO N°4 FICHA TECNICA 2

ANEXO N°5 FICHA TECNICA 3

ANEXO N°6 CONSOLIDADO DE VALIDACIÓN DE FICHAS TÉCNICAS

ANEXO N°7 MAPA DE VULNERABILIDAD LIMA METROPOLITANA Y CALLAO

ANEXO N°8 MAPA RIESGO POR SISMICO LIMA METROPOLITANA Y CALLAO

ANEXO N°9 PLANOS

ANEXO N°10 DISEÑO DE PLACA DE REFORZAMIENTO

