

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



TESIS

**INFLUENCIA DE LA IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ EN EL
COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO CON
MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**ELABORADO POR
JUAN DIEGO SALAZAR TORRES**

**ASESOR
Mg. JORGE LUIS GALLARDO TAPIA**

Lima- Perú

2019

© 2019, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”

Salazar Torres, Juan Diego

Jdiego.29salazart@gmail.com

986691296

Dedicatoria

A mis padres, Nilo y Rosa, que siempre estuvieron para mí cuando más los necesitaba y son lo más importante en mi vida.

A mis hermanos, Elizabeth y Daniel, que siempre me brindaron su apoyo en los momentos más difíciles.

A mi primo Fernando, que es mi confidente y más que mi primo él es mi hermano.

A mis abuelos, Juan, Leandra, Sevillano y Flora, que siempre los tengo presente a donde quiera que vaya.

AGRADECIMIENTOS

A mis amigos del trabajo, de la universidad, del colegio y de la infancia. Gracias por su amistad.

A la empresa MRZ INGENIEROS SAC y a su gerente general Marco Risco por el apoyo con el tema de tesis.

Al ingeniero César Sotelo por su guía y consejos en mi centro de labores.

A los ingenieros Jorge Gallardo y Edison Moscoso, por su desinteresada ayuda para la revisión de esta tesis.

ÍNDICE

RESUMEN	4
ABSTRACT	6
PRÓLOGO	8
LISTA DE CUADROS	9
LISTA DE FIGURAS	12
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	16
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN	20
1.1 GENERALIDADES	20
1.2 PROBLEMÁTICA	22
1.3 OBJETIVOS	22
1.3.1 Objetivos Generales	22
1.3.2 Objetivos Específicos.....	22
1.4 HIPÓTESIS	23
CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO	24
2.1 ESTADO DEL ARTE	24
2.1.1 Antecedentes de la norma sísmica peruana.....	24
2.1.2 Breve historia de las normas sísmicas en el Perú.....	24
2.1.3 Irregularidad de rigidez en las normas vigentes.....	31
2.1.4 Investigaciones previas sobre irregularidad de rigidez.....	34
2.1.5 Cuantificación de la irregularidad de rigidez en la historia de la norma sísmica del Perú	44
2.2 MARCO TEÓRICO	48
2.2.1 Irregularidad de rigidez lateral	48
2.2.2 Fallas debidas a la irregularidad de rigidez.....	49
CAPÍTULO III: VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ EN UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON MUROS ESTRUCTURALES – ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	53

3.1	DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO.....	53
3.2	CONSIDERACIONES PARA EL MODELAMIENTO ESTRUCTURAL .	55
3.2.1	Características de los materiales.....	55
3.2.2	Parámetros sismorresistentes	55
3.2.3	Definición de cargas.....	56
3.3	ANÁLISIS LINEAL Y VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ	57
3.3.1	Análisis lineal aplicando la normativa E.030-2016	59
3.3.2	Análisis lineal aplicando la normativa E.030-2018	66
3.4	DISEÑO POR RESISTENCIA DE LA EDIFICACIÓN PARA AMBOS RESULTADOS DE ANÁLISIS	72
3.4.1	Combinaciones de carga.....	73
3.4.2	Diseño de vigas.....	73
3.4.3	Diseño de Columnas	83
3.4.4	Diseño de Placas.....	89
3.5	ANÁLISIS DE RESULTADOS	97
CAPÍTULO IV: VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO .		98
4.1	MODELOS DE COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ARMADO	98
4.1.1	Modelo de esfuerzo – deformación para el acero	98
4.1.2	Modelo de esfuerzo – deformación para el concreto	99
4.2	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER).....	101
4.2.1	Distribución de cargas laterales.....	101
4.2.2	Método del espectro de capacidad.....	102
4.2.3	Demanda sísmica.....	103
4.2.4	Curva de capacidad.....	104
4.2.5	Espectro de capacidad	106
4.2.6	Punto de desempeño	107
4.2.7	Verificación del desempeño.....	108
4.2.8	Límites de los niveles de desempeño	109

4.3	APLICACIÓN DEL ANÁLISIS NO LINEAL.....	113
4.3.1	Curvas de capacidad.....	114
CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....		118
5.1	DETERMINACIÓN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO.....	118
5.2	DETERMINACIÓN Y COMPARACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO	124
CONCLUSIONES.....		128
RECOMENDACIONES.....		130
BIBLIOGRAFÍA.....		131

RESUMEN

En el Perú y el mundo la presencia de la irregularidad de rigidez en las edificaciones ha ocasionado un mal comportamiento sísmico frente a los sismos del siglo XXI, es por ello que es de vital importancia evitar tener este tipo de irregularidad en los edificios. En el caso que no se pueda evitar su presencia se debe suministrar al edificio de un diseño sísmico adecuado como para cubrir los requisitos de funcionalidad mínimos después del sismo. Con la actualización de la norma E.030 en el año 2018, la forma en la que se determina si una estructura presenta o no irregularidad de rigidez cambió. Debido a ello es posible que edificios que fueron diseñados con la norma E.030 - 2016 y presentaban irregularidad de rigidez no lo hubiesen tenido si se diseñaran con la norma E.030 - 2018.

El objetivo de esta tesis es determinar si el edificio en estudio, que cuando fue analizado con la norma E.030 – 2016 presentó irregularidad de rigidez y fue diseñado como tal siguiendo los lineamientos de la norma E.030 y la norma E.060, presenta irregularidad de rigidez al ser analizado con la norma E.030 – 2018. No solo eso sino que también, determinar de qué manera influirían la presencia o la ausencia de la irregularidad de rigidez tanto en el diseño estructural del edificio como en el desempeño sísmico del mismo. También se quiere dar un mayor entendimiento acerca del desempeño estructural de edificaciones que presenten irregularidad de rigidez.

Con el fin de determinar la influencia de la irregularidad de rigidez en las edificaciones, se modeló un edificio de 7 pisos con muros de concreto armado en el software Etabs 2016.

Una vez modelado se procedió a analizarlo y determinar la presencia de irregularidades según las tablas N°8 y N°9 de las normas E.030 – 2016 y E.030 – 2018. Como consecuencia, el edificio en estudio presentaba irregularidad de rigidez al ser analizado con la norma E.030 -2016, pero no presentó ninguna irregularidad al ser analizado con la norma E.030 – 2018. Esta variación significó que las fuerzas sísmicas de diseño para el edificio según la norma E.030 – 2016 sean 50% más altas en la dirección X y 48% más altas en la dirección Y con respecto a las fuerzas sísmicas de diseño para el edificio proveniente del análisis con la norma E.030 -2018.

En adición, luego de analizar el edificio con ambas normativas, se procedió a diseñar todos los elementos estructurales para ambos resultados de análisis. Se obtuvieron vigas y placas más reforzadas para el caso en el que se diseñó en base al análisis con la norma E.030 – 2016. En el caso de las columnas las solicitaciones últimas fueron las mismas en ambos casos de análisis debido a que el sistema estructural de la edificación fue de muros estructurales ($R_0=6$) y el diseño de las columnas estaba gobernado por cargas de gravedad.

Finalmente, con el diseño de todos los elementos estructurales se procedió a realizar el análisis estático no lineal para ambos casos. Se obtuvo que el edificio en estudio presentó un mejor desempeño sísmico para el caso en el que fue diseñado con las fuerzas sísmicas de diseño provenientes del análisis con la norma E.030 – 2018. En otras palabras, el edificio, que calificó como regular según la norma E.030 – 2018, presentó un mejor desempeño sísmico cuando fue diseñado tomando como base los resultados del análisis con la norma E.030 – 2018, que cuando este fue diseñado tomando como base los resultados del análisis con la norma E.030 – 2016.

ABSTRACT

In Peru and the world the stiffness irregularity presence in buildings has caused bad seismic behavior against the earthquakes of the XXI century, so it is very significant to avoid having this type of irregularity in the buildings or in case its presence can't be avoided, supplying the building with an adequate seismic design to cover the minimum functionality requirements after the earthquake. As the E.030 code changed in 2018, the way in which it is determined whether or not a structure presents stiffness irregularity changed. Due to this it is possible that buildings that were designed before the update of the standard and had irregularity of rigidity would not have had it if they were designed with the current code.

The objective of this thesis is to determine if the studied building, which had stiffness irregularity with the E.030 – 2016 standard, continue presenting stiffness irregularity when it is analyzed with the E.030 - 2018 standard. Not only that, but also to determine how the presence or absence of the stiffness irregularity would influence both the building structural design and the building seismic performance. In addition, it's desired to give a greater understanding about the structural performance of buildings that show stiffness irregularity.

In order to determine the influence of the stiffness irregularity in the buildings, a 7-story building with reinforced concrete walls was modeled in the Etabs 2016 software.

After modeling, it was analyzed and it was determined the existence of irregularities according to tables N°8 and N°9 of codes E.030 - 2016 and E.030 - 2018. The result was that the studied building had stiffness irregularity according to the E.030 -2016, but it didn't present any irregularity when it was analyzed with the E.030 - 2018 code. Therefore, this variation meant that the seismic design strengths for the building according to the E.030 - 2016 standard are 50% higher in the X direction and 48% higher in the Y direction with respect to the building design seismic forces as analyzed with the E.030 -2018 code.

After analyzing, the structural design of all the structural elements for both analysis results was carried out. Therefore, there was obtained more structural reinforcement for the beams and walls of the E.030 - 2016 analysis case. In the case of the columns, the requirements were the same because the building structural system was walls ($R = 6$) in both analysis cases E.030 – 2016 and E.030 -2018.

Finally, it was carried out the nonlinear static analysis in both cases. As a result, the building designed with the E.030 – 2018 code performed seismically better than the case of design with E.030 – 2016 code. In other words, the building that qualified as regular according to this code presents a better seismic performance than if it were qualified as irregular and its seismic design forces had to be amplified.

PRÓLOGO

El problema de las irregularidades estructurales en edificaciones de concreto armado y su uso en zonas sísmicas es un tema importante dentro del contexto del diseño sísmico. La presente tesis abarca el tema de la irregularidad de rigidez y su efecto en la respuesta sísmica de un edificio de concreto armado. Tomando en consideración resultados de investigadores que analizaron el piso blando, ubicado o bien en el primer piso o en un piso superior. Estos investigadores concluyeron que la presencia de un piso menos rígido en la estructura influye en el daño de los elementos estructurales de un nivel, por lo que se produce disminución de la capacidad de respuesta sísmica de la estructura, por lo tanto, la posibilidad de colapso de la misma.

Se realiza una aplicación a un edificio con muros de concreto armado de 7 pisos para verificar la presencia de irregularidad de rigidez tomando en consideración los requerimientos de las normas E.030-2016 y E.030 – 2018.

Luego de realizar el análisis sísmico según ambas normativas se realiza el diseño en concreto armado para ambos resultados de análisis.

Finalizado el diseño, en cada caso, de la estructura, se realizó un análisis estático no lineal en ambos casos para determinar sus desempeños sísmicos.

Ing. Jorge Gallardo Tapia

LISTA DE CUADROS

Tabla N° 2.1 Antecedentes de la norma sísmica peruana	24
Tabla N° 2.2 Descripción de la irregularidad de rigidez según las distintas normativas	32
Tabla N° 2.3 Factor de irregularidad para cada altura del primer piso	37
Tabla N° 2.4 Índice de vulnerabilidad para cada pórtico de cada nivel de cada estructura	37
Tabla N° 2.5 Factores de vulnerabilidad para un edificio según su índice de irregularidad de piso blando	37
Tabla N° 2.6 Resultados debidos al análisis dinámico lineal de los modelos M1 y M2	39
Tabla N° 2.7 Desempeño sísmico de cada piso para cada modelo de análisis .	43
Tabla N° 2.8 Distorsiones inelásticas de entrepiso límites para distintos materiales predominantes en las edificaciones	45
Tabla N° 3.1 Valores de T_P y T_L para cada tipo de suelo Fuente: (Norma E.030 – 2016)	56
Tabla N° 3.2 Periodos fundamentales, modos de vibración y porcentaje de masas participativas para el edificio en análisis	59
Tabla N° 3.3 Datos provenientes del análisis estructural del edificio bajo los lineamientos de la normativa E.030 – 2016	59
Tabla N° 3.4 Desplazamientos y distorsiones para cada nivel de la estructura, válido para la cuantificación de irregularidad de rigidez según la norma E.030 – 2016	60
Tabla N° 3.5 Cuantificación de la irregularidad de rigidez en la dirección X según la norma E.030 – 2016	61
Tabla N° 3.6 Cuantificación de la irregularidad de rigidez en la dirección X según la norma E.030 – 2016	61
Tabla N° 3.7 Cuantificación de la irregularidad de rigidez en la dirección Y según la norma E.030 – 2016	61
Tabla N° 3.8 Cuantificación de la irregularidad de rigidez en la dirección Y según la norma E.030 - 2016	62
Tabla N° 3.9 Distorsiones elásticas e inelásticas para el caso de análisis con la norma E.030 - 2016	64
Tabla N° 3.10 Datos provenientes del análisis estructural del edificio bajo los lineamientos de la normativa E.030 - 2018 Fuente: Propia	66

Tabla N° 3.11 Datos obtenidos del análisis en el eje X para la cuantificación de irregularidad de rigidez según la norma E.030 – 2018	66
Tabla N° 3.12 Verificación de irregularidad de rigidez en el eje X según la norma E.030 – 2018	67
Tabla N° 3.13 Verificación de irregularidad de rigidez en el eje X según la norma E.030 – 2018	67
Tabla N° 3.14 Verificación de irregularidad de rigidez en el eje Y según la norma E.030 – 2018	68
Tabla N° 3.15 Verificación de irregularidad de rigidez en el eje Y según la norma E.030 – 2018	68
Tabla N° 3.16 Distorsiones elásticas e inelásticas para el caso de análisis con la norma E.030 - 2018	70
Tabla N° 3.17 Cortantes estáticas, dinámicas y de diseño para ambas direcciones, provenientes del análisis con la norma E.030 – 2016 y la norma E.030 – 2018	72
Tabla N° 3.18 Diseño por flexión de la viga V-1, para el análisis con la norma E.030 – 2016	78
Tabla N° 3.19 Diseño por flexión de la viga V-1, para el análisis con la norma E.030 – 2018	79
Tabla N° 3.20 Diseño por corte siguiendo los lineamientos del capítulo 21 de la viga V-1 analizada con la norma E.030 – 2016	81
Tabla N° 3.21 Diseño por corte siguiendo los lineamientos del capítulo 21 de la viga V-1 analizada con la norma E.030 – 2018	82
Tabla N° 3.22 Solicitaciones de carga en la dirección X para ambos casos de análisis en la columna C1 - 25X110 cm ²	84
Tabla N° 3.23 Solicitaciones de carga en la dirección Y para ambos casos de análisis en la columna C1 - 25X110 cm ²	85
Tabla N° 3.24 Combinaciones de carga última en la dirección X con los resultados de análisis con la norma E.030 -2016 en la placa P-7 – 175x30 cm ²	90
Tabla N° 3.25 Combinaciones de carga última en la dirección X con los resultados de análisis con la norma E.030 -2018 en la placa P-7 – 175x30 cm ²	93
Tabla N° 4.1 Límites de distorsión para los distintos niveles de desempeño según distintas investigaciones	109
Tabla N° 4.2 Criterios de aceptación numérica según el FEMA 356 para la formación de rótulas plásticas en vigas	110

Tabla N° 4.3 Criterios de aceptación numérica según el FEMA 356 para la formación de rótulas plásticas en columnas.....	111
Tabla N° 4.4 Criterios de aceptación numérica según el FEMA 356 para la formación de rótulas plásticas en placas	112
Tabla N° 4.5 Niveles de desempeño sísmico recomendado para edificios	113
Tabla N° 4.6 Puntos de la curva de capacidad bilineal del edificio analizado con la norma E.030 – 2016	115
Tabla N° 4.7 Puntos de la curva de capacidad bilineal del edificio analizado con la norma E.030 – 2018	117
Tabla N° 5.1 Puntos de fluencia y desempeño para el caso de análisis con la norma E.030 – 2016	122
Tabla N° 5.2 Puntos de fluencia y desempeño para el caso de análisis con la norma E.030 – 2018	124
Tabla N° 5.3 Distorsiones de cada nivel obtenidos del análisis pushover y niveles de desempeño según Visión 2000. Caso de análisis E.030 – 2016	125
Tabla N° 5.4 Distorsiones de cada nivel obtenidos del análisis pushover y niveles de desempeño según Visión 2000. Caso de análisis E.030 - 2018	126

LISTA DE FIGURAS

Figura N° 2.1	Zonificación sísmica según la norma sísmica del año 1970	25
Figura N° 2.2	Zonificación sísmica según la norma sísmica del año 1977	26
Figura N° 2.3	Zonificación sísmica según la norma sísmica del año 1997	28
Figura N° 2.4	Zonificación sísmica según la N.T.P E.030-2016	29
Figura N° 2.5	Variación del Factor de Amplificación Sísmica (C) en suelos buenos (S1) según la N.T.P E-030 2016	30
Figura N° 2.6	Comparación de los espectros de pseudo-aceleraciones de las normas sísmicas peruanas del 2003 y del 2016, para un suelo bueno (S1) localizado en la ciudad de Lima	30
Figura N° 2.7	Comparación de los espectros de desplazamientos de las normas sísmicas peruanas del 2003 y del 2016, para un suelo bueno (S1) localizado en la ciudad de Lima.	31
Figura N° 2.8	Patrón de formación de rótulas plásticas para el edificio de 22 pisos con piso blando en los primeros niveles, y niveles superiores	35
Figura N° 2.9	Fuerzas cortantes máximas basales obtenidas para la estructura con piso blando en los primeros niveles y en un nivel superior	35
Figura N° 2.10	Elevación de un pórtico de la estructura base analizada	36
Figura N° 2.11	Definición de factor de irregularidad en función de la división del primer piso entre el segundo piso	36
Figura N° 2.12	Modelos M1 (Izquierda) y M2 (derecha) en SAP2000	38
Figura N° 2.13	Desplazamientos de los modelos M1 y M2 obtenidos del análisis dinámico	39
Figura N° 2.14	Desplazamientos relativos de los modelos M1 y M2 obtenidos del análisis dinámico	39
Figura N° 2.15	Curvas de capacidad de los modelos M1 y M2 tanto en dirección X (izquierda) como en dirección Y (derecha)	40
Figura N° 2.16	Vista en elevación y dimensiones de vigas-columnas de los modelos de 5 pisos utilizados para el análisis lineal	41
Figura N° 2.17	Cuadro comparativo de rigideces laterales de entrepiso para los modelos de 5 pisos y alturas de 3m, 5m, 7m y 9m en el primer nivel.....	41
Figura N° 2.18	Secuencia de formación de rótulas plásticas en el edificio de 9 pisos	42
Figura N° 2.19	Distorsiones de entrepiso del punto de desempeño para edificios cuya altura del primer piso es de 7m	43
Figura N° 2.20	Sumatoria de las áreas de placas y columnas en cada piso.....	44

Figura N° 2.21 Definición de la rigidez estructural inicial y secante.....	48
Figura N° 2.22 Comparación de mecanismos de disipación de energía. (a) Recomendable y (b) No recomendable – Presencia de piso blando	49
Figura N° 2.23 Falla del edificio Casa Micasa durante el sismo de Managua, 1972. Debido a la presencia de piso blando en el primer piso	50
Figura N° 2.24 Colapso de dos edificios en los terremotos de Colombia en 1983 y Pisco en 2007 debidos de la presencia de piso blando en el primer nivel de la estructura	51
Figura N° 2.25 Presencia de piso blando en un nivel intermedio de la estructura	51
Figura N° 2.26 Presencia de piso blando en el quinto piso del Hospital Municipal de Kobe luego del terremoto de Kobe en 1995.....	52
Figura N° 2.27 Formación de Rótulas Plásticas en el quinto piso del Hospital Municipal de Kobe luego del terremoto de Kobe en 1995	52
Figura N° 3.1 Planta de arquitectura típica.....	54
Figura N° 3.2 Vista del edificio construido.....	54
Figura N° 3.3 Vista del modelo matemático en Etabs 2016.....	57
Figura N° 3.4 Estructuración de una planta típica	58
Figura N° 3.5 Espectro inelástico de pseudoaceleraciones en la dirección X....	63
Figura N° 3.6 Espectro inelástico de pseudoaceleraciones en la dirección Y....	63
Figura N° 3.7 Distorsiones inelásticas para ambas direcciones para el caso de análisis con la norma E.030 - 2016.....	64
Figura N° 3.8 Espectro inelástico de pseudoaceleraciones proveniente del análisis con la norma E.030 – 2018 en la dirección X.....	69
Figura N° 3.9 Espectro inelástico de pseudoaceleraciones proveniente del análisis con la norma E.030 – 2018 en la dirección Y.....	69
Figura N° 3.10 Distorsiones inelásticas para ambas direcciones para el caso de análisis con la norma E.030 - 2016.....	71
Figura N° 3.11 Ubicación de la Viga V-1 (30cmx60cm) en planta, 4to nivel	74
Figura N° 3.12 Envolverte de momentos flectores (t.m) provenientes del análisis con la norma E.030 – 2016.....	75
Figura N° 3.13 Envolverte de fuerzas cortantes (t) provenientes del análisis con la norma E.030 – 2016	75
Figura N° 3.14 Envolverte de momentos flectores (t.m) provenientes del análisis con la norma E.030 – 2018.....	75

Figura N° 3.15 Envolvente de fuerzas cortantes (t) provenientes del análisis con la norma E.030 – 2018	75
Figura N° 3.16 Bloque de compresión en una sección rectangular	76
Figura N° 3.17 Requerimientos mínimos con respecto a la cantidad de acero colocado en vigas pertenecientes a estructuras cuyo sistema estructural es de muros estructurales, indicado en el capítulo 21.4.4 de la norma E.060.....	76
Figura N° 3.18 Esquema para diseño de viga V1.....	76
Figura N° 3.19 Esquema para el diseño de vigas.....	77
Figura N° 3.20 Cálculo de la fuerza cortante de diseño V_u	80
Figura N° 3.21 Esquema de armado típico de una viga resistente a solicitaciones sísmicas	81
Figura N° 3.22 Detalle de viga V-1 para ambos resultados de análisis	83
Figura N° 3.23 Diagrama de interacción de la columna en el Eje X, para ambos resultados de análisis	85
Figura N° 3.24 Diagrama de interacción de la columna en el eje Y, para ambos resultados de análisis	86
Figura N° 3.25 Obtención de la fuerza cortante última según la norma E.030..	87
Figura N° 3.26 Detalle de columna C-1 para ambos resultados de análisis	89
Figura N° 3.27 Diagrama de interacción de la placa P-7 para las combinaciones de cargas provenientes del análisis con la norma E.030 – 2016.....	92
Figura N° 3.28 Diagrama de interacción de la placa P-7 para las combinaciones de cargas provenientes del análisis con la norma E.030 – 2018.....	95
Figura N° 3.29 Detalle de placa P-7 diseñada para resistir las solicitaciones sísmicas de la norma E.030 – 2016.....	96
Figura N° 3.30 Detalle de placa P-7 diseñada para resistir las solicitaciones sísmicas de la norma E.030 – 2018.....	97
Figura N° 4.1 Curva esfuerzo – deformación para el acero.....	99
Figura N° 4.2 Curva esfuerzo – deformación para el concreto no confinado....	99
Figura N° 4.3 Curva esfuerzo – deformación para el concreto confinado.....	100
Figura N° 4.4 Curva esfuerzo – deformación para el concreto confinado y no confinado.....	101
Figura N° 4.5 Distribución de carga lateral para el análisis pushover por control de cargas.....	102
Figura N° 4.6 Espectro de pseudoaceleraciones para $Z=0.45$ y suelo S_1	103

Figura N° 4.7 Espectro de respuesta en formato tradicional y en formato ADRS (Transformación del espectro de respuesta elástico en espectro de demanda elástico).....	104
Figura N° 4.8 Representación bilineal de la curva de capacidad.....	105
Figura N° 4.9 Representación bilineal del espectro de capacidad.....	106
Figura N° 4.10 Obtención del punto de desempeño.....	108
Figura N° 4.11 Curva de capacidad en dirección X para el edificio analizado con la norma E.030 -2016	114
Figura N° 4.12 Curva de capacidad en dirección X bilinearizada para el edificio analizado con la norma E.030 -2016.....	115
Figura N° 4.13 Curva de capacidad en dirección X para el edificio analizado con la norma E.030 -2018	116
Figura N° 4.14 Curva de capacidad en dirección X bilinearizada para el edificio analizado con la norma E.030 -2018.....	116
Figura N° 4.15 Comparación de la curva de capacidad del edificio para cada caso de análisis.....	117
Figura N° 5.1 Espectro de capacidad para el edificio analizado con la norma E.030 - 2016.....	118
Figura N° 5.2 Espectro de capacidad para el edificio analizado con la norma E.030 - 2018	119
Figura N° 5.3 Espectro de diseño elástico Newmark - Hall	120
Figura N° 5.4 Espectro de demanda elástica e inelástica para el edificio analizado con la norma E.030 - 2016.....	121
Figura N° 5.5 Determinación del punto de desempeño para el edificio analizado con la norma E.030 - 2016.....	122
Figura N° 5.6 Espectro de demanda elástica e inelástica para el edificio analizado con la norma E.030 - 2018.....	123
Figura N° 5.7 Determinación del punto de desempeño para el edificio analizado con la norma E.030 - 2018.....	124
Figura N° 5.8 Determinación de los niveles de desempeño en cada piso del edificio, para el caso de análisis con la norma E.030 - 2016.....	125
Figura N° 5.9 Determinación de los niveles de desempeño en cada piso del edificio, para el caso de análisis con la norma E.030 - 2018.....	126
Figura N° 5.10 Comparativa entre los niveles de desempeño en cada piso del edificio, para ambos casos de análisis.....	127

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

α_c :	Coeficiente para calcular la contribución del concreto al corte
α_1 :	Coeficiente de masa modal del primer modo de vibración
Δ_i :	Desplazamiento relativo en el nivel i de la estructura
ε :	Deformación unitaria última del concreto
δ_{xi} :	Distorsión elástica en la dirección X en el entrepiso i
δ_{yi} :	Distorsión elástica en la dirección Y en el entrepiso i
δ_{ixi} :	Distorsión inelástica en la dirección X en el entrepiso i
δ_{iyi} :	Distorsión inelástica en la dirección Y en el entrepiso i
ϕ :	Factor de reducción de resistencia
ϕV_n :	Cortante nominal resistente reducida de la sección de concreto armado
$\phi_{\text{techo},1}$:	Desplazamiento modal de la última planta del edificio
μ :	Ductilidad del sistema
μ_{ef} :	Ductilidad efectiva
ρ_h :	Cuantía de refuerzo horizontal de la placa
ρ_v :	Cuantía de refuerzo vertical de la placa
$\rho_{h\text{mín}}$:	Cuantía horizontal mínima de una placa
$\rho_{v\text{mín}}$:	Cuantía vertical mínima de una placa
$A_{\text{bilíneal}}$:	Área de la curva bilíneal idealizada
A_{curva} :	Área de la curva real de capacidad
A_{cw} :	Área de corte de la sección transversal de un muro
A_s :	Área de acero
$A_{s\text{máx}}$:	Acero máximo
$A_{s\text{mín}}$:	Acero mínimo
A_v :	Área de refuerzo cortante con un espaciamiento S
b :	Ancho de la viga o columna
C :	Factor de amplificación sísmica según la norma E.030
CM :	Carga muerta
CP :	Prevención al colapso
CS :	Carga de sismo

- CV: Carga viva
- d: Peralte efectivo de la viga o columna
- D: Desplazamiento del último piso
- D1Xi: Desplazamiento máximo en un extremo del edificio en dirección X en el entrepiso i
- D1Yi: Desplazamiento máximo en un extremo del edificio en dirección Y en el entrepiso i
- D2Xi: Desplazamiento máximo en el otro extremo del edificio en dirección X en el entrepiso i
- D2Yi: Desplazamiento máximo en el otro extremo del edificio en dirección Y en el entrepiso i
- DcmXi: Desplazamiento del centro de masas en la dirección X en el nivel i
- DcmYi: Desplazamiento del centro de masas en la dirección Y en el nivel i
- Di: Desplazamiento lateral en el nivel i de la estructura
- DpromX i: Desplazamiento promedio de los dos extremos del edificio en dirección X en el entrepiso i
- DpromY i: Desplazamiento promedio de los dos extremos del edificio en dirección Y en el entrepiso i
- Du: Desplazamiento horizontal en el punto de capacidad última de la curva de capacidad
- Dy: Desplazamiento horizontal en el punto de fluencia en la curva de capacidad
- Dy': Desplazamiento horizontal en el punto de primera fluencia en la curva de capacidad
- E: Módulo de Elasticidad del concreto endurecido
- f'c: Resistencia a la compresión del concreto después de los 28 días
- Fex: Factor de escala en dirección X
- Fey: Factor de escala en dirección Y
- fy: Esfuerzo de fluencia del acero
- g: Gravedad
- h: Peralte de la viga
- H: Fuerza sísmica lateral según la norma sísmica del año 1970
- la: Factor de irregularidad en altura
- IO: Ocupación inmediata
- Ip: Factor de irregularidad en planta
- K: Factor de sistema estructural según la norma sísmica del año 1970

Ke:	Pendiente inicial de la curva bilineal
Kxi:	Rigidez lateral en la dirección X para el nivel i
Kyi:	Rigidez lateral en la dirección Y para el nivel i
LS:	Seguridad de vida
l_m :	Longitud de la placa
h_m :	Altura de la placa
Mn:	Momento nominal resistente
Mpri:	Momento nominal en el extremo superior de la columna
Mprs:	Momento nominal en el extremo inferior de la columna
Mu:	Momento último
P:	Peso de la edificación
PF1:	Factor de participación modal
Pu:	Carga axial última
R:	Coeficiente de reducción de fuerza sísmicas
R_μ :	Factor de reducción según Newmark y Hall
R_0 :	Coeficiente básico de reducción de fuerza sísmicas
R_{0x} :	Factor de reducción de fuerza sísmicas en la dirección X
R_{0y} :	Factor de reducción de fuerza sísmicas en la dirección Y
Rn:	Resistencia nominal de diseño
Ru:	Resistencia última
S:	Espaciamiento del refuerzo a cortante
Sa:	Aceleración espectral
Sd:	Desplazamiento espectral
T:	Periodo fundamental de la estructura
T_{0x} :	Periodo fundamental en la dirección X
T_{0y} :	Periodo fundamental en la dirección Y
T_c :	Periodo que define el inicio de la parte descendente del espectro, se puede tomar como 0.66seg.
T_L :	Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.
T_P :	Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo
U:	Factor de uso e importancia según la norma E.030

- V: Fuerza cortante en la base de la estructura
- Vc: Cortante resistente del concreto
- Vdinx: Cortante basal dinámica en dirección X
- Vdiny: Cortante basal dinámica en dirección Y
- Vdx: Fuerza cortante de diseño en dirección X
- Vdy: Fuerza cortante de diseño en dirección Y
- Vn: Cortante nominal resistente de la sección de concreto armado
- Vs: Cortante resistente del acero
- Vu: Cortante última
- Vxi: Fuerza cortante en la dirección X en el entrepiso i
- Vyi: Fuerza cortante en la dirección Y en el entrepiso i
- Vy: Cortante horizontal en el punto de fluencia de la curva de capacidad
- Vy': Cortante horizontal en el punto de primera fluencia de la curva de capacidad
- Vyi: Fuerza cortante en la dirección Y en el entrepiso i
- W: Peso sísmico de la estructura
- Wi: Peso del nivel i
- Yc: Peso específico del concreto
- Z: Factor de zona según la norma E.030

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1 GENERALIDADES

El análisis sísmico alrededor del mundo está siendo cada vez más sistematizado con una serie de procedimientos mediante las normas sísmicas, las cuales se vienen actualizando cada cierto tiempo en base a experiencias e investigaciones.

Actualmente en el Perú la primera normativa sísmica data del año 1970 y a partir de ese año se exigió que las nuevas edificaciones se analicen y diseñen bajo las normativas en uso. Los cambios de la normativa sísmica respecto a las anteriores parecen no significativos, sin embargo, muchos de ellos pueden influir significativamente en la respuesta sísmica de las edificaciones, por ejemplo los siguientes:

- El cambio del espectro de pseudoaceleraciones
- La inclusión de factores de irregularidad que afectan al factor de reducción de fuerzas
- La amplificación de las fuerzas provenientes del análisis dinámico
- La nueva zonificación sísmica

Por estas razones se podría dar el caso de edificaciones que hayan sido diseñadas bajo una normativa anterior y al ser analizadas mediante la normativa nueva no cumplan los requerimientos de aquella. Tesis como la de Toledo (30), demuestran que el cambio de los requerimientos de la norma E.030 influyó bastante en los desplazamientos inelásticos y en las fuerzas de diseño.

El concepto de irregularidad estructural surge debido a que no todas las estructuras presentan una adecuada continuidad tanto en altura como en planta. Debido a los requerimientos arquitectónicos de las edificaciones se pueden ocasionar algunos de estos tipos de irregularidades: Por ejemplo; el área de tragaluces que se exige en las edificaciones podría ocasionar que exista esquinas entrantes, discontinuidad del diafragma o incluso torsión, otro caso podría ser que por la presencia de estacionamientos en el primer piso se utilicen columnas en la primera planta y muros de corte a partir del segundo piso, que es muy común en nuestro país y en otras partes del mundo, y ello conlleva a que el edificio presente irregularidad por piso blando. El problema de que un edificio presente alguna irregularidad estructural es que las formulaciones de la norma para evaluar el

comportamiento sísmico de las estructuras son más aproximables al comportamiento sísmico real de la estructura cuando la estructura es regular, es decir que si una estructura es irregular las formulaciones que brinda la normativa sísmica no son tan aproximables al comportamiento sísmico real de la estructura.

La irregularidad de rigidez (piso blando), ha causado un mal comportamiento sísmico frente a los sismos a lo largo de los años ocasionando fallas de la estructura, pérdidas de vidas y pérdidas materiales. Aunque es muy difícil evitar que no haya ninguna estructura que presente irregularidad de rigidez, lo que se hace es reducir el coeficiente de reducción (R) que depende del sistema estructural utilizado, multiplicándolo por un factor de reducción que es menor a la unidad, significando una amplificación de las fuerzas de diseño sísmico para tratar así de compensar la presencia de la irregularidad en el edificio y la incertidumbre del verdadero comportamiento sísmico de una estructura irregular.

A partir del año 1997 se incorpora el concepto de irregularidades en la norma E.030, cuantificando la irregularidad de piso blando mediante una comparación de suma de áreas resistentes al corte horizontal de columnas y placas en el piso de análisis. En el año 2003, la norma E.030 sigue manteniendo el mismo criterio sin embargo se hacen algunas variaciones en lo que respecta a pisos con una altura diferente a la altura de piso típico. En el año 2016, la norma E.030 cambia totalmente ese criterio cuantificando la presencia de piso blando mediante una comparación de distorsiones, lo que hace pensar que hay una posibilidad de que edificios que presenten piso blando con las normas de años anteriores ya no lo presenten al ser analizados con alguna de las nuevas normativas, esto conlleva a que las fuerzas de diseño del mismo edificio mediante el análisis con dos normas de distintas épocas sean distintas. En el año 2018 se publica la última versión de la norma E.030 la cual cuantifica la irregularidad de rigidez (piso blando) mediante una comparación en las rigideces de los pisos, lo cual parece más acorde a lo que se indica en las normativas de otros países, tales como: Colombia, Venezuela y México.

En la presente tesis, luego de revisar la evolución de las normas de diseño sísmico en los últimos 40 años, se hará una comparación en la respuesta sísmica entre la norma E.030-2016 y el nuevo proyecto de norma E.030 ambas aplicadas a un edificio de concreto armado de 7 pisos con sistema estructural de muros estructurales que presenta irregularidad de rigidez con la E.030-2016 y que no califica como irregular al ser cuantificado con la norma E.030 - 2018. Luego de ser

analizado, con los resultados de ambos análisis se realizará el diseño por resistencia con la norma E.060, siguiendo los lineamientos del capítulo 21. Luego de ello se realizará un análisis estático no lineal en cada uno de los dos casos, definiendo las propiedades en las secciones críticas de acuerdo al FEMA 356 para ver cuál es el desempeño sísmico de los elementos estructurales en ambos diseños.

1.2 PROBLEMÁTICA

Es una realidad que los criterios de diseño sismorresistente vienen evolucionando a lo largo de los años. Ello lleva consigo la actualización de las normativas de diseño cada cierto tiempo, desde la primera aparición de una norma sísmica peruana en el año 1970 hasta la última actualización de la norma E.030 en octubre del 2018, la norma de diseño sismorresistente ha sufrido varios cambios para mejorar el comportamiento sísmico de las edificaciones. La última actualización en el año 2018 difiere con la versión del año 2016 en la determinación si un edificio presenta irregularidad de rigidez o no, es por ello que puede pasar que edificios que hayan sido diseñados considerados irregulares con la norma E.030 – 2016 no lo sean si hubieran sido analizados con la norma E.030 -2018 . En la tesis se pretende evaluar si el edificio considerado que presenta irregularidad de rigidez cuando se analiza con la norma E.030-2016, tendría irregularidad de rigidez al ser analizada con la norma E.030 - 2018; además de hacer una cuantificación del cambio en la respuesta sísmica y el diseño de las edificaciones con la norma E.030 -2018.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivos Generales

Comparar el comportamiento y diseño sísmico de un edificio de concreto armado de 7 pisos, cuyo sistema estructural es de muros estructurales que presenta irregularidad de rigidez con la E.030-2016, con el que se tendría si se hubiera analizado con la norma E.030-2018. Finalmente hacer una comparación del desempeño sísmico de los elementos estructurales de ambos casos con el análisis estático no lineal.

1.3.2 Objetivos Específicos

- Comparar la variación de las irregularidades en las normas de diseño sismorresistente empleadas en los últimos 47 años con los requisitos de normas vigentes.

- Comparar la respuesta sísmica de una edificación de concreto armado de 7 pisos con muros estructurales con la norma E.030-2016 y la norma E.030-2018.
- Determinar el desempeño del edificio para los requerimientos de la norma actual y el proyecto de norma, mediante el uso del análisis no lineal.

1.4 HIPÓTESIS

El cambio en el cálculo de la irregularidad de rigidez, comparando ahora las rigideces y ya no las distorsiones, permitirá que el edificio analizado que presenta piso blando, al ser analizado con la E.030-2016, ya no lo presente al ser analizado con la norma E.030-2018, influyendo en la demanda y el desempeño sísmico de los elementos estructurales.

CAPÍTULO II: FUNDAMENTO TEÓRICO**2.1 ESTADO DEL ARTE****2.1.1 Antecedentes de la norma sísmica peruana****Tabla N° 2.1** Antecedentes de la norma sísmica peruana

Fuente: (Janampa, 2016)

Año	Antecedente
1963	ACI introduce el diseño por rotura.
1964	Se publica el primer proyecto de Norma Peruana, basada en la SEAOC (Structural Engineers Association of California).
1970	Se comienzan a realizar los primeros modelos analíticos para el análisis inelástico. Se publica la primera Norma Peruana de nivel nacional, se tenía como experiencia previa del sismo de Lima en 1966.
1977	Se publica la segunda Norma Peruana, con experiencias previas de los sismos de Ancash en 1970 y el de Lima en 1974.
1997	Se publica la tercera Norma Peruana, con experiencias previas de los sismos de México en 1985, Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994, Kobe en 1995 y Nazca en 1996.
2003	Se publica la cuarta Norma Peruana, con experiencias previas de los sismos de Colombia en 1999, India en 2001 y Arequipa en 2003.
2016	Se publica la quinta Norma Peruana, con experiencias previas de los sismos de Pisco en 2007, Chile en 2010 y Nepal en 2015.
2017	Se promulga el nuevo proyecto de norma sismorresistente en el mes de Marzo.
2018	Se oficializa la nueva versión de la norma E.030

2.1.2 Breve historia de las normas sísmicas en el Perú

En el año 1970 se publica el reglamento nacional de construcciones, incluyendo en el Capítulo IV, las exigencias para “SEGURIDAD CONTRA EL EFECTO DESTRUCTIVO DE SISMOS”, la cual se refiere a la primera norma sísmica peruana. Esta calculaba la fuerza lateral de la siguiente manera:

$$H = U K C P$$

(Ec. 1)

$$H = \frac{Z U S C P}{R_d} \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

H = Fuerza cortante sísmica basal

Z = Factor debido a la zona

U = Factor debido al uso de la edificación

S = Factor debido al tipo de suelo

C = Coeficiente sísmico

P = Peso sísmico de la edificación

R_d = Coeficiente básico de reducción de fuerzas

La zonificación sísmica también varió, la cual fue en ese entonces la que se muestra en la Figura N° 2.2.



Figura N° 2.2 Zonificación sísmica según la norma sísmica del año 1977

Fuente: (Blanco, 2010)

Luego del sismo de Nazca en 1996, se observó que las deformaciones laterales producto del sismo fueron mayores que los resultados que se obtienen con la norma del 1977, es por ello que se decidió cambiar la norma a una que permita considerar mayor ductilidad en el diseño de las estructuras.

El comité realizador de la norma sísmica decidió no alterar significativamente el nivel de fuerzas, pero sí variar de manera contundente los coeficientes para la obtención de mayores deformaciones laterales. Es por ello que se promulga la tercera norma sísmica peruana en el año 1997, la cual amplificaba aproximadamente en 2.5 veces los desplazamientos de la norma anterior, para ello se cambió los coeficientes de la expresión de fuerza cortante basal multiplicando el coeficiente sísmico “C” por 2.5. Lo que significó la exigencia de estructuras más rígidas.

$$C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right)^{1.25} ; C < 2.5 \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

T : Periodo fundamental de la estructura

T_P : Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo

La normativa sísmica peruana publicada en el año 1997 trajo muchas novedades, no solo la exigencia de estructuras más rígidas, sino también:

- Introducción del concepto de irregularidades y cuantificación de las mismas.
- Limitaciones en la torsión.
- Declaración de “evitar colapso” como filosofía de diseño.
- Exigencia del uso de sistemas regulares en obras esenciales.

Entre los aportes mencionados, impuestos por la norma sísmica peruana del año 1997 la más importante con respecto a los alcances de esta investigación es la introducción del concepto de irregularidad estructural en el Perú, de las cuales se hablará en los párrafos siguientes. También hubo un nuevo reordenamiento en la zonificación sísmica, la cual se muestra en la Figura N° 2.3.

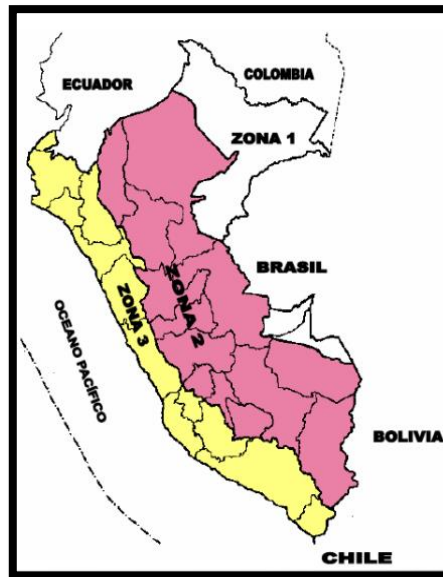


Figura N° 2.3 Zonificación sísmica según la norma sísmica del año 1997

Fuente: (Córdova, 2012)

En el año 2003 se promulga la cuarta norma sísmica peruana de la historia, fue producto de unos ajustes a la norma sísmica del año 1997, debido al sismo del 2001 ocurrido en Moquegua, Arequipa y Tacna.

Entre los cambios más importantes que significaron la actualización de la norma sísmica en el año 2003 están la amplificación de las fuerzas sísmicas a 1.25 veces mayor, ello se logró disminuyendo el factor de reducción sísmica “ R ” y el cambio en la manera de calcular el factor de amplificación sísmica “ C ”, el cual se muestra en la siguiente ecuación:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T} \right); C < 2.5 \quad (\text{Ec. 4})$$

Donde:

T : Periodo fundamental de la estructura

T_P : Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo

A continuación, se muestra la forma de calcular la fuerza cortante sísmica en la base de una estructura:

$$V = \frac{Z U C S P}{R} \quad (\text{Ec. 5})$$

V = Fuerza cortante en la base de la estructura

Z = Factor debido a la zona

U = Factor debido al uso e importancia de la edificación

S = Factor de amplificación debido al tipo de suelo

C = Factor de amplificación sísmica

P = Peso total de la edificación

R = Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

Luego el año 2014, se propuso un nuevo proyecto de norma que fue aprobado después de aproximadamente dos años, en el 2016, mediante un decreto supremo que modificó la norma sísmica del año 2003. Entre los cambios más importantes se encuentran los siguientes:

- Factores de reducción por irregularidades tanto en planta como en altura.
- Se introduce un tipo de suelo más, el cual es el tipo de suelo S_0 de roca dura.
- El factor de amplificación del suelo “ S ”, ahora depende del tipo de suelo y de la zona en la que se encuentra, ya no solamente del tipo de suelo como en la norma sísmica del 2003.
- La zonificación sísmica ahora se divide en cuatro zonas, ya no en tres como en las normativas anteriores, como se muestra en la Figura N° 2.4.

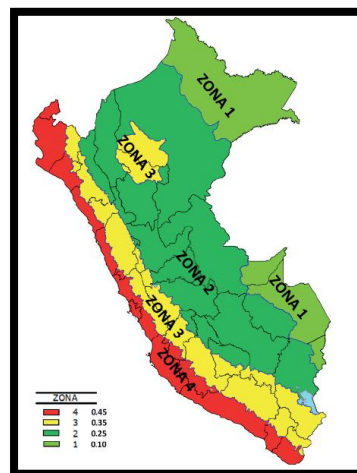


Figura N° 2.4 Zonificación sísmica según la N.T.P E.030-2016

Fuente: Norma E.030-2016

- Se cambia el espectro de pseudo-aceleraciones, considerando ahora un periodo “ T_L ”, el cual es el periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante, a continuación, se muestra una figura con la variación de C:

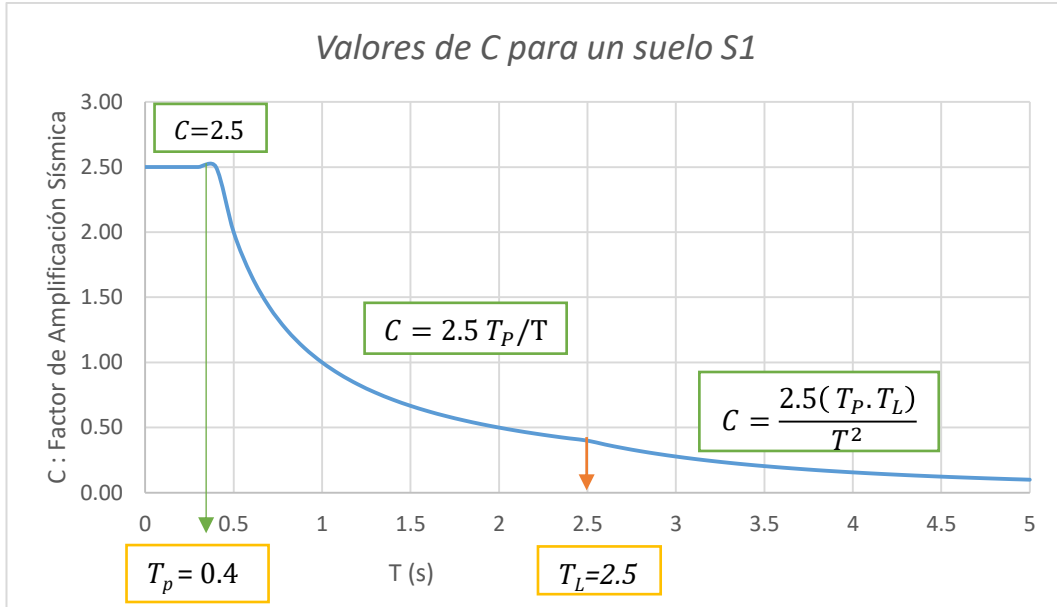


Figura N° 2.5 Variación del Factor de Amplificación Sísmica (C) en suelos buenos (S1) según la N.T.P E-030 2016

Fuente: Propia

A continuación, se muestran en las figuras Figura N° 2.6 y Figura N° 2.7 una comparación de los espectros de pseudo-aceleraciones y desplazamientos para la ciudad de Lima con las normas sísmicas peruanas del 2016 y del 2003:

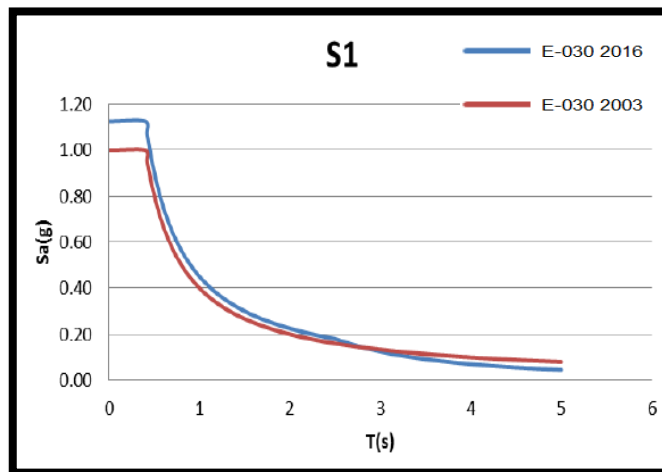


Figura N° 2.6 Comparación de los espectros de pseudo-aceleraciones de las normas sísmicas peruanas del 2003 y del 2016, para un suelo bueno (S1) localizado en la ciudad de Lima.

Fuente: (Quiun D., 2014)

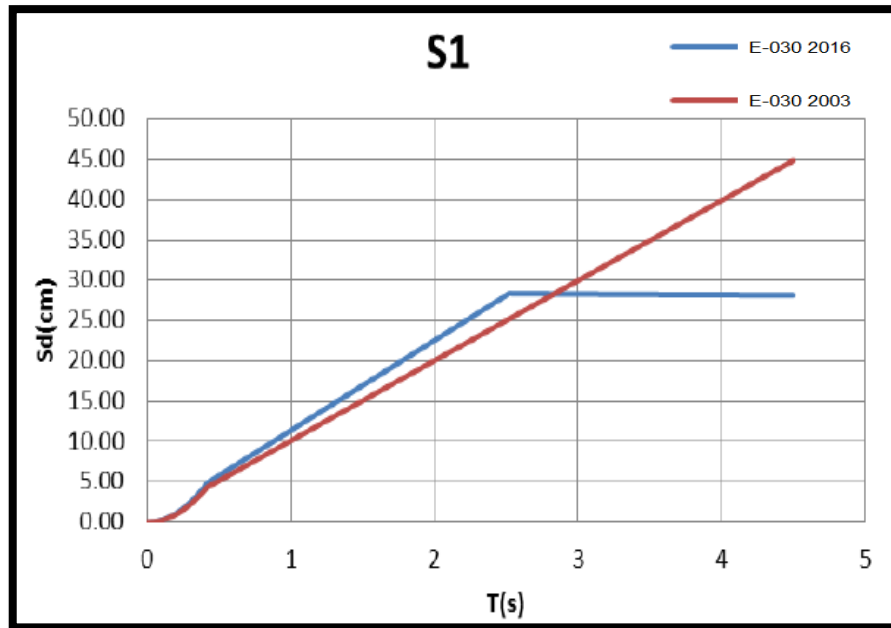


Figura N° 2.7 Comparación de los espectros de desplazamientos de las normas sísmicas peruanas del 2003 y del 2016, para un suelo bueno (S1) localizado en la ciudad de Lima.

Fuente: (Quiun D., 2014)

2.1.3 Irregularidad de rigidez en las normas vigentes

La presencia de irregularidad de piso blando en las estructuras, para la mayoría de normas actuales, significa una amplificación de la fuerza sísmica de diseño, ello es debido a que las formulaciones de las normativas para determinar el comportamiento sísmico de las estructuras son más aproximables al verdadero comportamiento sísmico en estructuras regulares que en estructuras irregulares.

La mayoría de las normas sísmicas actuales verifican la existencia de irregularidad de piso blando por medio de una comparación de las rigideces de los pisos, siendo los límites, en su mayoría distintos, para las distintas normativas. A continuación, en la Tabla N° 2.2 se muestra la descripción de la determinación de la irregularidad de piso blando según las distintas normativas.

Tabla N° 2.2 Descripción de la irregularidad de rigidez según las distintas normativas

Fuente: (Normas de diversos países)

Normativa	Descripción de la Irregularidad
Peruana E.030 (2003)	<p>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando</p> <p>“En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte de un entrepiso, columna y muros, es menor que 85 % de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90 % del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente se debe multiplicar los valores anteriores por (h_i/h_d) donde h_d es la altura diferente de piso y h_i es la altura típica de piso” (E.030, 2003, 17).</p>
Peruana E.030 (2016)	<p>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando</p> <p>“Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso” (E.030, 2016,9).</p>
	<p>Irregularidad Extrema de Rigidez - Piso Blando</p> <p>“Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1.6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1.4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso” (E.030, 2016,9).</p>

Peruana E.030 (2018)	<p>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando</p> <p>“Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga” (E.030, 2018,17).</p>
	<p>Irregularidad Extrema de Rigidez - Piso Blando</p> <p>“Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga” (E.030, 2018,17).</p>
IBC - USA	<p>Irregularidad de Rigidez</p> <p>El piso blando se presenta cuando la rigidez lateral es menor que el 70 por ciento del piso inmediato superior o menor que el 80 por ciento de la rigidez lateral promedio de los tres pisos inmediatos superiores.</p>
	<p>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando Extremo</p> <p>El piso blando extremo se presenta cuando la rigidez lateral es menor que el 60 por ciento del piso inmediato superior o menor que el 70 por ciento de la rigidez lateral promedio de los tres pisos inmediatos superiores</p>
México	<p>Irregularidad de Rigidez</p> <p>Las estructuras regulares cumplen lo siguiente: ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso defieren en más de 50% de la del entrepiso inmediatamente inferior. No aplica para</p>

	<p>techos. Las estructuras que no cumplen con lo mencionado son consideradas irregulares.</p>
	<p>Estructura Fuertemente Irregular La rigidez de un piso excede en 100 por ciento al inmediato inferior.</p>
Colombia	<p>Piso Flexible (Irregularidad de rigidez) El piso flexible ocurre cuando la rigidez lateral de un piso es menor que 0.70 veces, pero mayor o igual a 0.60 veces la rigidez del piso inmediato superior. El piso flexible también se presenta cuando la rigidez lateral de un piso es menor que 0.80 veces, pero mayor o igual a 0.70 veces la rigidez promedio de los tres pisos inmediatos superiores a este.</p>
	<p>Piso Flexible (Irregularidad extrema de rigidez) La irregularidad extrema de rigidez se presenta cuando la rigidez lateral de un piso es menor que 0.60 veces la rigidez del piso inmediato superior o 0.70 veces la rigidez promedio de los tres pisos superiores.</p>
Nueva Zelanda	<p>Irregularidad de Rigidez Esta irregularidad se presenta en edificios cuando la rigidez lateral de un piso es menor a 0.70 veces la rigidez lateral de un piso adyacente o cuando la rigidez lateral de un piso es menor a 0.80 veces la rigidez lateral promedio de los tres pisos superiores.</p>

En conclusión, de lo mencionado la irregularidad de rigidez, en la mayoría de normativas, se determina mediante una comparación de las rigideces de los pisos, lo cual está más alineado a la norma E.030 – 2018.

2.1.4 Investigaciones previas sobre irregularidad de rigidez

Khan y Vyawahare (2013) estudiaron el comportamiento sísmico de edificios, de 22 pisos con muros de concreto, con piso blando en los primeros niveles y piso blando en los últimos niveles. Realizaron análisis lineales dinámicos, y luego los análisis no-lineal estáticos (pushover). Sus modelos analizados tenían piso blando en el primer piso y en otro de los niveles superiores de la estructura, es decir tenían dos pisos blandos. (Ver Figura N° 2.8)

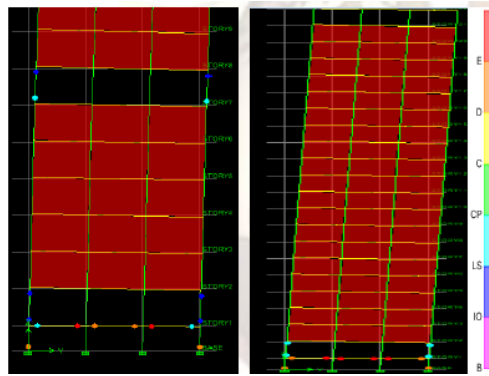


Figura N° 2.8 Patrón de formación de rótulas plásticas para el edificio de 22 pisos con piso blando en los primeros niveles, y niveles superiores

Fuente: (Khan y Vyawahare, 2013)

Se halló que la máxima fuerza cortante en la base producto del pushover se dio en el caso en el que solo había piso blando en el primer nivel, y conforme se iba analizando modelos que también tenían piso blando en los niveles superiores, las fuerzas cortantes basales aumentaban, y también los desplazamientos, pero eran menores que el caso ya mencionado. (Ver figura N° 2.9)



Figura N° 2.9 Fuerzas cortantes máximas basales obtenidas para la estructura con piso blando en los primeros niveles y en un nivel superior

Fuente: (Khan y Vyawahare, 2013)

Determinaron que los periodos efectivos, T_{eff} , eran mayores en los modelos que tenían piso blando en los niveles inferiores, y decrecían conforme se localizaba el piso blando en algún nivel superior. También realizaron un adecuado detallado de los refuerzos garantizando así la ductilidad necesaria de la estructura, ello se vio reflejado en que las rótulas plásticas se desarrollaron más en las vigas y muy poco en las columnas.

La conclusión más importante fue que si se tiene una estructura que tiene piso blando en los niveles inferiores y es casi imposible evitarlo por cuestiones arquitectónicas, por ejemplo, estacionamientos en el primer piso, es aconsejable que se estructure para que haya también un piso blando en los niveles superiores, preferiblemente en los últimos niveles y así darle un poco más de capacidad a la estructura de obtener mayores deformaciones.

Fredrick y Winston (2015) evaluaron edificaciones de 5 pisos, aporticadas, con irregularidad de rigidez (piso blando), para ser más exactos consideraron el piso blando en el primer piso. Su criterio para considerar que existía irregularidad fue que si la rigidez lateral de un piso era menor al 70% de un piso adyacente entonces existía irregularidad de rigidez (piso blando) en ese piso. En base a una estructura regular, estructura base de altura de piso típico igual a 3m, lograron generar modelos que tengan piso blando variando la altura del primer piso, considerando así un factor de irregularidad que dependía de la relación entre la altura del primer nivel y la altura del segundo nivel. (Ver Figura N° 2.10, Figura N° 2.11 y Tabla N° 2.3)

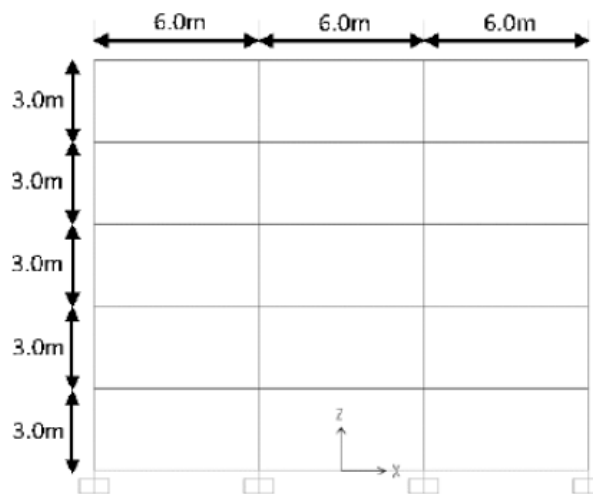


Figura N° 2.10 Elevación de un pórtico de la estructura base analizada

Fuente: (Fredrick y Winston, 2015)

$$S_R = \left[\frac{\text{Altura del primer piso}}{\text{Altura del segundo piso}} \right]^3$$

Figura N° 2.11 Definición de factor de irregularidad en función de la división del primer piso entre el segundo piso

Fuente: (Fredrick y Winston, 2015)

Tabla N° 2.3 Factor de irregularidad para cada altura del primer piso

Fuente: (Fredrick y Winston, 2015)

Altura del primer piso (m)	SR
3.38	1.43
3.50	1.59
4.00	2.37
4.50	3.38
5.00	4.63
5.50	6.16
6.00	8.00

También definieron un índice de vulnerabilidad en función al patrón de formación de las rótulas plásticas, la cual normalizaron en función a la estructura base, que fue considerada como la de menor índice de vulnerabilidad. Mostrando así que los elementos que sufrirán más daños luego del sismo serán los elementos estructurales del piso blando, en este estudio del primer piso, (Ver Tabla N° 2.4).

Tabla N° 2.4 Índice de vulnerabilidad para cada pórtico de cada nivel de cada estructura

Fuente: (Fredrick y Winston, 2015)

Caso	Índice de vulnerabilidad							
	Regular	Blando (3.4)	Blando (3.5)	Blando (4.0)	Blando (4.5)	Blando (5.0)	Blando (5.5)	Blando (6.0)
1° Nivel	1.00	1.02	1.03	1.29	1.40	1.46	1.40	1.74
2° Nivel	1.00	1.02	1.03	1.00	1.04	0.89	1.04	1.07
3° Nivel	1.00	1.02	1.03	1.00	1.04	0.87	1.04	0.87
4° Nivel	1.00	1.02	1.03	0.83	0.69	0.72	0.69	0.20
5° Nivel	1.00	0.88	0.82	0.53	0.31	0.52	0.31	0.24

Finalmente propusieron unos factores de amplificación de vulnerabilidad en base al nivel de irregularidad, expresado por el valor S_R , que tenían los modelos analizados. Mostrándose así que mientras mayor índice de irregularidad tiene la estructura, el piso que tiene la irregularidad de rigidez es más vulnerable a sufrir grandes daños. (Ver Tabla N° 2.5)

Tabla N° 2.5 Factores de amplificación de vulnerabilidad para un edificio según su índice de irregularidad de piso blando

Fuente: (Fredrick y Winston, 2015)

Factores de amplificación			
Riesgo	Bajo	Medio	Alto
SR	1.40 - 2.30	2.40 - 6.00	6.10 - 8.00
Amplificación	1.30	1.50	1.70

Entre las más importantes conclusiones de esta investigación se destaca que se vio que la causa principal de que las estructuras con piso blando sean más susceptibles a los terremotos es la localización de las fuerzas sísmicas, es decir

que, aunque las demandas sísmicas de los modelos irregulares fueron menores que las del edificio regular, ello debido al aumento de la altura del primer piso, las fuerzas se concentraban más en la zona donde había menor rigidez, o sea en el piso blando. Ello se pudo observar a través del desarrollo de las rótulas plásticas, la distorsión de entrepiso, en el diseño mismo y en los índices de vulnerabilidad.

Apostolska, Necevska-Cvetanovska, Bojadzieva y Gjorgjievaska (2016) estudiaron el comportamiento sísmico de edificios con piso blando en el primer piso. Básicamente estudiaron cuatro modelos los cuales fueron los modelos M1, M2, M3 y M4; de los cuales los que van más acorde a los alcances de esta tesis son los modelos M1 y M2 que consistían en lo siguiente:

- Modelo M1: Estructura regular de 5 pisos de piso típico igual a 3.52m.
- Modelo M2: Estructura con piso blando con la altura del primer piso igual a 5m y el piso típico igual a 3.52m.

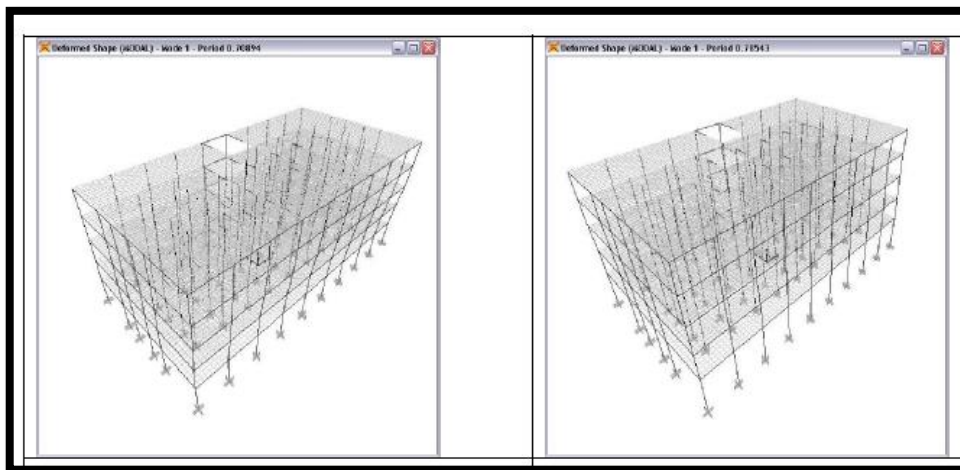


Figura N° 2.12 Modelos M1 (Izquierda) y M2 (derecha) en SAP2000

Fuente: (Apostolska, Necevska-Cvetanovska, Bojadzieva y Gjorgjievaska, 2016)

Aunque diversos criterios dicen que una estructura presenta irregularidad de rigidez (piso blando) cuando la rigidez de un piso es menor al 70% de la rigidez del piso superior, en los casos estudiados por estas investigadoras la diferencia en porcentaje de rigideces entre dos pisos adyacentes no excedía del 11% en la dirección X y 6 % en la dirección Y. (Ver Tabla N° 2.6)

Tabla N° 2.6 Resultados debidos al análisis dinámico lineal de los modelos M1 y M2

Fuente: (Apostolska, Necevskva-Cvetanovska, Bojadzieva y Gjorgjievskva, 2016)

Modelo M1, Dirección X-X					Modelo M2, Dirección X-X				
Piso	Q (kN)	dmax (cm)	δ (cm)	K (kN/cm)	Piso	Q (kN)	dmax (cm)	δ (cm)	K (kN/cm)
5	1970.763	1.89	0.23	8568.23	5	1971.547	2.25	0.23	8137.16
4	3525.609	1.66	0.40	8814.02	4	3376.751	2.02	0.38	8886.19
3	4681.251	1.26	0.51	91783.92	3	4530.966	1.64	0.50	8061.93
2	5445.523	0.75	0.47	11586.22	2	5341.209	1.14	0.51	10472.96
1	5872.498	0.28	0.28	20973.21	1	5872.498	0.63	0.63	9321.42

Modelo M1, Dirección Y-Y					Modelo M2, Dirección Y-Y				
Piso	Q (kN)	dmax (cm)	δ (cm)	K (kN/cm)	Piso	Q (kN)	dmax (cm)	δ (cm)	K (kN/cm)
5	1970.763	1.9	0.26	7579.86	5	1971.547	2.16	0.25	7486.19
4	3525.609	1.64	0.45	7834.69	4	3376.751	1.91	0.44	7674.43
3	4681.251	1.19	0.57	8212.72	3	4530.966	1.47	0.56	8091.01
2	5445.523	0.62	0.41	13281.76	2	5341.209	0.91	0.42	12717.16
1	5872.498	0.21	0.21	27964.27	1	5872.498	0.49	0.49	11984.69

Los resultados mostrados por ambos análisis indican que el desplazamiento del primer piso aumenta hasta en un 125% en la dirección X y un 133% en la dirección Y, y eso ocurre en el piso que ellas habían considerado como piso blando, estamos hablando del primer piso. (Ver Figura N° 2.13 Y Figura N° 2.14)

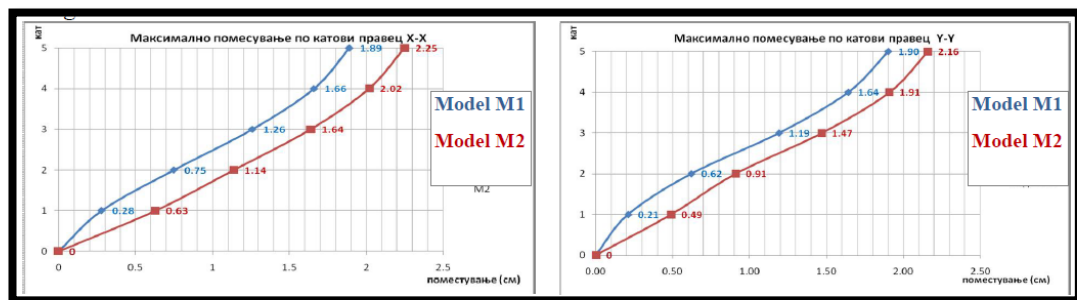


Figura N° 2.13 Desplazamientos de los modelos M1 y M2 obtenidos del análisis dinámico

Fuente: (Apostolska, Necevskva-Cvetanovska, Bojadzieva y Gjorgjievskva, 2016)

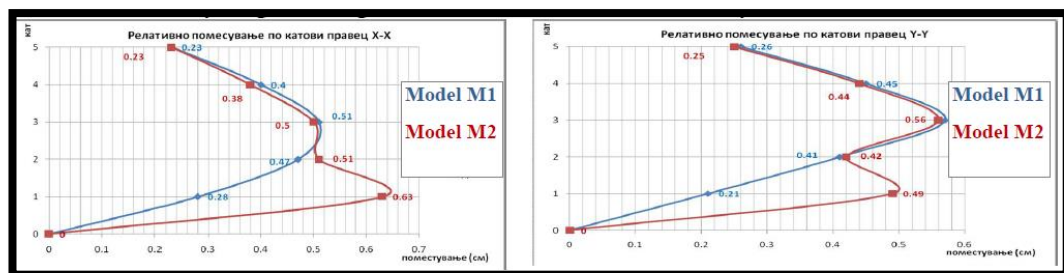


Figura N° 2.14 Desplazamientos relativos de los modelos M1 y M2 obtenidos del análisis dinámico

Fuente: (Apostolska, Necevskva-Cvetanovska, Bojadzieva y Gjorgjievskva, 2016)

Luego de realizar el análisis no lineal estático de los modelos M1 y M2 se obtuvo que la formación de rótulas plásticas en el modelo M2 se daba antes que en el modelo M1, sobretodo en las columnas del primer piso. Además de que el estado

de las rótulas plásticas de los pisos superiores del modelo M2 indicaba que los elementos estructurales como las vigas de esos pisos estaban en un peor estado que las del modelo M1, la misma tendencia fue reflejada en las curvas de capacidad donde para una misma fuerza cortante el modelo M2 experimentaba mayores desplazamientos que el modelo M1, significando así una menor capacidad de la estructura, tanto en dirección X como en la dirección Y. (Ver Figura N° 2.15)

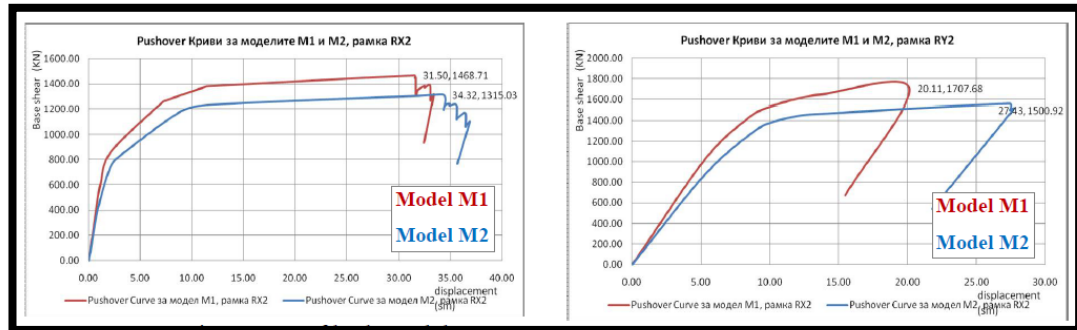


Figura N° 2.15 Curvas de capacidad de los modelos M1 y M2 tanto en dirección X (izquierda) como en dirección Y (derecha)

Fuente: (Apostolska, Necevsk-Cvetanovska, Bojadzieva y Gjorgjievska, 2016)

Luego del estudio realizado por las investigadoras se concluyó que la presencia de un piso blando en la estructura provoca un aumento de los desplazamientos con relación a una estructura regular además de que ese fenómeno disminuye la resistencia sísmica de la estructura. Por lo que se propone que el piso blando, el de menor rigidez, debería ser reforzado; aumentando las secciones transversales de las columnas, adición de placas de concreto armado o inserción de tirantes y similares.

Janampa (2016) realizó el análisis de edificaciones apertocadas de tres, cinco, nueve y quince pisos, desarrollando un modelo patrón de tipología regular para cada número de pisos, tanto en planta como en elevación; teniendo un total de 4 modelos distintos para el análisis lineal y 4 modelos distintos para el análisis no lineal.

Los modelos que él consideró para el análisis lineal se formaron a partir de la variación de la altura del primer piso, las cuales están en el siguiente rango: 3.0m, 3.5m, 4.0m, 4.5m, 5.0m, 7.0m, 9.0m; realizando un total de 28 modelos distintos y para el análisis pushover consideró como alturas del primer piso: 3.0m, 5.0m, 7.0m, 9.0m; que en total son 16 modelos distintos.

A continuación, se muestra en la Figura N° 2.16 una vista en elevación y la dimensión de vigas-columnas de los modelos de 5 pisos empleados para el análisis:

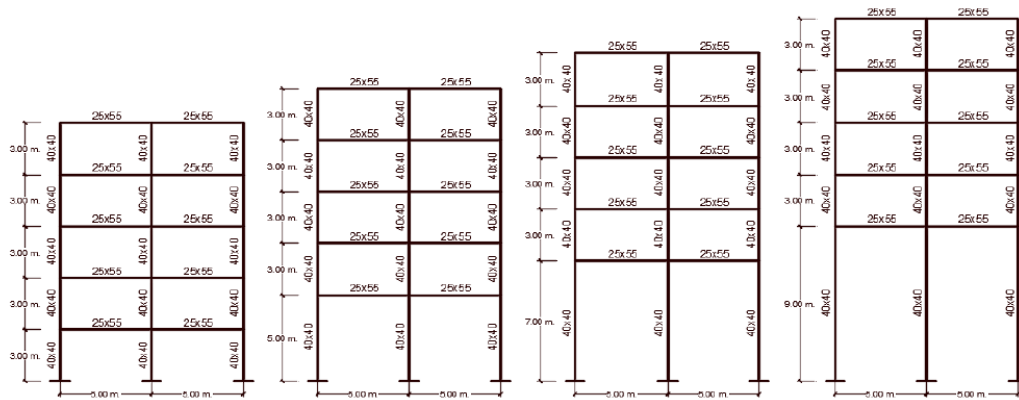


Figura N° 2.16 Vista en elevación y dimensiones de vigas-columnas de los modelos de 5 pisos utilizados para el análisis lineal

Fuente: (Janampa, 2016)

Obtuvo que, al aumentar la altura del primer piso, la rigidez lateral del primer piso varía entre el 5 y el 27 por ciento de la rigidez del modelo patrón para edificios de 3 pisos, entre el 5 y el 26 por ciento para edificios de 5 pisos, entre el 6 y el 29 por ciento para edificios de 9 pisos y entre el 8 y el 33 por ciento para edificios de 15 pisos., evidenciando así la discontinuidad en rigideces debido al aumento de altura del primer nivel. También comparó los límites de los criterios de verificación de irregularidad de rigidez, de los países que comparan la rigidez de los pisos para determinar la presencia de esta irregularidad, llegando a la conclusión que la norma mexicana es la más estricta según el criterio mencionado, en la Figura N° 2.17 se evidencia la disminución de rigidez lateral en el primer piso debido al aumento de la altura de este.

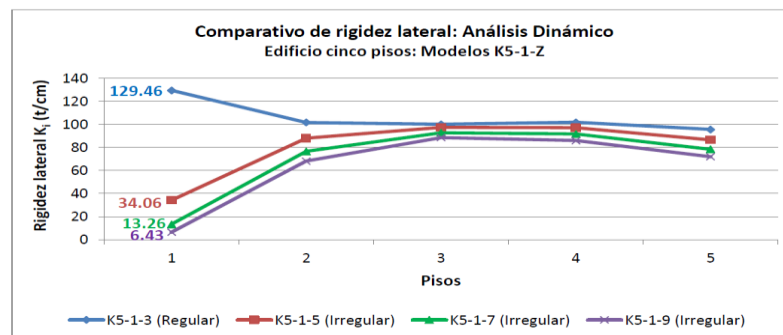


Figura N° 2.17 Cuadro comparativo de rigideces laterales de entepiso para los modelos de 5 pisos y alturas de 3m, 5m, 7m y 9m en el primer nivel

Fuente: (Janampa, 2016)

Luego de realizar los análisis lineales de las estructuras comparó los criterios de cuantificación de la irregularidad de rigidez según las normas E.030-2003 y E.030-2016 obteniendo que para estructuras aperticadas la norma E.030-2016 fue menos estricta que la norma E.030-2003 y que la de diversos países, tales como México, Colombia y Nueva Zelanda.

Respecto a los análisis no lineales, para el modelo esfuerzo-deformación del concreto confinado, consideró el modelo realizado por Mander (1988), ya que este considera el aporte de los estribos en la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado. Concluyó que el comportamiento sísmico de un edificio mejora con una mejor distribución de la rigidez lateral del edificio, ya que ello se evidenció en la disminución de rigidez lateral del primer nivel debido al aumento de altura de este, ocasionando así que el primer piso llegue a la falla y que los otros niveles permanezcan casi en el rango elástico, en la Figura N° 2.18 se evidencia la formación de rótulas plásticas en un peor estado que las rótulas plásticas formadas en los niveles superiores (Janampa,2016).

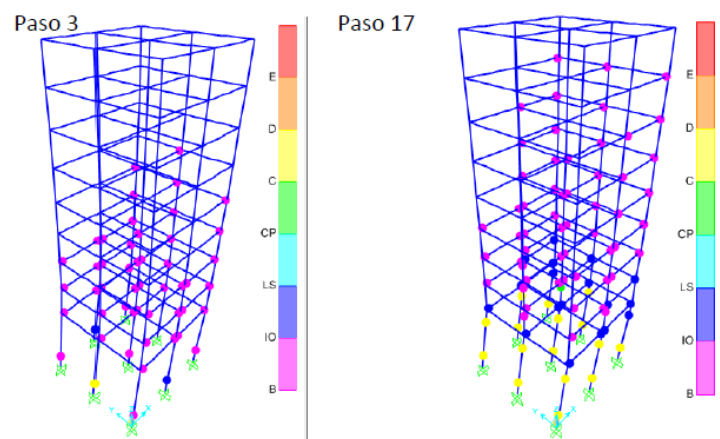


Figura N° 2.18 Secuencia de formación de rótulas plásticas en el edificio de 9 pisos

Fuente: (Janampa, 2016)

Finalmente obtuvo los niveles de desempeño de los 16 modelos a los que se realizaron el análisis no lineal, de los cuales concluyó que si la altura del primer piso es mayor o igual a 7m entonces el nivel de desempeño de los edificios analizados sería prevención del colapso (CP), lo cual no es aceptable según el criterio de Visión 2000, concluyendo finalmente que la máxima altura en un entrepiso de los edificios analizados para que no se produzca piso blando tiene que ser menor a 7 metros, en la Figura N° 2.19 se muestran los niveles de desempeño para los edificios en los que la altura del primer piso fue 7 metros,

evidenciándose así que el nivel de desempeño de esos modelos fue de prevención al colapso (CP); y en la tabla 2.4 se muestran los niveles de desempeño de todos los 16 modelos analizados no linealmente, evidenciando que para alturas del primer nivel mayor o igual a 7 metros, el nivel de desempeño es ya de prevención al colapso (CP), según criterio de Visión 2000.

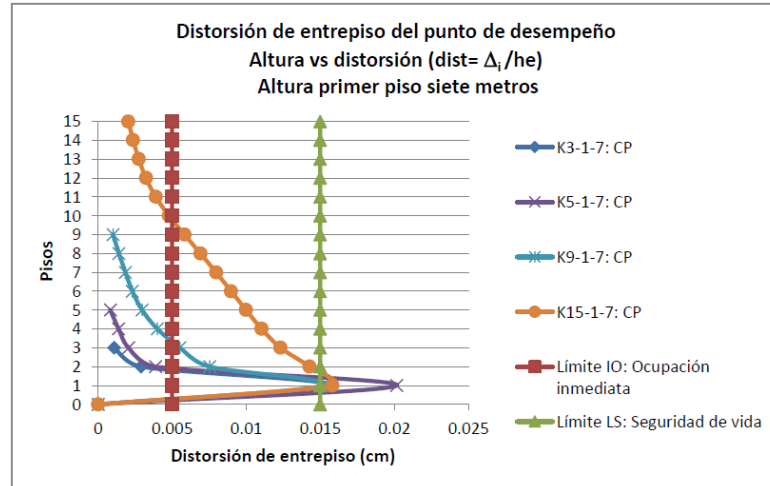


Figura N° 2.19 Distorsiones de entrepiso del punto de desempeño para edificios cuya altura del primer piso es de 7m

Fuente: (Janampa, 2016)

Tabla N° 2.7 Desempeño sísmico de cada piso para cada modelo de análisis

Fuente: (Janampa. 2016)

Edificio	Modelo	Altura primer piso (cm)	Máx. distorsión entrepiso	Nivel de desempeño (Visión 2000)
3 Pisos	K3-1-3	300	0.0115	Seguridad de Vida (LS)
	K3-1-5	500	0.0133	Seguridad de Vida (LS)
	K3-1-7	700	0.0157	Prevención del colapso (CP)
	K3-1-9	900	0.0202	Prevención del colapso (CP)
5 Pisos	K5-1-3	300	0.0097	Seguridad de Vida (LS)
	K5-1-5	500	0.0137	Seguridad de Vida (LS)
	K5-1-7	700	0.0202	Prevención del colapso (CP)
	K5-1-9	900	0.0220	Prevención del colapso (CP)
9 Pisos	K9-1-3	300	0.0094	Seguridad de Vida (LS)
	K9-1-5	500	0.0104	Seguridad de Vida (LS)
	K9-1-7	700	0.0151	Prevención del colapso (CP)
	K9-1-9	900	0.0195	Prevención del colapso (CP)
15 Pisos	K15-1-3	300	0.0086	Seguridad de Vida (LS)
	K15-1-5	500	0.0098	Seguridad de Vida (LS)
	K15-1-7	700	0.0158	Prevención del colapso (CP)
	K15-1-9	900	0.0174	Prevención del colapso (CP)

Todas estas investigaciones mencionadas concluyen en que la presencia de un piso menos rígido en la estructura produce un aumento en el daño de los elementos estructurales, en especial los que pertenecen a ese nivel, una disminución de la capacidad de la estructura y por último un aumento de la

vulnerabilidad sísmica de la estructura. Es por eso que los edificios que por motivos arquitectónicos presenten este tipo de irregularidad deberían ser diseñados para tener un buen comportamiento sísmico ante el sismo de diseño, la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 aumenta las fuerzas de diseño y los desplazamientos de estructuras que presenten este tipo de irregularidad, mediante unos “factores de castigo” ya que ante la incertidumbre de los verdaderos desplazamientos y fuerzas cortantes es necesario mediante un procedimiento sencillo tener una aproximación mediante estos “factores de castigo”.

2.1.5 Cuantificación de la irregularidad de rigidez en la historia de la norma sísmica del Perú

La primera norma sísmica peruana que consideró las irregularidades estructurales fue la Norma de Diseño Sismo Resistente de 1997, si una edificación presenta alguna de las irregularidades estructurales mencionadas por esa norma se multiplicaba el factor de reducción de fuerzas, R , por 0.75 y en base a ello se obtenían los desplazamientos inelásticos y las cortantes basales.

En la Norma de Diseño Sismo Resistente de 1997 se decía que una estructura tenía irregularidad de rigidez (piso blando) si se cumplía lo siguiente:

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando – Año 1997

“En cada dirección de análisis la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte de un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85% de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90% del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos” (E.030, 1997,10).

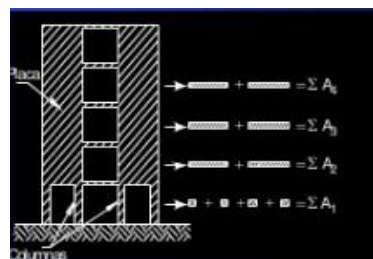


Figura N° 2.20 Sumatoria de las áreas de placas y columnas en cada piso

Fuente: (Piqué, s.f.)

Luego con la actualización de la Norma Técnica de Diseño Sismo Resistente E.030, el criterio para considerar que una estructura tiene irregularidad de rigidez

fue básicamente el mismo, solo que agregaron una pequeña variación, cuando la altura de algún piso es diferente a la altura típica de piso de la estructura.

Irregularidad de Rigidez - Piso Blando – Año 2003

“En cada dirección de análisis la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte de un entrepiso, columnas y muros es menor que 85% de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90% del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos con altura diferente multiplicar los valores anteriores por (h_i / h_d) donde h_d es la altura diferente de piso y h_i es la altura típica de piso” (Norma E.030, 2003, 17).

En el año 2016 se publicó un Decreto Supremo que modifica la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente” trayendo muchos cambios interesantes, en lo que respecta a irregularidades la Norma Sísmica Peruana del año 2016 asoció un factor de reducción a cada tipo de irregularidad. También creó un factor de reducción por irregularidad en planta y uno en altura, el cual se obtiene en base a las irregularidades presentadas por la estructura. Con la norma del año 2016 se cambió la forma de calcular los desplazamientos inelásticos en estructuras irregulares, ahora amplificando los desplazamientos elásticos ya no por $0.75R$ sino por R . Esto causó que sea más difícil estar por debajo de las distorsiones inelásticas límites exigidos por la norma E.030.

Tabla N° 2.8 Distorsiones inelásticas de entrepiso límites para distintos materiales predominantes en las edificaciones

Fuente: (Norma E.030 ,2016)

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_r / h_d)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

A continuación, se muestra la manera de calcular el coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas R :

$$R = I_a \cdot I_p \cdot R_0 \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde:

R = Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

I_a = Factor de irregularidad en altura

I_p = Factor de irregularidad en planta

R_0 = Coeficiente básico de reducción de fuerzas

La normativa sísmica del año 2016 asociaba la presencia de irregularidad de rigidez en base a una comparación entre las distorsiones de entrepiso y definiendo incluso la irregularidad de rigidez extrema, lógicamente con un factor de reducción menor que el de la irregularidad de rigidez.

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando – Año 2016

“Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso” (Norma E.030, 2016,9).

$$I_a = 0.75$$

Factor de irregularidad en altura

Irregularidad Extrema de Rigidez – Piso Blando – Año 2016

“Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso” (Norma E.030, 2016,9).

$$I_a = 0.50$$

Factor de irregularidad en altura

En el año 2018 se hizo oficial la nueva actualización de la norma E.030, mediante un Decreto Supremo que modifica la Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”, entre los mayores contrastes con la norma sísmica del año 2016 se cambió la forma de calcular los desplazamientos inelásticos en estructuras irregulares, ahora amplificando los desplazamientos elásticos ya no por R sino por $0.85 R$, lo que de ser oficial causaría que se puedan diseñar estructuras menos rígidas que las que se diseñan hasta el día de hoy y sea más

fácil estar por debajo de las distorsiones inelásticas límites exigidos por la norma E.030.

El criterio para considerar que una estructura presenta irregularidad de rigidez ya se compara con las distorsiones de entrepiso, sino que ahora se comparará con las rigideces laterales de los pisos, lo cual es más coherente de acuerdo a los procedimientos que hacen otras normativas para verificar si es que una estructura tiene piso blando, estamos hablando de las normativas sísmicas de Venezuela, México, Colombia y Chile.

A continuación, se muestra el criterio para considerar que un edificio tiene irregularidad de rigidez:

Irregularidad de Rigidez – Piso Blando – Año 2018

“Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes” (Norma E.030, 2018,8).

“Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga” (Norma E.030, 2018,8).

$$I_a = 0.75$$

Factor de irregularidad en altura

Irregularidad Extrema de Rigidez – Piso Blando – Año 2018

“Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes” (Norma E.030, 2018,8).

“Las rigideces laterales podrán calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga” (Norma E.030, 2018,8).

$$I_a = 0.50$$

Factor de irregularidad en altura

2.2 MARCO TEÓRICO

2.2.1 Irregularidad de rigidez lateral

2.2.1.1 Rigidez lateral

La rigidez lateral de un elemento es un parámetro cualitativo que depende de las propiedades geométricas de un elemento, así como también de las propiedades de resistencia del material del cual está hecho el elemento en análisis.

Es posible que una estructura al ser afectada por un movimiento sísmico, entre en el rango no lineal, la pendiente en cualquier punto de la curva que compara, la fuerza cortante basal y el desplazamiento horizontal del techo, es la rigidez lateral.

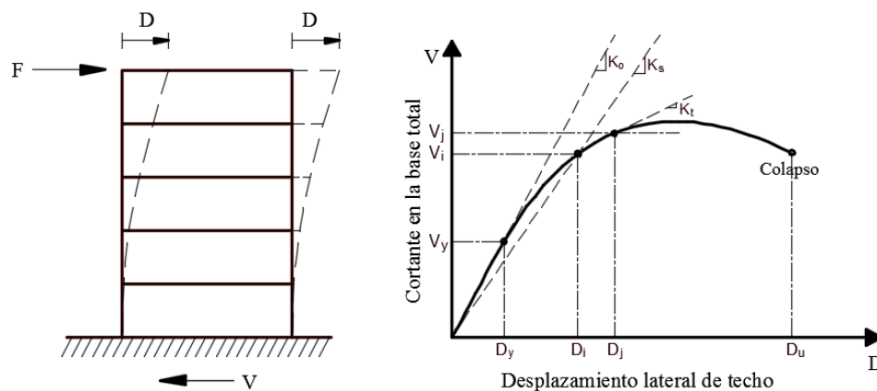


Figura N° 2.21 Definición de la rigidez estructural inicial y secante.

Fuente: (Elnashai y Di Sarno, 2008)

En el rango elástico, la fuerza cortante, V_y , se puede estimar como el producto entre la rigidez lateral K , y el desplazamiento producido por esta fuerza, Δ_y .

$$V_y = K\Delta_y \quad (\text{Ec. 7})$$

Entonces la rigidez lateral K_i para un entrepiso i se puede estimar como la división de la fuerza cortante de entrepiso V_i entre el desplazamiento relativo del entrepiso Δ_i , la cual a su vez es la diferencia de los desplazamientos superior e inferior del piso.

$$K_i = \frac{V_i}{\Delta_i} \quad (\text{Ec. 8})$$

$$\Delta_i = D_i - D_{i-1} \quad (\text{Ec. 9})$$

La rigidez lateral es esencial para el diseño sísmico ya que permite:

- Controlar los desplazamientos laterales

- Prevenir la inestabilidad tanto local como global
- Prevenir el daño no estructural

2.2.1.2 Definición de irregularidad de rigidez

El piso blando se presenta en edificios que tienen un cambio significativo de rigidez entre dos niveles consecutivos. La presencia de piso blando en una edificación significa que la mayor parte de las fuerzas sísmicas se concentrará en el piso de menor rigidez. De la misma manera ocurre con las deformaciones, éstas se harán de mayor magnitud en el piso de menor rigidez.

Es muy peligroso que se presente piso blando en el primero piso, como se muestran los edificios de la Figura N° 2.22, ya que de darse esta configuración entonces debido a la gran diferencia de rigidez entre el primer piso y los pisos superiores se dará la formación de rótulas plásticas en las columnas del primer nivel significando que las deformaciones inelásticas se concentren en el primer nivel ocasionando un mal comportamiento sísmico de la estructura y posible colapso.

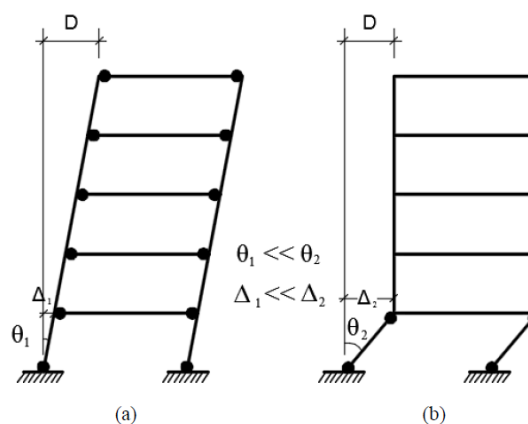


Figura N° 2.22 Comparación de mecanismos de disipación de energía. (a) Recomendable y (b) No recomendable – Presencia de piso blando

Fuente: (Piqué, 2008)

2.2.2 Fallas debidas a la irregularidad de rigidez

La presencia de piso blando en los edificios ha sido motivo del mal comportamiento sísmico de estos frente a terremotos, ocasionando que la estructura presente fallas en el nivel de menor rigidez, piso blando. La presencia de esta irregularidad en las edificaciones ha ocasionado que los edificios incluso puedan colapsar ante la ocurrencia de un sismo.

A continuación, se muestra en la siguiente imagen el colapso del edificio Casa Micasa ubicado en Managua, Nicaragua, después del sismo de 1972 en Managua. Se puede observar que la presencia de estacionamientos en el primer piso significó que la rigidez de este piso sea considerablemente menor que la de los pisos superiores, ocasionando que se formen rótulas plásticas en los extremos de las columnas del primer piso durante el sismo, provocando así su libre desplazamiento y posterior falla de la estructura.



Figura N° 2.23 Falla del edificio Casa Micasa durante el sismo de Managua, 1972. Debido a la presencia de piso blando en el primer piso

Fuente: (Universidad de Costa Rica, 2013)

Esta irregularidad es muy común ya que generalmente el primer piso es usado para estacionamientos, lo que significa que es muy probable que los elementos que resistan las fuerzas sísmicas en ese piso sean solo columnas y en los pisos superiores sean elementos más rígidos como placas, lo que se traduce en una menor rigidez en ese nivel de la estructura y por ende mayor flexibilidad de tal modo que no sea posible controlar los desplazamientos laterales demandados por el sismo. A continuación, se muestran imágenes de diversas fallas de edificaciones producto de la presencia de un piso con menor rigidez que los demás, en estos casos se mostrará con la presencia del piso de menor rigidez ubicado en el primer nivel, se observará el mismo mecanismo de formación de rótulas plásticas que en la Figura N° 2.24.



Figura N° 2.24 Colapso de dos edificios en los terremotos de Colombia en 1983 y Pisco en 2007 debidos de la presencia de piso blando en el primer nivel de la estructura

Fuente: (San Bartolomé, 2010)

No solo se puede presentar un piso de menor rigidez en el primer nivel, también podría darse el caso en el que el piso blando se encuentre en alguno de los niveles superiores de la estructura, ello podría deberse a la discontinuidad o disminución de longitud, en ese nivel, de elementos que aporten rigidez a la estructura tales como placas, o disminución de la sección transversal de elementos, como secciones de columna, podrían ocasionar que se presente piso blando en el nivel mencionado.

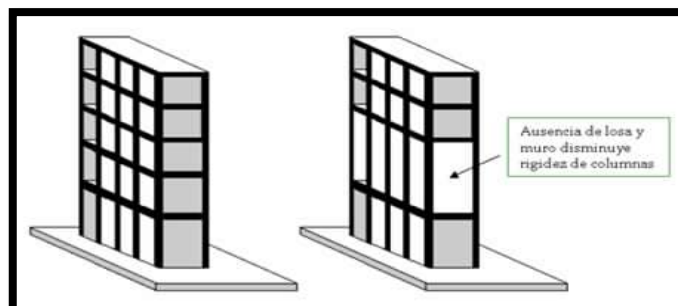


Figura N° 2.25 Presencia de piso blando en un nivel intermedio de la estructura

Fuente: [Piso Blando]. (s.f.-b). Recuperado de <http://www.lis.ucr.ac.cr>

Prueba de lo mencionado anteriormente, se muestran en las figuras Figura N° 2.26 y Figura N° 2.27 la presencia de piso blando en un nivel intermedio del Hospital Municipal de Kobe, luego del sismo de Kobe, Japón en 1995.

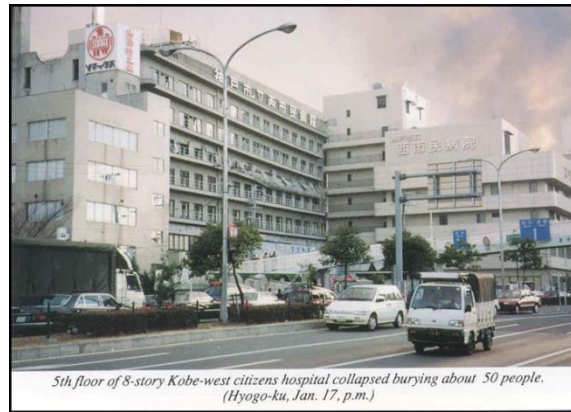


Figura N° 2.26 Presencia de piso blando en el quinto piso del Hospital Municipal de Kobe luego del terremoto de Kobe en 1995

Fuente: (Organización Panamericana de la Salud, s.f.)

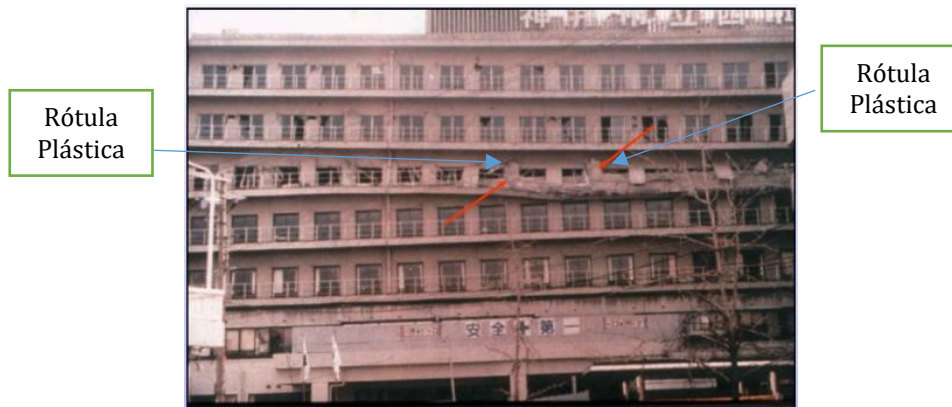


Figura N° 2.27 Formación de Rótulas Plásticas en el quinto piso del Hospital Municipal de Kobe luego del terremoto de Kobe en 1995

Fuente: (Organización Panamericana de la Salud, s.f.)

CAPÍTULO III: VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ EN UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO CON MUROS ESTRUCTURALES – ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL EDIFICIO

El edificio en análisis para la presente tesis corresponde a un edificio proyectado en octubre del 2018 y construido en febrero del 2019. El sistema estructural de dicho edificio es de muros estructurales en ambas direcciones. El edificio está ubicado en el distrito de San Isidro perteneciente a la provincia de Lima – Perú. Este consta de 7 pisos y una azotea. El edificio será destinado para la venta de departamentos, por lo tanto el uso de este edificio es viviendas. El terreno sobre el cual se edificará tiene un área de 534.9 m², el suelo tiene una capacidad portante de 4kg/cm² y es de tipo S1, según la norma E.030. El sótano 3 tiene un área de 265 m², el sótano 2 tiene un área de 530.9 m², el sótano 1 tiene un área de 484 m², el primer piso tiene un área de 321.6 m², los pisos típicos (2do al 7mo) tienen 318.7 m² y la azotea tiene un área de 74.3 m². El área total construida viene a ser 3659.4 m².

En los sótanos se cuenta con 39 estacionamientos, las cisternas (de consumo y contra incendios), el cuarto de bombas, la escalera principal y ascensor. Desde el primer piso, la arquitectura contempla dos departamentos por piso, se tiene el ingreso principal y la rampa vehicular de ingreso al sótano. Del segundo al séptimo piso la arquitectura contempla también dos departamentos por piso y en la azotea se encuentra un pequeño lobby de los departamentos del séptimo piso. Las alturas de piso a piso son 2.85m (en el sótano 3 y sótano 2), 3.60m (en el sótano 1) y 2.85 m (desde el primer nivel hasta la azotea). El edificio en la dirección perpendicular a la fachada (dirección Y) cuenta con muros de corte o placas de concreto armado en los límites de propiedad, columnas peraltadas (en la dirección perpendicular a la fachada) y vigas de 25x60cm, ya que la arquitectura exige puertas y ventanas a 2.20m de altura. En la dirección paralela a la fachada (dirección X) el edificio cuenta con la placa del ascensor y vigas de 30x60cm. El análisis y diseño de la estructura del edificio se realizó conforme a las normas del reglamento nacional de edificaciones.

En la Figura N° 3.1 se muestra una planta típica de arquitectura del edificio y adicionalmente en la Figura N° 3.2 se muestra una vista del edificio construido.

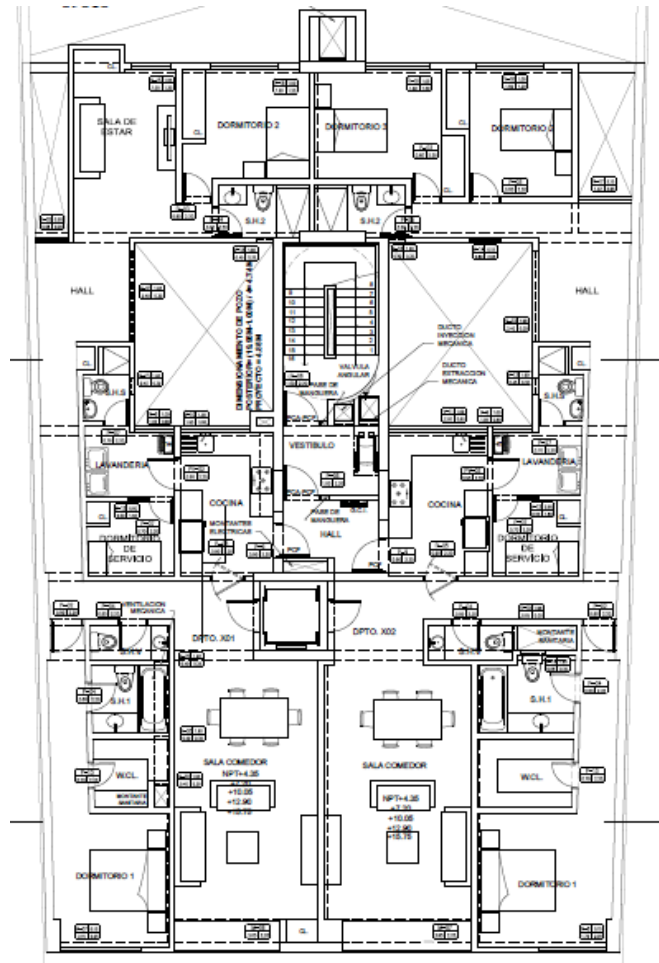


Figura N° 3.1 Planta de arquitectura típica

Fuente: Propia



Figura N° 3.2 Vista del edificio construido

Fuente: ("Parque Sur - Becamm Inmobiliaria", s.f.-b)

El análisis sísmico se realizó con el software Etabs 2016 considerando un conjunto de pórticos y placas estructurales de concreto armado unidos mediante un diafragma rígido. El sistema de techado fue losa aligerada tradicional de espesor de 20 cm. En la zona de escaleras y hall de ascensores se estructuró con losas macizas de espesor 20 cm, más adelante se detallan los criterios más importantes que se utilizaron para el diseño, así como su procedimiento.

3.2 CONSIDERACIONES PARA EL MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

Se realizó un modelo matemático en el software ETABS, los principales parámetros para el modelamiento matemático son los siguientes:

3.2.1 Características de los materiales

CONCRETO

Resistencia a la compresión después de los 28 días $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad del concreto endurecido $E = 15,000 \cdot \sqrt{f'c}$
kg/cm²

Deformación unitaria última del concreto $\epsilon = 0.003$

Peso Específico del concreto armado $\gamma_c = 2,400 \text{ kg/m}^3$

ACERO DE REFUERZO

Especificación Técnica Acero grado 60 ASTM A615

Esfuerzo de fluencia del acero $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Elasticidad del acero $E = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

3.2.2 Parámetros sismorresistentes

Los parámetros sismorresistentes básicos que se usaron para el cálculo de distorsiones y fuerzas sísmicas son los siguientes:

Z: Factor de Zona (Ubicado en Lima) = 0.45

U: Factor de Uso (Uso Viviendas, Categoría C) = 1.00

S: Factor de Tipo de Suelo (Suelo S1) = 1.00

→ Debido a que el tipo de suelo es S1, los valores de T_P y T_L , según la tabla N° 4 de la norma E.030.

Tabla N° 3.1 Valores de T_P y T_L para cada tipo de suelo

Fuente: (Norma E.030 – 2016)

Tabla N° 4 PERÍODOS " T_P " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

$T_P = 0,4$ s Periodo donde termina la zona de aceleración constante

$T_L = 2.5$ s Periodo donde inicia la zona de desplazamiento uniforme

El cálculo del factor C (amplificación sísmica), estará sujeto al valor del periodo en cada dirección de análisis.

C: Factor de amplificación sísmica

Si $T < T_P \rightarrow C = 2.5$

Si $T_P < T < T_L \rightarrow C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$ (Ec. 10)

Si $T_L < T \rightarrow C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$ (Ec. 11)

3.2.3 Definición de cargas

Para el análisis del edificio se utilizaron las cargas muertas y vivas especificadas en el reglamento E.020.

Carga Muerta

Peso propio de losa ($e=0.20$ m): 300 kg/m² (Anexo 1, Norma E.020)

Acabados: 100 kg/m²

Tabiquería: 100 kg/m²

Carga Viva

Sobrecarga en los pisos intermedios: 200 kg/m²

Sobrecarga en el techo: 100 kg/m²

Sobrecarga en las escaleras: 400 kg/m²

A continuación, en la Figura N° 3.3 se muestra el modelo del edificio analizado en Etabs 2016:

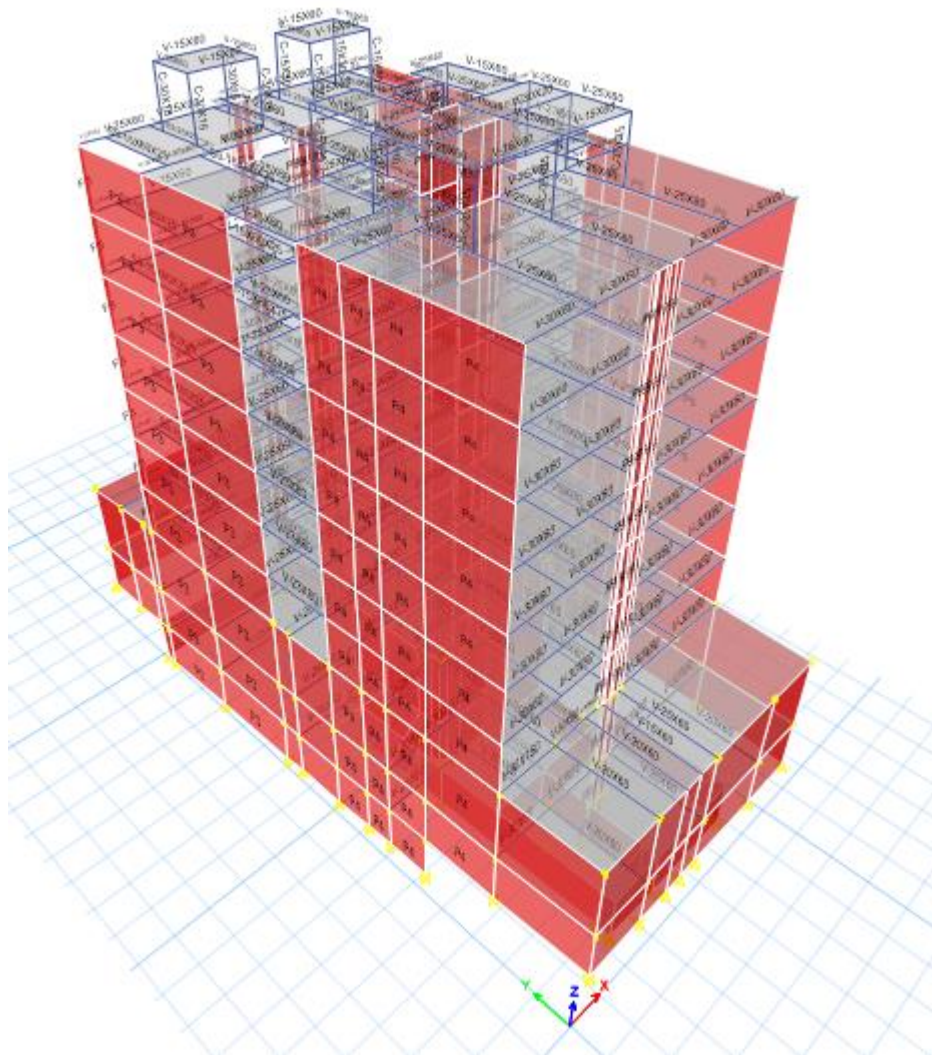


Figura N° 3.3 Vista del modelo matemático en Etabs 2016

Fuente: Propia

3.3 ANÁLISIS LINEAL Y VERIFICACIÓN DE LA IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ

La edificación fue analizada con dos versiones de la norma sísmica peruana E.030, la versión del 2016 y la versión del 2018. Al centrarse esta tesis en el cambio en la cuantificación de la irregularidad de rigidez y en el cálculo de las distorsiones para estructuras irregulares, se hará hincapié en el cálculo y cuantificación de estas, se presentan los dos análisis lineales realizados al edificio.

Para demostrar que el sistema estructural es de muros estructurales en ambas direcciones, en la Figura N° 3.4 se puede apreciar la estructuración de un piso

típico del edificio. Este está compuesta por losas, vigas, placas y columnas. Donde el color azul corresponde a placas, el color rojo corresponde a columnas y el color verde corresponde a vigas.

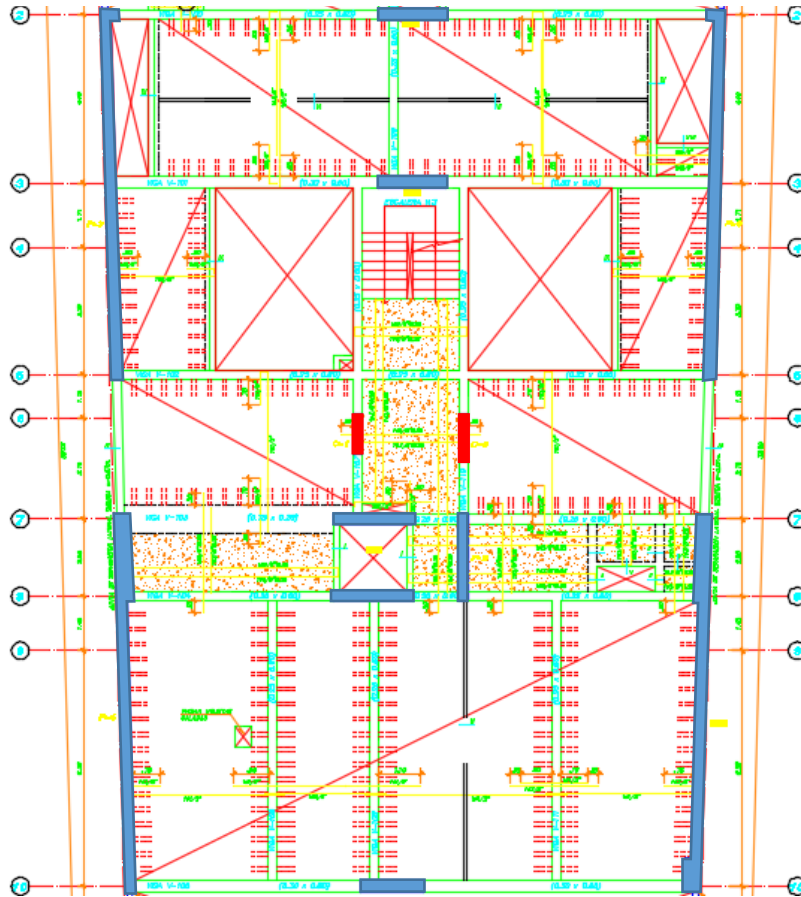


Figura N° 3.4 Estructuración de una planta típica

Fuente: Propia

Como se puede apreciar en la figura antes mostrada, que el sistema estructural en ambas direcciones está determinado por la presencia de muros estructurales. Antes de proceder con el análisis, se muestran los coeficientes básicos de reducción (R_0) para ambas direcciones de análisis X e Y.

$R_{0x} = 6$ (Sistema de muros estructurales en la dirección X)

$R_{0y} = 6$ (Sistema de muros estructurales en la dirección Y)

De la misma manera en la Tabla N° 3.2, se muestran los modos de vibración provenientes del análisis lineal elástico del edificio. Además, también se muestran los periodos fundamentales en ambas direcciones de análisis y sus masas participativas.

Tabla N° 3.2 Periodos fundamentales, modos de vibración y porcentaje de masas participativas para el edificio en análisis

Fuente: Propia

Modo	Periodo (s)	Masa X-X	Masa Y-Y	Masa Z-Z	Masa Acumulada X-X	Masa Acumulada Y-Y	Masa Acumulada Z-Z	Giro X-X	Giro Y-Y	Giro Z-Z	Giro Acumulado X-X	Giro Acumulado Y-Y	Giro Acumulado Z-Z
1	0.853	0.761	0.000	0.000	0.761	0.000	0.000	0.000	0.944	0.000	0.000	0.944	0.000
2	0.240	0.045	0.455	0.000	0.806	0.455	0.000	0.615	0.013	0.000	0.615	0.958	0.001
3	0.167	0.001	0.003	0.000	0.807	0.459	0.000	0.004	0.001	0.692	0.619	0.959	0.693
4	0.112	0.081	0.254	0.000	0.888	0.712	0.000	0.345	0.021	0.009	0.964	0.980	0.702
5	0.096	0.004	0.000	0.000	0.892	0.713	0.000	0.000	0.000	0.027	0.964	0.980	0.729
6	0.066	0.051	0.000	0.000	0.943	0.713	0.000	0.000	0.004	0.002	0.964	0.983	0.731
7	0.058	0.001	0.032	0.000	0.944	0.745	0.000	0.000	0.000	0.000	0.964	0.983	0.731
8	0.051	0.024	0.000	0.000	0.968	0.745	0.000	0.000	0.005	0.009	0.964	0.988	0.740
9	0.058	0.001	0.000	0.000	0.969	0.746	0.000	0.000	0.000	0.172	0.964	0.988	0.911
10	0.051	0.000	0.177	0.000	0.969	0.922	0.000	0.016	0.000	0.000	0.980	0.988	0.912

Como se puede observar, el periodo fundamental en la dirección X (T_{0x}) es 0.853 s, el periodo fundamental en la dirección Y (T_{0y}) es 0.240 s y el periodo fundamental relacionado a la torsión del edificio alrededor del eje Z es 0.167 s. Solo se necesitaron 10 modos de vibración para que se supere el 90 por ciento de masa participativa acumulada de los modos de vibración en las direcciones de análisis X e Y.

3.3.1 Análisis lineal aplicando la normativa E.030-2016

Para el análisis lineal del edificio, primero se cuantificó las irregularidades presentes en la estructura. En la Tabla N°3.3 se muestran los resultados del análisis estructural.

Tabla N° 3.3 Datos provenientes del análisis estructural del edificio bajo los lineamientos de la normativa E.030 – 2016

Fuente: Propia

NIVEL	Altura (m)	Desplazamiento del Centro de Masa(m)		Desplazamientos máximos (m)		Desplazamientos máximos en el otro extremo (m)		Fuerzas cortante de piso		Masas (t.s2/m)
		dXcm (m)	dYcm (m)	dX (m)	dY (m)	dX1 (m)	dY1 (m)	Vx (t)	Vy (t)	
7	2.85	0.0284	0.0049	0.0294	0.0054	0.0283	0.0052	73.8871	131.3772	29.6235
6	2.85	0.0251	0.0041	0.0261	0.0045	0.0250	0.0044	113.1775	220.0137	32.2075
5	2.85	0.0213	0.0032	0.0221	0.0036	0.0211	0.0035	142.5683	286.7730	32.2075
4	2.85	0.0168	0.0024	0.0174	0.0027	0.0166	0.0026	167.3711	337.3115	32.2075
3	2.85	0.0118	0.0016	0.0123	0.0018	0.0117	0.0018	189.2414	375.0146	32.2075
2	2.85	0.0068	0.0009	0.0071	0.0010	0.0067	0.0010	207.0691	400.9822	32.2075
1	2.85	0.0025	0.0004	0.0026	0.0004	0.0025	0.0004	217.2797	414.4871	32.3862

Para determinar si el edificio presenta o no irregularidad de rigidez, en alguna dirección de análisis, se utilizaron los criterios indicados en la tabla N°8 de la norma E.030.

Tabla N° 3.4 Desplazamientos y distorsiones para cada nivel de la estructura, válido para la cuantificación de irregularidad de rigidez según la norma E.030 – 2016

Fuente: Propia

Nivel	Altura (m)	D1Xi (m)	D2Xi (m)	DpromX i(m)	δ_{xi}	D1Y (m)	D2Y (m)	DpromY i (m)	δ_{yi}
7	2.85	0.02938	0.02829	0.02883	0.00116	0.00541	0.00524	0.00533	0.00031
6	2.85	0.02606	0.02499	0.02553	0.00138	0.00452	0.00438	0.00445	0.00032
5	2.85	0.02209	0.02111	0.02160	0.00161	0.00360	0.00349	0.00355	0.00032
4	2.85	0.01743	0.01660	0.01702	0.00177	0.00269	0.00261	0.00265	0.00030
3	2.85	0.01230	0.01168	0.01199	0.00178	0.00182	0.00177	0.00179	0.00027
2	2.85	0.00712	0.00673	0.00692	0.00153	0.00104	0.00101	0.00103	0.00022
1	2.85	0.00264	0.00249	0.00256	0.00090	0.00041	0.00040	0.00040	0.00014

Donde:

D1Xi: Desplazamiento máximo en un extremo del edificio en dirección X en el entrepiso i

D2Xi: Desplazamiento máximo en el otro extremo del edificio en dirección X en el entrepiso i

DpromX i: Desplazamiento promedio de los dos extremos del edificio en dirección X en el entrepiso i

δ_{xi} : Distorsión elástica en la dirección X en el entrepiso i, calculado según lo estipulado en la tabla N°8 de la norma E.030 - 2016

D1Yi: Desplazamiento máximo en un extremo del edificio en dirección Y en el entrepiso i

D2Yi: Desplazamiento máximo en el otro extremo del edificio en dirección Y en el entrepiso i

DpromY i: Desplazamiento promedio de los dos extremos del edificio en dirección Y en el entrepiso i

δ_{yi} : Distorsión elástica en la dirección Y en el entrepiso i, calculado según lo estipulado en la tabla N°8 de la norma E.030 - 2016

En las siguientes figuras se denominará a IR, irregularidad de rigidez.

Determinación de irregularidad de rigidez en la dirección X:

Tabla N° 3.5 Cuantificación de la irregularidad de rigidez en la dirección X según la norma E.030 – 2016

Fuente: Propia

Nivel	δ_{xi}	$\delta_{xi}/\delta_{xi+1}$	LÍMITES			
			Irregularidad de Rigidez	Estado	Irregularidad Extrema	Estado
7	0.00116					
6	0.00138	1.1881	1.40	NO PRESENTA IR	1.60	NO PRESENTA IR
5	0.00161	1.1657	1.40	NO PRESENTA IR	1.60	NO PRESENTA IR
4	0.00177	1.0989	1.40	NO PRESENTA IR	1.60	NO PRESENTA IR
3	0.00178	1.0060	1.40	NO PRESENTA IR	1.60	NO PRESENTA IR
2	0.00153	0.8612	1.40	NO PRESENTA IR	1.60	NO PRESENTA IR
1	0.00090	0.5883	1.40	NO PRESENTA IR	1.60	NO PRESENTA IR

Tabla N° 3.6 Cuantificación de la irregularidad de rigidez en la dirección X según la norma E.030 – 2016

Fuente: Propia

Nivel	δ_{xi}	$3 \cdot \delta_{xi}/(\delta_{xi+1} + \delta_{xi+2} + \delta_{xi+3})$	LÍMITES			
			Irregularidad de Rigidez	Estado	Irregularidad Extrema	Estado
7	0.00116					
6	0.00138					
5	0.00161					
4	0.00177	1.2779	1.25	PRESENTA IR	1.40	NO PRESENTA IR
3	0.00178	1.1216	1.25	NO PRESENTA IR	1.40	NO PRESENTA IR
2	0.00153	0.8913	1.25	NO PRESENTA IR	1.40	NO PRESENTA IR
1	0.00090	0.5323	1.25	NO PRESENTA IR	1.40	NO PRESENTA IR

Presenta irregularidad de rigidez

Por lo tanto, según los criterios de determinación de irregularidades indicados en la tabla N°8 de la norma E.030 - 2016, el edificio presenta irregularidad de rigidez en la dirección de análisis X.

Determinación de irregularidad de rigidez en la dirección Y:

Tabla N° 3.7 Cuantificación de la irregularidad de rigidez en la dirección Y según la norma E.030 – 2016

Fuente: Propia

Nivel	δ_{yi}	$\delta_{yi}/\delta_{yi+1}$	LÍMITES			
			Irregularidad de Rigidez	Estado	Irregularidad Extrema	Estado
7	0.00031					
6	0.00032	1.0262	1.40	NO PRESENTA IR	1.60	NO PRESENTA IR
5	0.00032	0.9961	1.40	NO PRESENTA IR	1.60	NO PRESENTA IR
4	0.00030	0.9532	1.40	NO PRESENTA IR	1.60	NO PRESENTA IR
3	0.00027	0.8954	1.40	NO PRESENTA IR	1.60	NO PRESENTA IR
2	0.00022	0.8141	1.40	NO PRESENTA IR	1.60	NO PRESENTA IR
1	0.00014	0.6442	1.40	NO PRESENTA IR	1.60	NO PRESENTA IR

Tabla N° 3.8 Cuantificación de la irregularidad de rigidez en la dirección Y según la norma E.030 - 2016

Nivel	δy_i	$3 \cdot \delta y_i / (\delta y_{i+1} + \delta y_{i+2} + \delta y_{i+3})$	LÍMITES			
			Irregularidad de Rigidez	Estado	Irregularidad Extrema	Estado
7	0.00031					
6	0.00032					
5	0.00032					
4	0.00030	0.9589	1.25	NO PRESENTA IR	1.40	NO PRESENTA IR
3	0.00027	0.8659	1.25	NO PRESENTA IR	1.40	NO PRESENTA IR
2	0.00022	0.7427	1.25	NO PRESENTA IR	1.40	NO PRESENTA IR
1	0.00014	0.5368	1.25	NO PRESENTA IR	1.40	NO PRESENTA IR

Según los criterios de determinación de irregularidades indicados en la tabla N°8 de la norma E.030 - 2016, el edificio no presenta irregularidad de rigidez en la dirección de análisis Y.

Ya que el edificio presenta irregularidad de rigidez, en la dirección X, en el 4° piso, entonces el factor de irregularidad en altura es 0.75.

Según la cuantificación de irregularidades se tiene:

$I_a = 0.75$ Factor de irregularidad en altura (Presenta irregularidad de rigidez)

$I_p = 1.00$ Factor de irregularidad en planta (No presenta ninguna irregularidad en planta)

Por lo tanto, los factores de reducción sísmicas se ven afectados:

En la dirección X:

$$R_x = R_{0x} \cdot I_a \cdot I_p = 4.5$$

En la dirección Y:

$$R_y = R_{0y} \cdot I_a \cdot I_p = 4.5$$

Por lo tanto, los espectros de pseudoaceleraciones quedan como se muestra en las figuras Figura N°3.5 y Figura N°3.6:

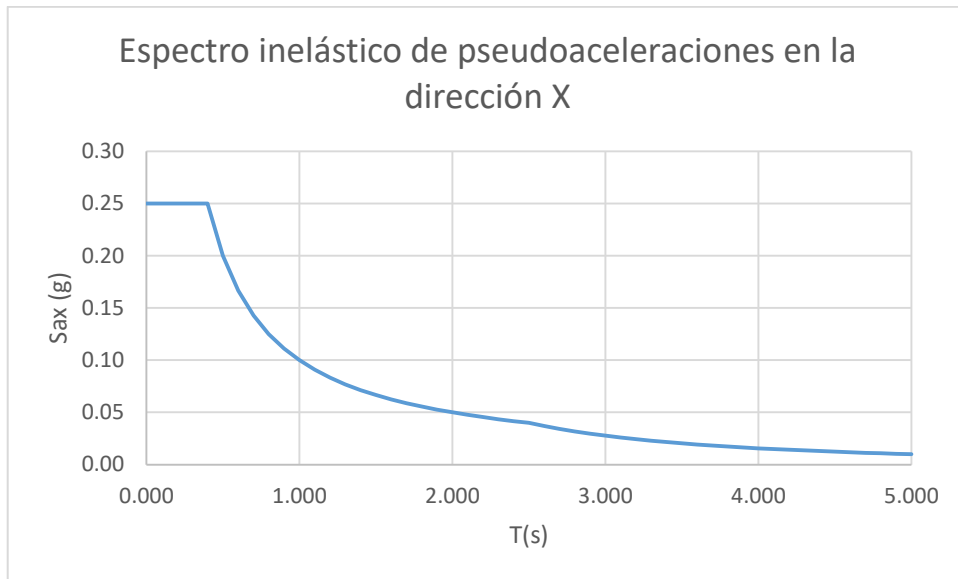


Figura N° 3.5 Espectro inelástico de pseudoaceleraciones en la dirección X

Fuente: Propia

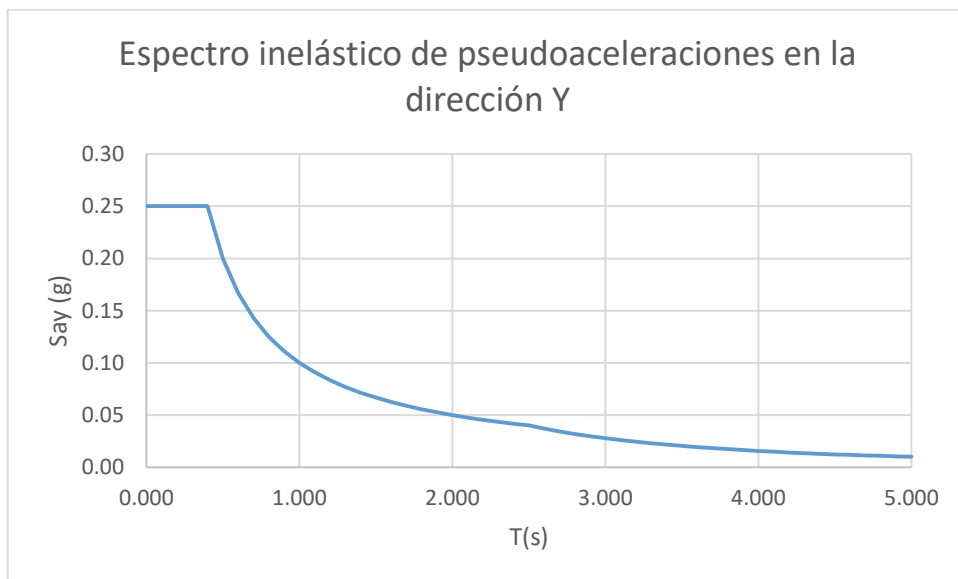


Figura N° 3.6 Espectro inelástico de pseudoaceleraciones en la dirección Y

Fuente: Propia

De los resultados obtenidos por el programa ETABS:

$P = 2288.85 \text{ t}$

Peso de la edificación

$T_{0x} = 0.853 \text{ s}$

Periodo fundamental en la dirección X

$T_{0y} = 0.240 \text{ s}$

Periodo fundamental en la dirección Y

$V_{dinx} = 217.28 \text{ t}$

Cortante basal dinámica en dirección X

Vdiny = 414.48 t

Cortante basal dinámica en dirección Y

Antes de obtener las fuerzas de diseño del edificio bajo el análisis con la normativa E.030 – 2016, se obtuvieron las distorsiones en la Tabla N° 3.9:

Tabla N° 3.9 Distorsiones elásticas e inelásticas para el caso de análisis con la norma E.030 - 2016

Fuente: Propia

Nivel	Altura (m)	δ_{xi}	δ_{yi}	δ_{ixi}	δ_{iyi}	Límite	Eje X	Eje Y
7	2.85	0.00116	0.00031	0.0052	0.0014	0.007	OK	OK
6	2.85	0.00138	0.00032	0.0062	0.0014	0.007	OK	OK
5	2.85	0.00161	0.00032	0.0072	0.0014	0.007	NO CUMPLE	OK
4	2.85	0.00177	0.00030	0.0079	0.0014	0.007	NO CUMPLE	OK
3	2.85	0.00178	0.00027	0.0080	0.0012	0.007	NO CUMPLE	OK
2	2.85	0.00153	0.00022	0.0069	0.0010	0.007	OK	OK
1	2.85	0.00090	0.00014	0.0040	0.0006	0.007	OK	OK

Donde:

δ_{ixi} : Distorsión inelástico en la dirección X en el entrepiso i, calculado según lo estipulado en la tabla N°8 de la norma E.030 - 2016

δ_{iyi} : Distorsión inelástica en la dirección X en el entrepiso i, calculado según lo estipulado en la tabla N°8 de la norma E.030 - 2016

Como se puede observar, el edificio no pasa por distorsiones según el análisis con la norma E.030 – 2016, a continuación, en la Figura N° 3.7 se visualiza mejor el incumplimiento de los límites admisibles:

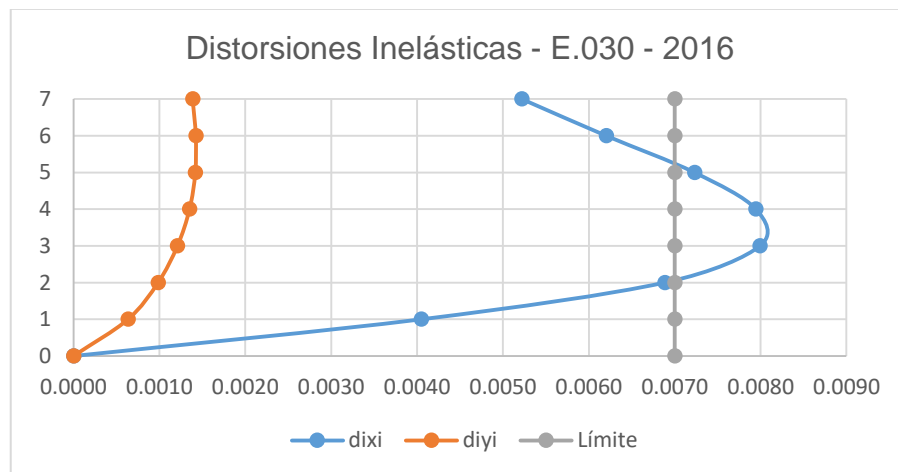


Figura N° 3.7 Distorsiones inelásticas para ambas direcciones para el caso de análisis con la norma E.030 - 2016

Fuente: Propia

Como se puede visualizar los entrepisos 5,4 y 3 no cumplen con las distorsiones admisibles de la norma E.030 – 2016. Esto se debe a que, en estructuras irregulares, como este caso de análisis, para hallar las distorsiones inelásticas con la norma E.030 – 2016 se debe amplificar las distorsiones elásticas por el valor “R”, el cual es un valor muy alto para predecir el comportamiento inelástico de los edificios.

Para efectos de esta tesis se procedió a diseñar el edificio con esta normativa para mostrar más adelante el contraste entre el desempeño sísmico del edificio diseñado con estos resultados de análisis y el edificio diseñado con los resultados del análisis con la norma E.030 – 2018.

Por lo tanto, para obtener las fuerzas de diseño se comparó la cortante estática con la cortante dinámica. Se debe cumplir lo estipulado en el capítulo 4.6.4 de la norma E.030.

Análisis en dirección X

$$C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T_x} \right) = 1.17 \quad \text{Factor de amplificación sísmica en dirección X}$$

$$V_{estx} = ZUCS P / R_x = 268.33 \text{ t} \quad \text{Cortante basal estática en dirección X}$$

Ya que el edificio es considerado irregular según la normativa del 2016, debe cumplirse que:

$$V_{dinx} \geq 0.9 V_{estx}$$

→ $0.9 V_{estx} = 241.50 \text{ t} > V_{dinx} = 217.28 \text{ t}$, por lo tanto, se necesita escalar la fuerza cortante dinámica para obtener la fuerza de diseño.

$$F_{e_x} = 0.9 \frac{V_{estx}}{V_{dinx}} = 1.1115 \quad \text{Factor de escala en dirección X}$$

$$V_{dx} = F_{e_x} \cdot V_{dinx} = 241.5 \text{ t} \quad \text{Fuerza cortante de diseño en dirección X}$$

Análisis en dirección Y

$$C = 2.5 \quad \text{Factor de amplificación sísmica en dirección Y}$$

$$V_{esty} = ZUCS P / R_y = 572.21 \text{ t} \quad \text{Cortante basal estática en dirección Y}$$

Ya que el edificio es considerado irregular según la normativa del 2016, entonces debe cumplirse que:

$$V_{diny} \geq 0.9 V_{esty}$$

→ $0.9 V_{esty} = 514.99 \text{ t} > V_{diny} = 414.48 \text{ t}$, por lo tanto se necesita escalar la fuerza cortante dinámica para obtener la fuerza de diseño.

$$F_{ey} = 0.9 \frac{V_{esty}}{V_{diny}} = 1.2425 \quad \text{Factor de escala en dirección Y}$$

$$V_{dy} = F_{ey} \cdot V_{diny} = 514.99 \text{ t} \quad \text{Fuerza cortante de diseño en dirección Y}$$

3.3.2 Análisis lineal aplicando la normativa E.030-2018

Para el análisis lineal del edificio, primero se cuantificó las irregularidades presentes en la estructura. En la Tabla N° 3.10 se muestran los resultados del análisis estructural.

Tabla N° 3.10 Datos provenientes del análisis estructural del edificio bajo los lineamientos de la normativa E.030 - 2018

Fuente: Propia

NIVEL	Altura (m)	Desplazamiento del Centro de Masa(m)		Desplazamientos máximos (m)		Desplazamientos máximos en el otro extremo (m)		Fuerzas cortante de piso		Masas (t.s2/m)
		dXcm (m)	dYcm (m)	dX (m)	dY (m)	dX (m)	dY (m)	Vx (t)	Vy (t)	
7	2.85	0.0213	0.0036	0.0220	0.0041	0.0212	0.0039	55.4153	98.5329	29.6235
6	2.85	0.0188	0.0030	0.0195	0.0034	0.0187	0.0033	84.8831	165.0103	32.2075
5	2.85	0.0160	0.0024	0.0166	0.0027	0.0158	0.0026	106.9262	215.0797	32.2075
4	2.85	0.0126	0.0018	0.0131	0.0020	0.0125	0.0020	125.5283	252.9836	32.2075
3	2.85	0.0089	0.0012	0.0092	0.0014	0.0088	0.0013	141.9311	281.2609	32.2075
2	2.85	0.0051	0.0007	0.0053	0.0008	0.0050	0.0008	155.3018	300.7367	32.2075
1	2.85	0.0019	0.0003	0.0020	0.0003	0.0019	0.0003	162.9598	310.8653	32.3862

Para determinar si tiene el edificio presenta o no irregularidad de rigidez, en alguna dirección de análisis, se utilizaron los criterios indicados en la tabla N°8 de la norma E.030-2018. El criterio de cuantificación de irregularidad de rigidez cambió en la nueva actualización de la norma E.030, tal y como se menciona en su artículo 20, ya no se comparan más distorsiones, ahora se comparan rigideces.

Tabla N° 3.11 Datos obtenidos del análisis en el eje X para la cuantificación de irregularidad de rigidez según la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

Nivel	Altura (m)	Vxi(t)	DcmX i(m)	Kxi(t/m)	Vyi(t)	DcmY i(m)	Kyi(t/m)
7	2.85	55.42	0.02127	22929.25	98.53	0.00365	163133.94
6	2.85	84.88	0.01885	29452.85	165.01	0.00304	267006.96
5	2.85	106.93	0.01597	31700.62	215.08	0.00243	349723.09
4	2.85	125.53	0.01259	33762.32	252.98	0.00181	431712.63
3	2.85	141.93	0.00888	37868.49	281.26	0.00122	536757.44
2	2.85	155.30	0.00513	48081.05	300.74	0.00070	705954.69
1	2.85	162.96	0.00190	85858.69	310.87	0.00027	1134544.89

Donde:

V_{xi} : Fuerza cortante en la dirección X en el entrepiso i

D_{cmXi} : Desplazamiento del centro de masas en la dirección X en el nivel i

K_{xi} : Rigidez lateral en la dirección X para el nivel i

V_{yi} : Fuerza cortante en la dirección Y en el entrepiso i

D_{cmYi} : Desplazamiento del centro de masas en la dirección Y en el nivel i

K_{yi} : Rigidez lateral en la dirección Y para el nivel i

A continuación, en las tablas Tabla N° 3.12 y Tabla N° 3.13 se presenta la cuantificación de irregularidad de rigidez en el eje X según la norma E.030 – 2018.

Tabla N° 3.12 Verificación de irregularidad de rigidez en el eje X según la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

Nivel	$K_{xi}(t/m)$	K_{xi}/K_{xi+1}	LÍMITE MÍNIMO			
			Irregularidad de Rigidez	Estado	Irregularidad Extrema	Estado
7	22929.25					
6	29452.85	1.2845	0.70	NO PRESENTA IR	0.60	NO PRESENTA IR
5	31700.62	1.0763	0.70	NO PRESENTA IR	0.60	NO PRESENTA IR
4	33762.32	1.0650	0.70	NO PRESENTA IR	0.60	NO PRESENTA IR
3	37868.49	1.1216	0.70	NO PRESENTA IR	0.60	NO PRESENTA IR
2	48081.05	1.2697	0.70	NO PRESENTA IR	0.60	NO PRESENTA IR
1	85858.69	1.7857	0.70	NO PRESENTA IR	0.60	NO PRESENTA IR

Tabla N° 3.13 Verificación de irregularidad de rigidez en el eje X según la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

Nivel	$K_{xi}(t/m)$	$3K_{xi}/(K_{xi+1}+K_{xi+2}+K_{xi+3})$	LÍMITE MÍNIMO			
			Irregularidad de Rigidez	Estado	Irregularidad Extrema	Estado
7	22929.25					
6	29452.85					
5	31700.62					
4	33762.32	1.2046	0.80	NO PRESENTA IR	0.70	NO PRESENTA IR
3	37868.49	1.1969	0.80	NO PRESENTA IR	0.70	NO PRESENTA IR
2	48081.05	1.3959	0.80	NO PRESENTA IR	0.70	NO PRESENTA IR
1	85858.69	2.1516	0.80	NO PRESENTA IR	0.70	NO PRESENTA IR

Por lo tanto, según los criterios de determinación de irregularidades indicados en la tabla N°8 de la norma E.030 - 2018, el edificio no presentó irregularidad de rigidez en la dirección de análisis X.

A continuación, en las tablas Tabla N° 3.14 y Tabla N° 3.15, se presenta la determinación de irregularidad de rigidez en la dirección Y según la norma E.030 – 2018.

Tabla N° 3.14 Verificación de irregularidad de rigidez en el eje Y según la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

Nivel	Ky _i (t/m)	Ky _i /Ky _{i+1}	LÍMITE MÍNIMO			
			Irregularidad de Rigidez	Estado	Irregularidad Extrema	Estado
7	163133.94					
6	267006.96	1.6367	0.70	NO PRESENTA IR	0.60	NO PRESENTA IR
5	349723.09	1.3098	0.70	NO PRESENTA IR	0.60	NO PRESENTA IR
4	431712.63	1.2344	0.70	NO PRESENTA IR	0.60	NO PRESENTA IR
3	536757.44	1.2433	0.70	NO PRESENTA IR	0.60	NO PRESENTA IR
2	705954.69	1.3152	0.70	NO PRESENTA IR	0.60	NO PRESENTA IR
1	1134544.89	1.6071	0.70	NO PRESENTA IR	0.60	NO PRESENTA IR

Tabla N° 3.15 Verificación de irregularidad de rigidez en el eje Y según la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

Nivel	Ky _i (t/m)	3Ky _i /(Ky _{i+1} +Ky _{i+2} +Ky _{i+3})	LÍMITE MÍNIMO			
			Irregularidad de Rigidez	Estado	Irregularidad Extrema	Estado
7	163133.94					
6	267006.96					
5	349723.09					
4	431712.63	1.6607	0.80	NO PRESENTA IR	0.70	NO PRESENTA IR
3	536757.44	1.5359	0.80	NO PRESENTA IR	0.70	NO PRESENTA IR
2	705954.69	1.6066	0.80	NO PRESENTA IR	0.70	NO PRESENTA IR
1	1134544.89	2.0327	0.80	NO PRESENTA IR	0.70	NO PRESENTA IR

Según los criterios de determinación de irregularidades indicados en la tabla N°8 de la norma E.030 - 2018, el edificio no presentó irregularidad de rigidez en la dirección de análisis Y.

Por lo tanto, el edificio no presentó irregularidad de rigidez según la norma E.030 -2018.

Según la cuantificación de irregularidades se tiene:

I_a = 1.00 Factor de irregularidad en altura (No presenta ninguna irregularidad)

I_p = 1.00 Factor de irregularidad en planta (No presenta ninguna irregularidad)

Por lo tanto, los factores de reducción sísmica no se ven afectados:

En la dirección X:

$$R_x = R_{0x} \cdot I_a \cdot I_p = 6.0$$

En la dirección Y:

$$R_y = R_{0y} \cdot I_a \cdot I_p = 6.0$$

Por lo tanto, el espectro de pseudoaceleraciones queda de la siguiente manera:

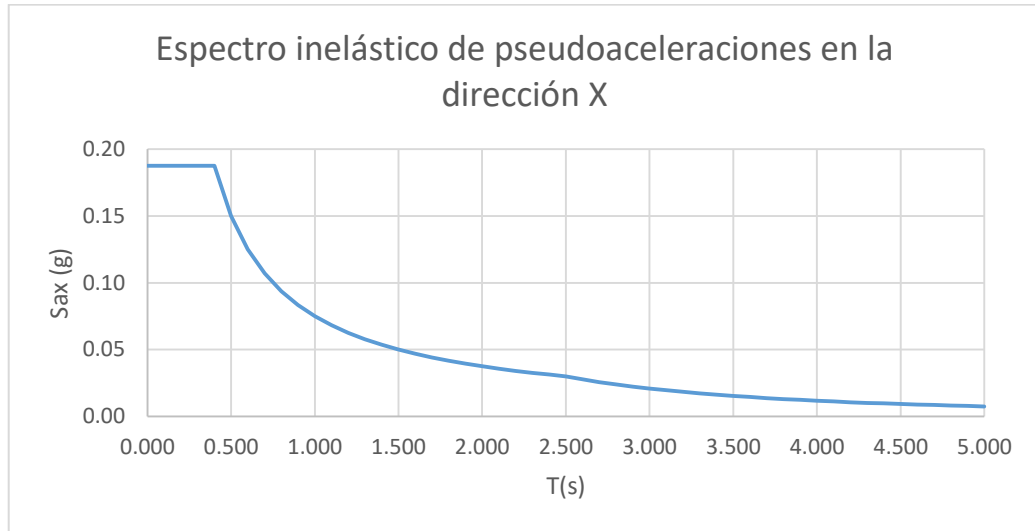


Figura N° 3.8 Espectro inelástico de pseudoaceleraciones proveniente del análisis con la norma E.030 – 2018 en la dirección X

Fuente: Propia

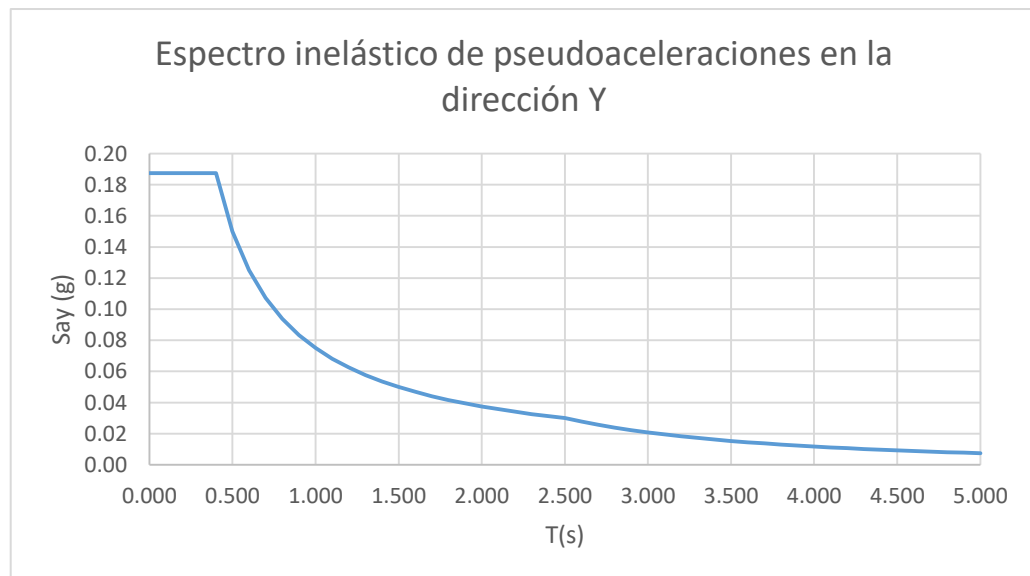


Figura N° 3.9 Espectro inelástico de pseudoaceleraciones proveniente del análisis con la norma E.030 – 2018 en la dirección Y

Fuente: Propia

De los resultados obtenidos por el programa ETABS:

$P = 2288.85 \text{ t}$	Peso de la edificación
$T_{0x} = 0,853 \text{ s}$	Periodo fundamental en la dirección X
$T_{0y} = 0,240 \text{ s}$	Periodo fundamental en la dirección Y
$V_x = 162.96 \text{ t}$	Cortante basal dinámica en dirección X
$V_y = 310.87 \text{ t}$	Cortante basal dinámica en dirección Y

Antes de obtener las fuerzas de diseño del edificio bajo el análisis con la normativa E.030 – 2018, se obtuvieron las distorsiones inelásticas del edificio, las cuales se muestran en la Tabla N° 3.16:

Tabla N° 3.16 Distorsiones elásticas e inelásticas para el caso de análisis con la norma E.030 - 2018

Fuente: Propia

Nivel	Altura (m)	δ_{xi}	δ_{yi}	δ_{ixi}	δ_{iyi}	Límite	Eje X	Eje Y
7	2.85	0.00087	0.00023	0.0039	0.0010	0.007	OK	OK
6	2.85	0.00103	0.00024	0.0047	0.0011	0.007	OK	OK
5	2.85	0.00121	0.00024	0.0054	0.0011	0.007	OK	OK
4	2.85	0.00132	0.00023	0.0060	0.0010	0.007	OK	OK
3	2.85	0.00133	0.00020	0.0060	0.0009	0.007	OK	OK
2	2.85	0.00115	0.00016	0.0052	0.0007	0.007	OK	OK
1	2.85	0.00067	0.00011	0.0030	0.0005	0.007	OK	OK

Donde:

δ_{ixi} : Distorsión inelástico en la dirección X en el entrepiso i, calculado según lo estipulado en la tabla N°8 de la norma E.030 - 2018

δ_{iyi} : Distorsión inelástica en la dirección X en el entrepiso i, calculado según lo estipulado en la tabla N°8 de la norma E.030 - 2018

Como se puede observar, el edificio cumple con las distorsiones admisibles para edificios de concreto armado según el análisis con la norma E.030 – 2018, a continuación en la Figura N° 3.10 se visualiza mejor la variación de las distorsiones de entrepiso:

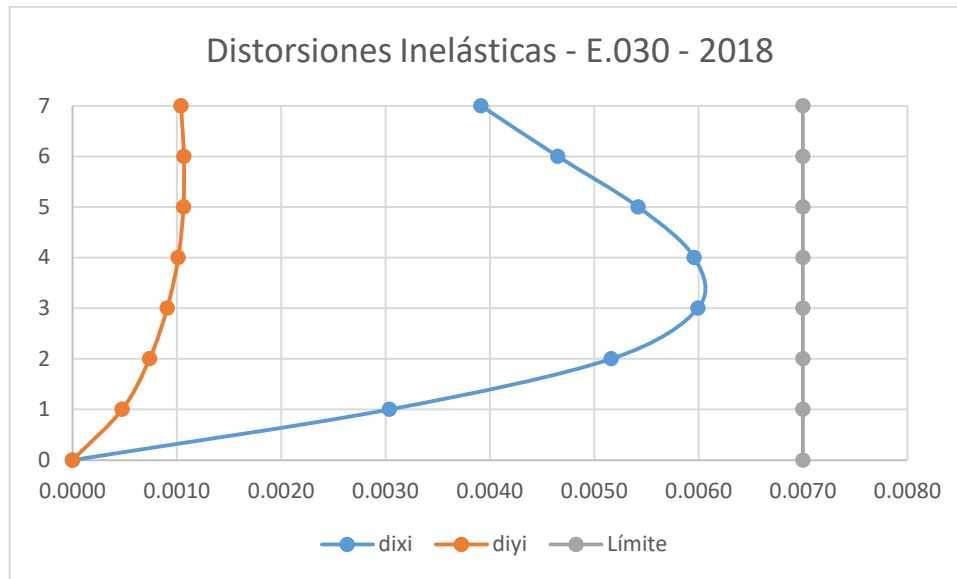


Figura N° 3.10 Distorsiones inelásticas para ambas direcciones para el caso de análisis con la norma E.030 - 2018

Fuente: Propia

Como se puede visualizar, para este caso de análisis el edificio cumple en todos sus pisos con las distorsiones admisibles. Ello es debido a que al ser considerado regular con la norma E.030 – 2018, el valor de las distorsiones inelásticas se obtiene amplificando el valor de las distorsiones elásticas por 0.75 R, el cual es considerablemente menor, en el ámbito de distorsiones, que lo que se utilizó en el anterior análisis.

De la misma forma que para el anterior análisis, se procedió a cumplir los requerimientos estipulados en el capítulo 4.6.4 de la norma E.030.

Análisis en dirección X

$$C = 2.5 \left(\frac{T_P}{T_x} \right) = 1.17 \quad \text{Factor de amplificación sísmica en dirección X}$$

$$V_{estx} = ZUCS P / R_x = 201.25 \text{ t} \quad \text{Cortante basal estática en dirección X}$$

Ya que el edificio es considerado regular según la normativa del 2016, entonces debe cumplirse que la cortante basal dinámica debe ser mayor al 80% de la cortante basal estática, en caso de no cumplirse ello se deberá escalar la fuerza cortante basal dinámica.

$$V_{dinx} \geq 0.8 V_{estx}$$

→ $0.8 V_{estx} = 161 \text{ t} < V_{dinx} = 162.96 \text{ t}$, por lo tanto, no se necesita escalar la fuerza cortante dinámica para obtener la fuerza de diseño.

$V_{dx} = V_{dinx} = 162.96 \text{ t}$ Fuerza cortante de diseño en dirección X

Análisis en dirección Y

$C = 2.5$ Factor de amplificación sísmica en dirección Y

$V_{esty} = ZUCS P / R_y = 429.16 \text{ t}$ Cortante basal dinámica en dirección Y

Ya que el edificio es considerado regular según la norma E.030 - 2018, entonces debe cumplirse que:

$V_{diny} \geq 0.80 V_{esty}$

→ $0.8 V_{esty} = 343.35 \text{ t} > V_{diny} = 310.87 \text{ t}$, por lo tanto, se necesita escalar la fuerza cortante dinámica para obtener la fuerza de diseño.

$F_{ey} = 0.8 \frac{V_{esty}}{V_{diny}} = 1.10$ Factor de escala en dirección Y

$V_{dy} = F_{ey} \cdot V_{diny} = 343.35 \text{ t}$ Fuerza cortante de diseño en dirección Y

Se resumen las fuerzas cortantes de diseño en la dirección X e Y, para cada caso de análisis, en la Tabla N° 3.17:

Tabla N° 3.17 Cortantes estáticas, dinámicas y de diseño para ambas direcciones, provenientes del análisis con la norma E.030 – 2016 y la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

Norma de análisis	Vest X (t)	Vdin X (t)	Vd X(t)	Vest Y(t)	Vdin Y(t)	Vd Y(t)
E.030 - 2016	268.33	217.28	241.50	572.21	414.48	514.99
E.030 - 2018	201.25	162.96	162.96	429.16	310.87	343.35

3.4 DISEÑO POR RESISTENCIA DE LA EDIFICACIÓN PARA AMBOS RESULTADOS DE ANÁLISIS

El diseño de los elementos estructurales para ambos casos de análisis está sujeto bajo la filosofía del diseño por resistencia y a los lineamientos indicados en la norma E.060.

El requisito fundamental para el diseño por resistencia es el siguiente:

$$\phi R_n > R_u \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde:

Rn: Resistencia nominal de diseño

Ru: Resistencia última, proveniente de las solicitaciones de carga última

ϕ : Factor de reducción de resistencia, este valor va a depender si el diseño se realiza para solicitaciones de flexión o de corte de acuerdo a lo indicado en el capítulo 9.3 de la norma E.060.

3.4.1 Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga última para el diseño por resistencia, son las estipuladas en el capítulo 9.2 de la norma E.060, y son las siguientes:

1.4 CM + 1.7 CV

1.25 CM + 1.25 CV + CS

0.9 CM + CS

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CS: Carga de sismo

Con las combinaciones de carga mencionadas se obtuvieron las solicitaciones últimas que se utilizaron para el diseño por resistencia en cada caso de análisis.

3.4.2 Diseño de vigas

Para el diseño de las vigas se trabajó con las solicitaciones últimas (en momentos flectores y fuerzas de corte), a partir de estas solicitaciones se determinaron las gráficas de momentos y fuerzas envolventes de diseño que se utilizaron para el diseño.

Para contrastar el diseño de vigas de ambos resultados de análisis se escogió la viga V-1, de 30 cm x 60cm, la cual es la más esforzada según los resultados del análisis. Esta viga tiene dos tramos los cuales están interrumpidos por la placa P-9, cuyo diseño está en el capítulo 3.4.4. Esta viga está ubicada en el cuarto piso del pórtico resistente a momento en la dirección de análisis X.

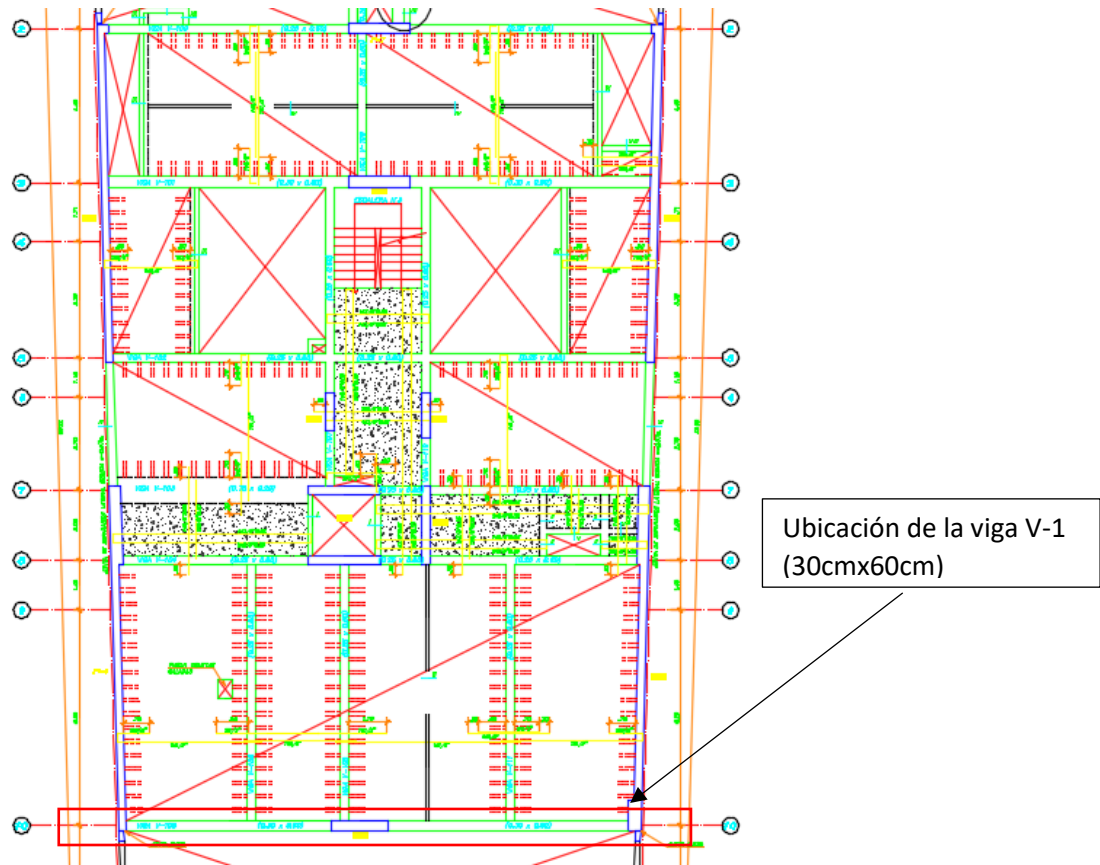


Figura N° 3.11 Ubicación de la Viga V-1 (30cmx60cm) en planta, 4to nivel

Fuente: Propia

Para el diseño de la viga V-1 se tuvo los siguientes datos:

$b = 30 \text{ cm}$	Ancho de la viga
$h = 60 \text{ cm}$	Peralte de la viga
$d = h - 6 \text{ cm} = 54 \text{ cm}$	Peralte efectivo de la viga
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia a la compresión del concreto
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Esfuerzo de fluencia del acero

En base a las solicitaciones últimas mostradas en las figuras Figura N° 3.12 y Figura N° 3.13, se realizó el diseño por resistencia de la viga V-1.

Solicitaciones últimas provenientes del análisis con la norma E.030 - 2016

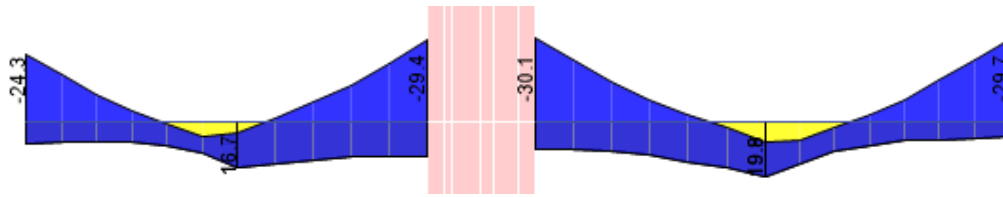


Figura N° 3.12 Envolvente de momentos flectores (t.m) provenientes del análisis con la norma E.030 – 2016

Fuente: Propia

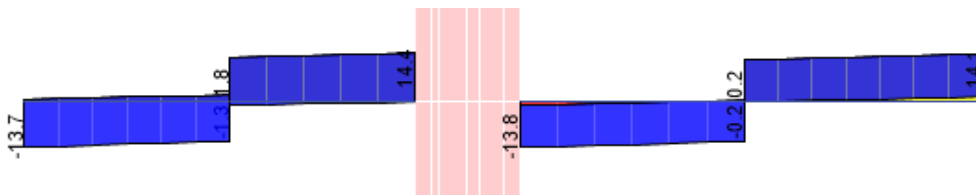


Figura N° 3.13 Envolvente de fuerzas cortantes (t) provenientes del análisis con la norma E.030 – 2016

Fuente: Propia

De la misma manera se realizó para el segundo caso de análisis. En base a lo mostrado las figuras Figura N° 3.14 y Figura N° 3.15, se realizó el diseño por resistencia de la viga V-1.

Solicitaciones últimas provenientes del análisis con la norma E.030 - 2018

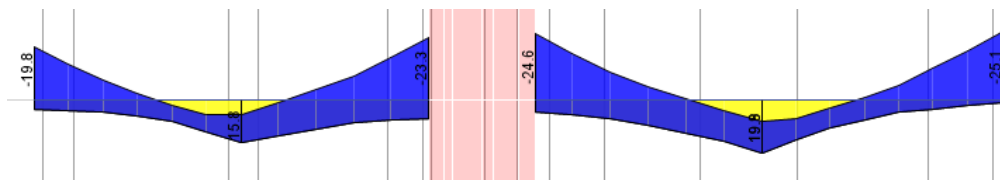


Figura N° 3.14 Envolvente de momentos flectores (t.m) provenientes del análisis con la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

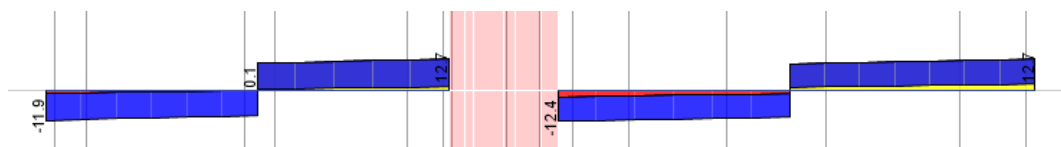


Figura N° 3.15 Envolvente de fuerzas cortantes (t) provenientes del análisis con la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

3.4.2.1 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se utilizaron los siguientes datos:

$\phi = 0.90$ Factor de reducción de resistencia para diseño por flexión
 $d = h - 6$ Peralte efectivo de la viga de concreto armado

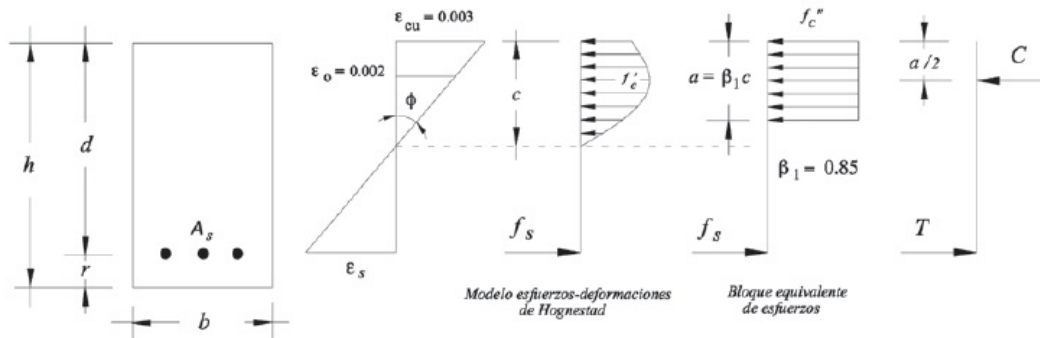


Figura N° 3.16 Bloque de compresión en una sección rectangular

Fuente: Norma E.060

También debe cumplirse lo estipulado en el capítulo 21.4.4 de la norma E.060, queda explicado con la siguiente figura:

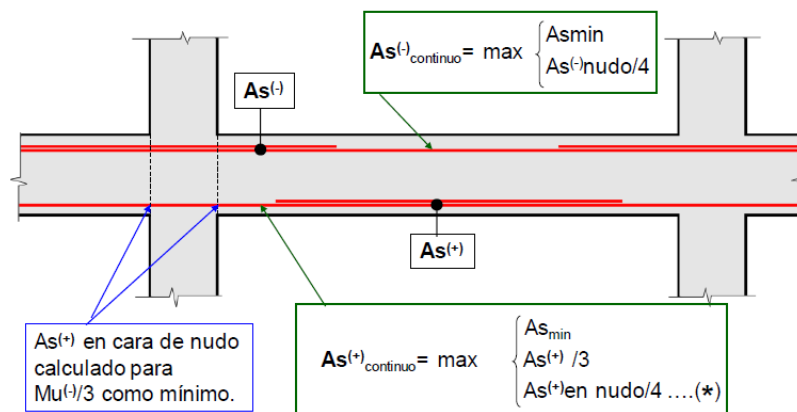


Figura N° 3.17 Requerimientos mínimos con respecto a la cantidad de acero colocado en vigas pertenecientes a estructuras cuyo sistema estructural es de muros estructurales, indicado en el capítulo 21.4.4 de la norma E.060

Fuente: Norma E.060

El siguiente esquema sirve como base para el diseño de la viga V1:

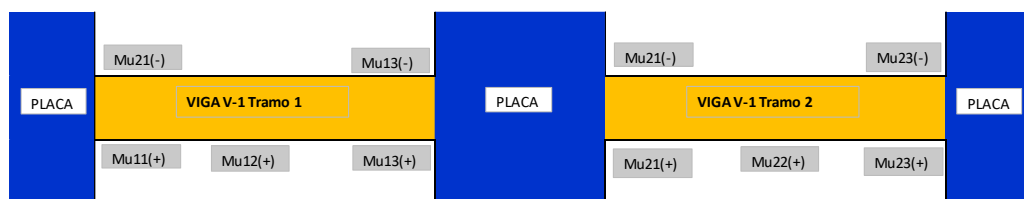


Figura N° 3.18 Esquema para diseño de viga V1

Fuente: Propia

Diseño para E.030 – 2016

$$Mu_{21(-)} = 30.13 \text{ t.m} \rightarrow As_{1(-)} = 16.8 \text{ cm}^2$$

Entonces Colocamos: $As = 6 \phi \frac{3}{4}'' = 17.1 \text{ cm}^2$

$$As_{\min} = 0.70 \sqrt{f'c} \frac{b d}{f_y} = 3.9 \text{ cm}^2$$

→ $As > As_{\min}$ ¡OK! La cantidad de acero colocada es mayor al acero mínimo

$$As_{\max} = 0.025 b d = 40 \text{ cm}^2$$

→ $As < As_{\max}$ ¡OK! La cantidad de acero colocada es menor al acero máximo

De la misma manera se procedió con los demás momentos últimos, ya sean positivos o negativos, a continuación se muestra la Tabla N° 3.18 con las cantidades de acero colocadas para ambos tramos de la viga V-1.

Nomenclatura de la viga:

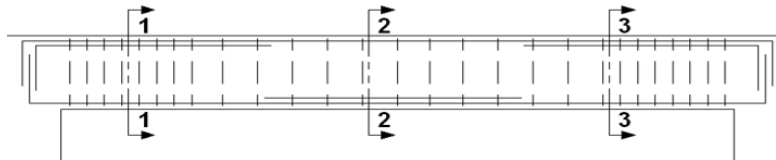
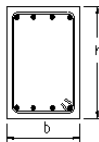


Figura N° 3.19 Esquema para el diseño de vigas

Fuente: Propia

Tabla N° 3.18 Diseño por flexión de la viga V-1, para el análisis con la norma E.030 – 2016

Fuente: Propia

Tramo	Unidad	Tramo 1			Tramo 2		
		1-1	2-2	3-3	1-1	2-2	3-3
Sección							
Base "b" de la sección	cm	30	30	30	30	30	30
Peralte "h" de la sección	cm	60	60	60	60	60	60
Acero Mínimo "As min"	cm ²	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9
Acero Máximo "As max"	cm ²	25.8	25.8	25.8	25.8	25.8	25.8
Resistencia Requerida "Mu-"	ton.m	24.3	0.0	29.4	30.1	0.0	29.7
# de barras corridas superior		3	3	3	3	3	3
φ de acero corrido superior		3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"	3/4"
# de bastones superior		3	-	3	3	-	3
φ de bastones superior		5/8"	-	3/4"	3/4"	-	3/4"
Acero Negativo	cm ²	14.6	8.6	17.2	17.2	8.6	17.2
Resistencia de diseño "φMn-"	ton.m	26.7	16.5	30.8	30.8	16.5	30.8
Verificación		OK	OK	OK	OK	OK	OK
Resistencia Requerida "Mu+"	ton.m	8.1	16.7	12.8	9.7	19.9	5.3
# de barras corridas inferior		3	3	3	3	3	3
φ de acero corrido inferior		3/4"	3/4"	3/4"	5/8"	3/4"	3/4"
# de bastones inferior		-	2	-	-	2	-
φ de bastones inferior		-	5/8"	-	-	5/8"	-
Acero Positivo	cm ²	8.6	12.6	8.6	6.0	12.6	8.6
Resistencia de diseño "φMn+"	ton.m	16.5	23.4	16.5	11.7	23.4	16.5
Verificación		OK	OK	OK	OK	OK	OK

Diseño para E.030 – 2018

$$Mu_{21(-)} = 24.6 \text{ t.m} \rightarrow As_{1(-)} = 13.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Entonces Colocamos: } As = 3 \phi 5/8" + 3 \phi 3/4" = 14.6 \text{ cm}^2$$

$$As_{\min} = 0.70 \sqrt{f'c} \frac{b d}{f_y} = 3.9 \text{ cm}^2$$

→ $As > As_{\min}$ **iOK_i** La cantidad de acero colocada es mayor al acero mínimo

$$As_{\max} = 0.025 b d = 40 \text{ cm}^2$$

→ $As < As_{\max}$ **iOK_i** La cantidad de acero colocada es menor al acero máximo

Tabla N° 3.19 Diseño por flexión de la viga V-1, para el análisis con la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

Tramo	Unidad	Tramo 1			Tramo 2		
		1-1	2-2	3-3	1-1	2-2	3-3
Sección							
Base "b" de la sección	cm	30	30	30	30	30	30
Peralte "h" de la sección	cm	60	60	60	60	60	60
Acero Mínimo "As min"	cm ²	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9	3.9
Acero Máximo "As max"	cm ²	25.8	25.8	25.8	25.8	25.8	25.8
Resistencia Requerida "Mu-"	ton.m	19.8	0.0	23.5	24.6	0.0	25.1
# de barras corridas superior		3	3	3	3	3	3
φ de acero corrido superior		5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"	5/8"
# de bastones superior		3	-	3	3	-	3
φ de bastones superior		5/8"	-	3/4"	3/4"	-	3/4"
Acero Negativo	cm ²	12.0	6.0	14.6	14.6	6.0	14.6
Resistencia de diseño "φMn-"	ton.m	22.4	11.7	26.7	26.7	11.7	26.7
Verificación		OK	OK	OK	OK	OK	OK
Resistencia Requerida "Mu+"	ton.m	3.5	15.8	6.7	4.2	19.9	0.7
# de barras corridas inferior		3	3	3	3	3	3
φ de acero corrido inferior		5/8"	5/8"	5/8"	3/4"	3/4"	3/4"
# de bastones inferior		0	2	0	-	2	-
φ de bastones inferior		-	5/8"	-	-	5/8"	-
Acero Positivo	cm ²	6.0	10.0	6.0	8.6	12.6	8.6
Resistencia de diseño "φMn+"	ton.m	11.7	18.9	11.7	16.5	23.4	16.5
Verificación		OK	OK	OK	OK	OK	OK

3.4.2.2 Diseño por corte

Según el acápite 21.4 de la norma E.060, la fuerza cortante de diseño, V_u , se determina con los momentos nominales que se generen en las caras de la viga en análisis. Según el acápite 21.4.3 la fuerza cortante de diseño para vigas que resisten efectos sísmicos debe ser al menos el menor valor de las siguientes dos condiciones:

- “La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas” (E.060, 2009, 168).
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño indicadas en el capítulo 3.4.1 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2,5 (E.060, 2009).

Según se puede apreciar en la Figura N° 3.20, el cálculo de la fuerza cortante de diseño V_u , según a).

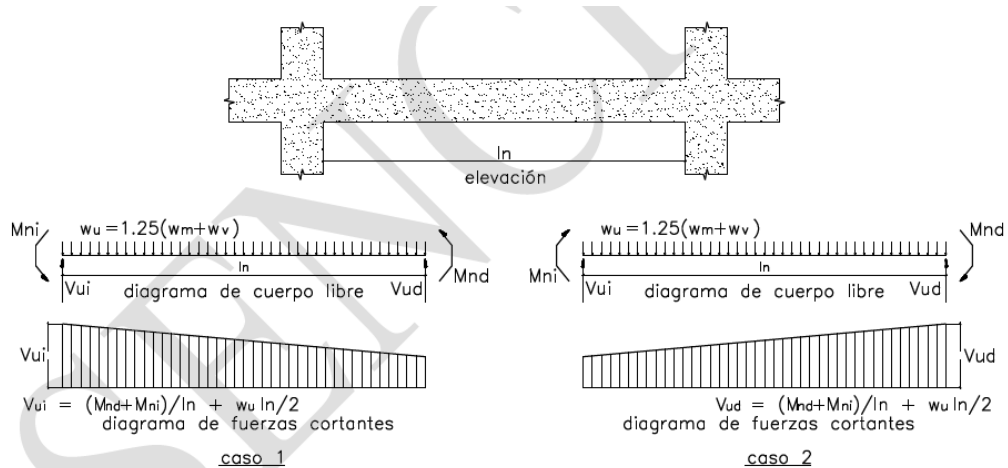


Figura N° 3.20 Cálculo de la fuerza cortante de diseño V_u .

Fuente: (Norma E.060, 2009)

Además del criterio mencionado, también el espaciamiento de estribos respeta lo indicado en los acápites 21.4.4.4 y 21.4.4.5 de la norma E.060. A continuación, se describen los requerimientos de espaciamientos que deben cumplir los estribos:

“En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz.” (E.060, 2009, 169).

“El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo.” (E.060, 2009, 169).

“Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8” de diámetro, de 3/8” para barras longitudinales de hasta 1” de diámetro y de 1/2” para barras longitudinales de mayor diámetro.” (E.060, 2009, 169).

“El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):” (E.060, 2009, 169).

“(a) $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150 mm;” (E.060, 2009, 169).

“(b) Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;” (E.060, 2009, 169).

“(c) 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento;” (E.060, 2009, 169).

“(d) 300 mm.” (E.060, 2009, 169).

“Además de ello los estribos no pueden estar espaciados a más de $0,5 d$ a lo largo de la longitud de la viga.” (E.060, 2009, 169).

En la Figura N° 3.21 se puede apreciar el esquema de armado de una viga típica perteneciente a un edificio de configuración estructural muros estructurales:

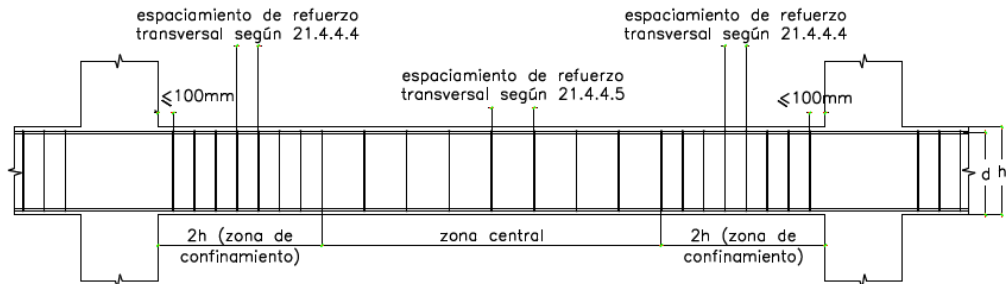


Figura N° 3.21 Esquema de armado típico de una viga resistente a solicitaciones sísmicas

Fuente: (Norma E.060, 2009)

Diseño para E.030 - 2016

En la Tabla N° 3.20 se muestra el diseño estructural de la viga V-1 bajo las solicitaciones sísmicas según la normativa E.030 – 2016.

Tabla N° 3.20 Diseño por corte siguiendo los lineamientos del capítulo 21 de la viga V-1 analizada con la norma E.030 – 2016

Fuente: Propia

Tramo	Unid	Tramo 1	Tramo 2
Luz libre de Viga "Ln"	m	5.82	6.95
Resistencia 1.25(Wm+Wv) "V"	ton	9.1	9.7
Resistencia Inducida "Vui"	ton	8.1	6.8
Resistencia Requerida "Vu"	ton	17.2	16.5
φ de los Estribos		3/8"	3/8"
Separación de confinamiento "S"	m	0.10	0.10
Long de confinamiento "Lo"	m	1.20	1.20
Separación en zona central "s"	m	0.20	0.20
Verificación por Armado		VERIFICA EL ARMADO	VERIFICA EL ARMADO
Resistencia de Refuerzo "Vs"	ton	32.2	32.2
Resistencia de Refuerzo "Vs2"	ton	16.1	16.1
Resistencia de Concreto "Vc"	ton	10.6	10.6
Resistencia Diseño "φVn"	ton	42.8	42.8
Armadura		φ3/8": 1@0.05,12@0.1,Rto@0.2	φ3/8": 1@0.05,12@0.1,Rto@0.2
Verificación por Resistencia		VERIFICA	VERIFICA

Diseño para E.030 - 2018

En la Tabla N° 3.21 se muestra el diseño estructural de la viga V-1 bajo las solicitaciones sísmicas según la normativa E.030 – 2018.

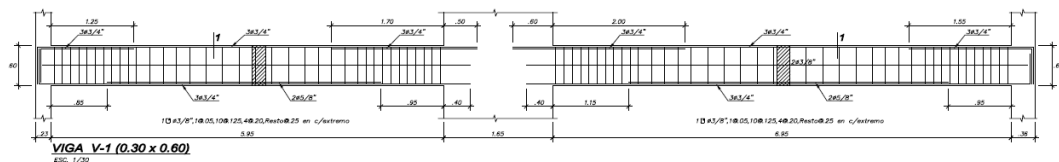
Tabla N° 3.21 Diseño por corte siguiendo los lineamientos del capítulo 21 de la viga V-1 analizada con la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

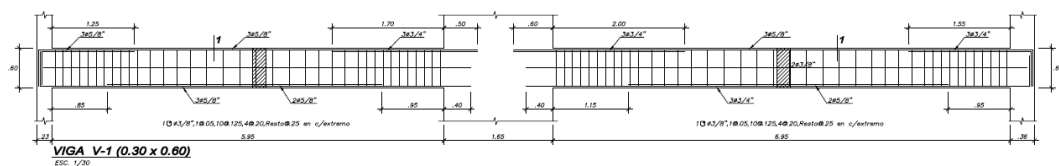
Tramo	Unid	Tramo 1	Tramo 2
Luz libre de Viga "Ln"	m	5.82	6.95
Resistencia 1.25(Wm+Wv) "V"	ton	9.1	9.7
Resistencia Inducida "Vui"	ton	6.6	6.2
Resistencia Requerida "Vu"	ton	15.7	15.9
φ de los Estribos		3/8"	3/8"
Separación de confinamiento "S"	m	0.10	0.10
Long de confinamiento "Lo"	m	1.20	1.20
Separación en zona central "s"	m	0.20	0.20
Verificación por Armado		VERIFICA EL ARMADO	VERIFICA EL ARMADO
Resistencia de Refuerzo "Vs"	ton	32.2	32.2
Resistencia de Refuerzo "Vs2"	ton	16.1	16.1
Resistencia de Concreto "Vc"	ton	10.6	10.6
Resistencia Diseño "φVn"	ton	42.8	42.8
Armadura		φ3/8": 1@0.05,12@0.1,Rto@0.2	φ3/8": 1@0.05,12@0.1,Rto@0.2
Verificación por Resistencia		VERIFICA	VERIFICA

3.4.2.3 Detalles de vigas

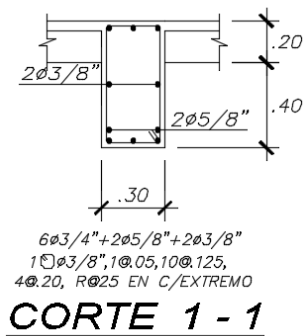
En la Figura N° 3.22 se muestran las distribuciones de acero para la viga V-1 para el diseño que se realizó con ambos resultados de análisis, es decir con la norma E.030 – 2016 y la norma E.030 – 2018.



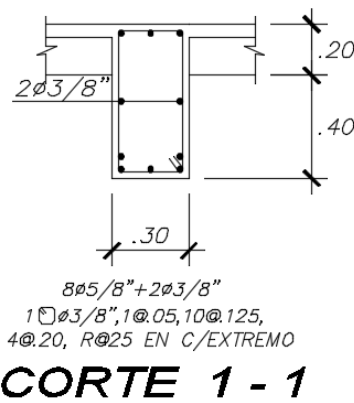
a) Detalle de la viga para el diseño para E.030 - 2016



b) Detalle de la viga para el diseño para E.030 - 2018



c) Corte 1-1 de viga analizada con E.030-2016



d) Corte 1-1 de viga analizada con E.030-2018

Figura N° 3.22 Detalle de viga V-1 para ambos resultados de análisis

Fuente: Propia

3.4.3 Diseño de Columnas

Las solicitaciones de carga de las columnas principales C1 y C2, para ambos casos de análisis, son iguales. Debido a que, al ser un sistema compuesto por muros estructurales en ambas direcciones, $R_{0x} = 6$ y $R_{0y} = 6$, el diseño estructural de la columna está gobernado por cargas de gravedad.

Las columnas de la azotea se ven más esforzadas para el análisis con la norma E.030 -2016, esto es debido a que estas actúan en su mayoría como columnas en voladizo y al analizarse el primer caso de análisis con una fuerza mayor estas columnas también tendrán una fuerza mayor de diseño.

3.4.3.1 Diseño por flexocompresión

Las columnas son elementos estructurales que aportan rigidez al edificio y que están sometidos a esfuerzos combinados de compresión y flexión, esto es conocido como flexocompresión.

Para poder diseñarse como una columna debe cumplirse que $P_u / (A_g f'_c)$ es mayor a 0.10. La carga última a compresión P_u debe ser como máximo el valor más pequeño entre $0.1f'_c A_g$ y ϕP_{nb} (P_{nb} es la resistencia nominal a la compresión para la falla balanceada).

Con respecto al diseño estructural de la columna, se utilizaron los siguientes parámetros de la norma E.060:

$\phi = 0.7$ Factor de reducción a la compresión, según la norma E.060

$d = h - \text{rec} - \varnothing \text{estribo} - \varnothing \text{varilla}/2$ (Ec. 13)

Donde:

$\text{rec} = 4\text{cm}$

h : Peralte de la columna en dirección de análisis

Como ejemplo de diseño se escogió la columna C1- $25 \times 110 \text{cm}^2$, se elaboraron los diagramas de interacción tanto en la dirección X-X como en Y-Y. Se verificó que las solicitaciones últimas provenientes del análisis estructural con las combinaciones de carga última de la norma E.060 estén dentro del diagrama de interacción en ambas direcciones. A continuación, en las tablas Tabla N° 3.22 y Tabla N° 3.23 se presentan las solicitaciones últimas de la columna en ambas direcciones.

Tabla N° 3.22 Solicitaciones de carga en la dirección X para ambos casos de análisis en la columna C1 - $25 \times 110 \text{cm}^2$

Fuente: Propia

Mu (t.m)	Pu (t)	Combinación
3.610	144.409	1.4CM+1.7CV
3.340	133.615	1.25(CM+CV)+CSX
2.881	115.234	1.25(CM+CV)-CSX
3.003	85.914	0.9CM+CSX
2.385	62.939	0.9CM-CSX

A continuación, en la Figura N° 3.23, se muestra el diagrama de interacción de la columna C1 ($25 \times 110 \text{cm}^2$) en la dirección X.

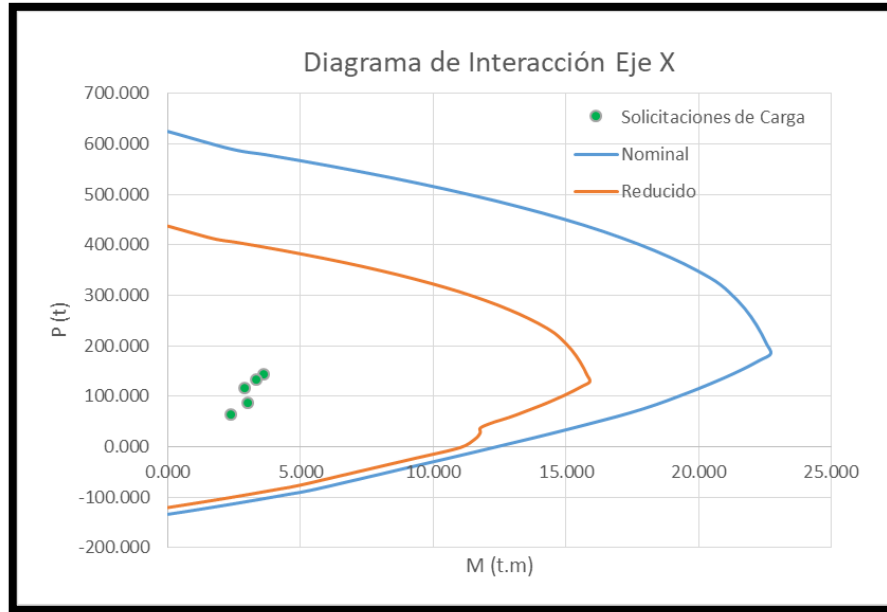


Figura N° 3.23 Diagrama de interacción de la columna en el Eje X, para ambos resultados de análisis

Fuente: Propia

Tabla N° 3.23 Solicitaciones de carga en la dirección Y para ambos casos de análisis en la columna C1 - 25X110 cm²

Fuente: Propia

Mu (t.m)	Pu (t)	Combinación
15.885	144.409	1.4CM+1.7CV
15.691	134.988	1.25(CM+CV)+CSY
12.525	113.861	1.25(CM+CV)-CSY
12.353	87.631	0.9CM+CSY
6.734	61.222	0.9CM-CSY

Teniendo en cuenta los resultados del análisis, se presenta a continuación en la Figura N° 3.24 el diagrama de interacción en la dirección Y de análisis de la columna C1.

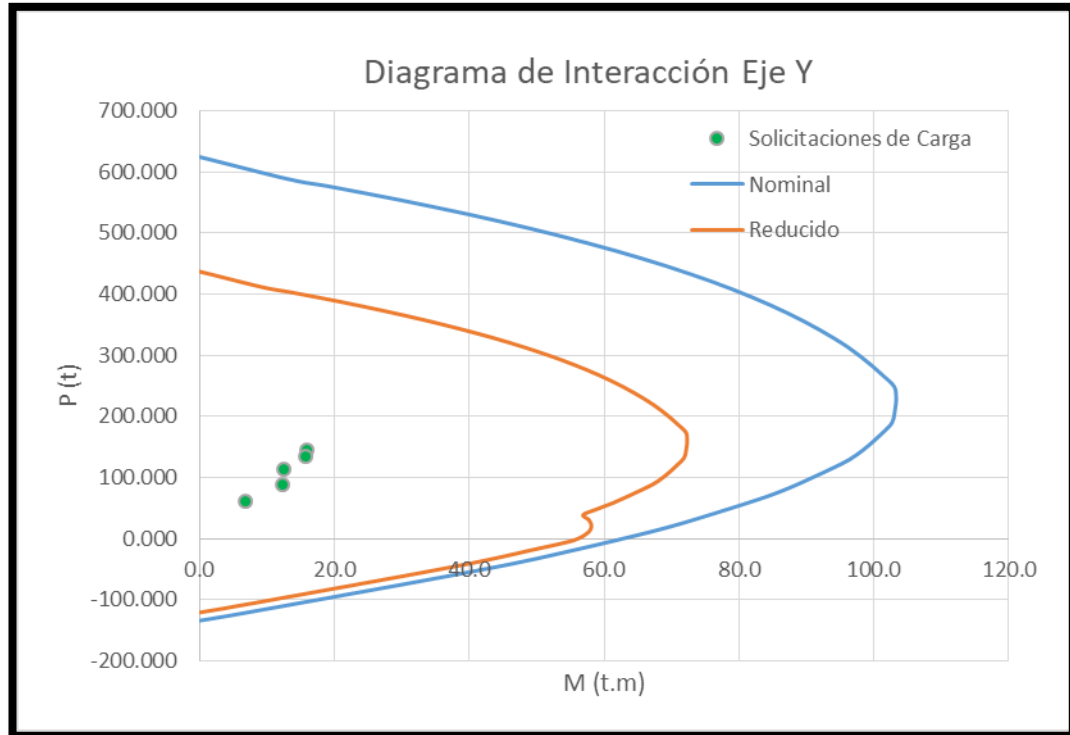


Figura N° 3.24 Diagrama de interacción de la columna en el eje Y, para ambos resultados de análisis

Fuente: Propia

3.4.3.2 Diseño por corte

Para determinar la cortante última de diseño V_u , se utiliza las resistencias máximas probables en flexión M_{pr} en cada extremo del elemento, que corresponden a las cargas axiales últimas P_u . Esto se muestra en la (Ec. 14).

En la Figura N° 3.25 se muestran la determinación de los momentos M_{pr} .

$$V_u = \frac{M_{pri} + M_{prs}}{h_n} \quad (\text{Ec. 14})$$

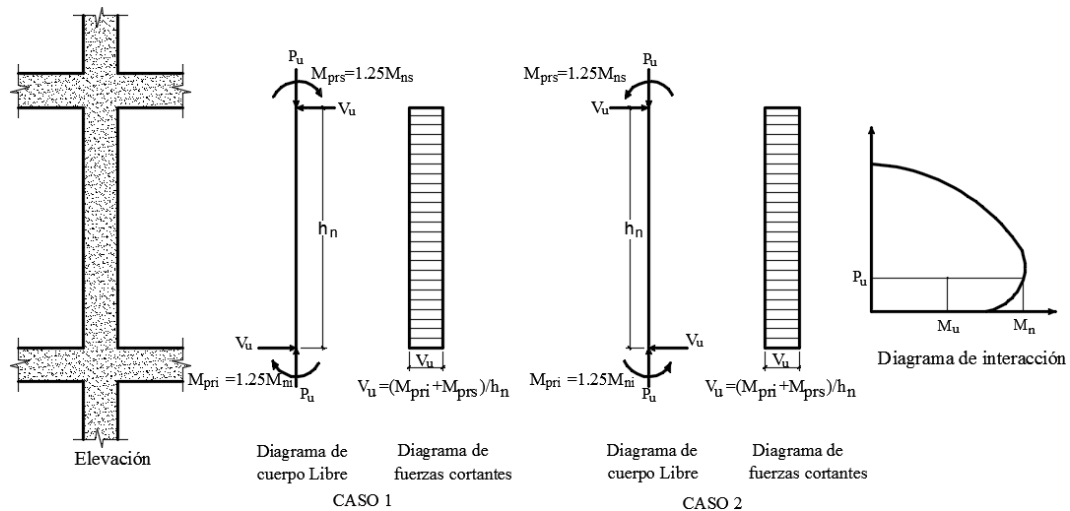


Figura N° 3.25 Obtención de la fuerza cortante última según la norma E.030

Fuente: Norma E.060

Para la dirección Y, se describen los momentos en los extremos de la columna:

$$M_{pri} = 1.25 M_{ni} = 1.25 \times 100 \text{ t.m} = 125 \text{ t.m}$$

$$M_{prs} = 1.25 M_{ns} = 1.25 \times 100 \text{ t.m} = 125 \text{ t.m}$$

$$V_u = \frac{(125 \text{ t.m} + 125 \text{ t.m})}{2.85 \text{ m}} = 87.72 \text{ t} \quad \text{Cortante última de diseño}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b d = 0.53 \sqrt{350} \times 110 \times 21 = 22.90 \text{ t}$$

Con la distribución de estribos propuesto en la Figura N° 3.26, se tienen 7 ramas resistentes al corte en la dirección Y. En base a ello se calcula la resistencia al corte de los estribos colocados (\$V_s\$):

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{7 \times 0.71 \times 4200 \times 106}{25} = 88.51 \text{ t}$$

Donde:

V_c : Resistencia al corte de la sección de concreto

V_s : Resistencia al corte de los estribos en la sección de concreto

V_n : Resistencia nominal de la sección de concreto incluyendo los estribos de refuerzo

ϕV_n : Resistencia nominal reducida de la sección de concreto incluyendo los estribos de refuerzo

Entonces:

$$\phi V_n = \phi (V_s + V_c) = 94.70 t > V_u \text{ (OK!)}$$

De la misma manera se procedió para dirección X. A continuación, se describen los momentos en los extremos de la columna:

$$M_{pri} = 1.25 M_{n_i} = 1.25 \times 21.5 \text{ t.m} = 26.875 \text{ t.m}$$

$$M_{prs} = 1.25 M_{n_s} = 1.25 \times 21.5 \text{ t.m} = 26.875 \text{ t.m}$$

$$V_u = \frac{(26.875 \text{ t.m} + 26.875 \text{ t.m})}{2.85 \text{ m}} = 18.60 t \text{ Cortante última de diseño}$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \sqrt{350} \times 25 \times 106 = 26.30 t$$

Con la distribución de estribos propuesto en la Figura N° 3.26, se tienen 6 ramas resistentes al corte en la dirección X. En base a ello se calcula la resistencia al corte de los estribos colocados (V_s):

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{6 \times 0.71 \times 4200 \times 21}{25} = 15.03 t$$

Entonces:

$$\phi V_n = \phi (V_s + V_c) = 35.13 t > V_u \text{ (OK!)}$$

Por lo tanto, el refuerzo a corte propuesto para la columna cumple con los requerimientos de cortante últimos de la estructura y los requerimientos del capítulo 21 de la norma E.060.

3.4.3.3 Detalles de columnas

En la Figura N° 3.26 se muestra la sección de la columna para ambos resultados de análisis, para efectos de análisis no lineal se consideró el mismo refuerzo en ambos resultados de análisis.

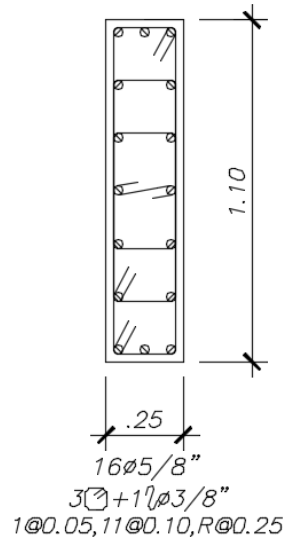


Figura N° 3.26 Detalle de columna C-1 para ambos resultados de análisis

Fuente: Propia

Para efectos de la tesis se consideró este refuerzo en toda la altura de la columna.

3.4.4 Diseño de Placas

Las placas son elementos estructurales que se diseñan para resistir fuerzas horizontales en su plano originadas por la acción sísmica. Las placas se diseñan, al igual que las columnas, por flexocompresión y corte. Para el diseño de las placas se siguieron los lineamientos del capítulo 21.9 de la norma E.060

El peralte, d , para el diseño de placas es igual a $0,8 \ell_m$, según el capítulo 21.9.4.5 de la norma E.060.

Para contrastar el diseño de placas en ambos casos de análisis, se tomó como ejemplo la placa P-7 de dimensiones $1.75\text{m} \times 0.30\text{m}$. Esta placa está orientada en la dirección X de análisis, por lo tanto, los diagramas de interacción que se mostrarán estará orientados en esa dirección.

A continuación, en la Tabla N° 3.23 se presentan las combinaciones de carga última del capítulo 3.4.1, para ambos casos de análisis, también se presentan en las figuras Figura N° 3.27 y Figura N° 3.28 los diagramas de interacción de las placas para ambos resultados de análisis y con la cantidad de acero requerida en cada caso. Cabe destacar que estas solicitaciones son en el primer nivel del edificio, el piso más cargado, y para efectos de la tesis en el capítulo de análisis no lineal se consideró el mismo refuerzo para todos los pisos.

Tabla N° 3.24 Combinaciones de carga última en la dirección X con los resultados de análisis con la norma E.030 -2016 en la placa P-7 – 175x30 cm²

Fuente: Propia

Mu (t.m)	Pu (t)	Combinación
2.622	234.454	1.4CM+1.7CV
148.281	198.700	1.25(CM+CV)+CSX
144.064	178.637	1.25(CM+CV)-CSX
144.932	101.654	0.9CM+CSX
147.413	121.716	0.9CM-CSX

Para el diseño de la placa P-7 analizada con la norma E.030 -2016, se tienen los siguientes datos:

$l_m = 1.75$ m Longitud de la placa

$h_m = 19.95$ m Altura de la placa

$e = 0.30$ m Espesor o ancho de la placa

Para el diseño por corte se consideró la siguiente ecuación:

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{Ec. 15})$$

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec. 16})$$

Donde:

V_n : Cortante nominal resistente de la placa

V_c : Cortante nominal del concreto

V_s : Cortante nominal del acero

V_u : Cortante última en la placa

b : Ancho de la placa, que para el cálculo de resistencia al corte de la placa es equivalente al espesor de la placa

Del capítulo 11.10.4 de la norma E.060 la resistencia nominal de la placa no debe tomarse mayor que:

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} b d = 2.6 \times \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 \times 30 \text{ cm} \times 0.8 \times 175 \text{ cm} = 158 \text{ ton}$$

Según el análisis $V_u = 51.86$ ton

$$\rightarrow \phi V_n = 0.85 \times 158 \text{ ton} = 134.3 \text{ ton} \geq V_u \quad (\text{OK!})$$

Del capítulo 11.10.5 de la norma E.060 la contribución V_c del concreto a la resistencia al corte nominal no debe exceder:

$$V_c = A_{cw} (\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

Donde:

A_{cw} : Área de corte de la sección transversal del muro

α_c : 0.80 sí $(Hm/Lm) \leq 1.50$, 0.53 sí $(Hm/Lm) \geq 2.0$, y varía linealmente de 0.80 a 0.53 en caso que (Hm/Lm) esté dentro del rango de 1.50 a 2.0

$$\rightarrow Hm/Lm = 11.4 > 2.0 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

$$\rightarrow V_c = 30 \text{ cm} \times 0.8 \times 175 \text{ cm} \times 0.53 \times \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 = 32.26 \text{ ton}$$

Del capítulo 11.10.10 de la norma E.060 se visualizan las cuantías mínimas en la placa tanto para el refuerzo horizontal como para el refuerzo vertical.

$$\rho_{h_{\min}} = 0.0025$$

$$\rho_{v_{\min}} = 0.0025$$

Entonces por metro de ancho se tuvo:

$$A_{s_{\min}} \text{ horizontal} = 0.0025 \times 100 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 7.5 \text{ cm}^2$$

Dividido en dos capas: ϕ 3/8" @ 0.175 m

$$A_{s_{\min}} \text{ vertical} = 0.0025 \times 100 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 7.5 \text{ cm}^2$$

Dividido en dos capas: ϕ 3/8" @ 0.175 m

Por cuestiones de diseño que serán mostradas más adelante, se dejó el siguiente refuerzo:

As horizontal: ϕ 3/8" @ 0.100 m

$$\rightarrow \rho_h \text{ colocada} = 2 \times 0.71 \text{ cm}^2 \times (1/0.10) / (30 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}) = 0.00473$$

As vertical: ϕ 3/8" @ 0.150 m

$$\rightarrow \rho_v \text{ colocada} = 2 \times 0.71 \text{ cm}^2 \times (1/0.15) / (30 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}) = 0.00316$$

De acuerdo al artículo 21.9.5.3 en todas las zonas de los muros o segmentos de muro donde se espere fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia

de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño V_u deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante:

$$V_u \geq V_{ua} \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde V_{ua} y M_{ua} son las solicitaciones últimas a corte y flexión con las combinaciones de carga última y M_n es el momento nominal resistente asociado a cuantía dispuesta.

En la Figura N° 3.24 se muestra la obtención de los valores de M_n y V_u .

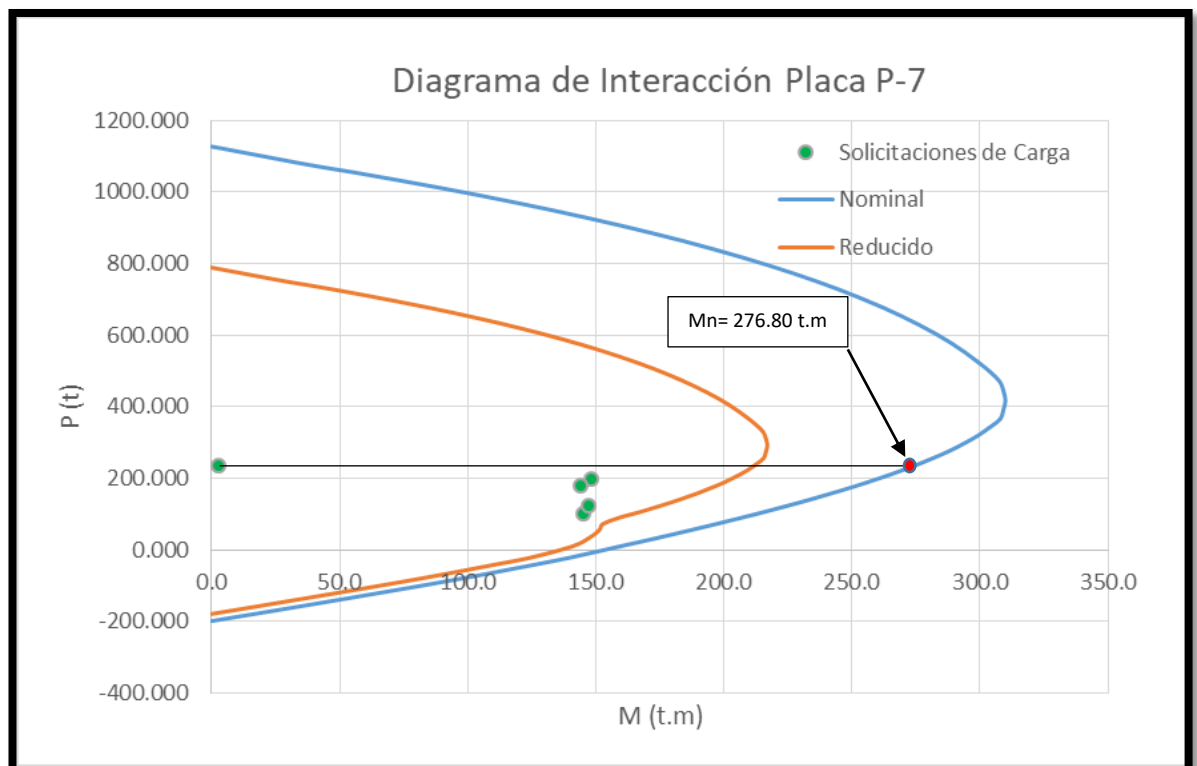


Figura N° 3.27 Diagrama de interacción de la placa P-7 para las combinaciones de cargas provenientes del análisis con la norma E.030 – 2016

Fuente: Propia

$$V_{ua} = 51.86 \text{ ton}$$

$$M_{ua} = 148.28 \text{ ton.m}$$

$$M_n = 276.80 \text{ ton.m}$$

$$\rightarrow V_u \geq 51.86 \text{ ton} \times (276.80/148.28) = 96.81 \text{ ton}$$

$$\rightarrow V_u \leq \phi (V_s + V_c)$$

→ $V_c = 32.26 \text{ ton}$

→ $V_s \geq 81.63 \text{ ton}$

Según el capítulo 11.10.1 de la norma E.060, la resistencia al corte del acero es:

$$V_s = A_{cw} \rho_h f_y \quad (\text{Ec. 18})$$

Reemplazando se obtuvo:

$$\rho_h = 0.00463 < \rho_h \text{ colocada} = 0.00473 \quad (\text{OK!})$$

Entonces el refuerzo horizontal colocado cumple con los requisitos a cortante.

El refuerzo vertical fue hallado con los requerimientos del capítulo 11.10.10.3 de la norma E.060.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (\text{Ec. 19})$$

Reemplazamos:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{19.95 \text{ m}}{1.75 \text{ m}} \right) (0.00473 - 0.0025) = -0.0074 \geq 0.0025$$

$$\rho_v = 0.0025 < \rho_v \text{ colocada} = 0.00315 \quad (\text{OK!})$$

Entonces el refuerzo vertical colocado cumple con los requisitos a cortante.

De la misma manera se diseñó la placa analizada con la norma E.030-2018.

A continuación, en la Tabla N° 3.25 se muestran las solicitaciones últimas de la placa:

Tabla N° 3.25 Combinaciones de carga última en la dirección X con los resultados de análisis con la norma E.030 -2018 en la placa P-7 – 175x30 cm²

Fuente: Propia

Mu (t.m)	Pu (t)	Combinación
3.120	234.454	1.4CM+1.7CV
101.100	195.338	1.25(CM+CV)+CSX
96.100	181.998	1.25(CM+CV)-CSX
97.160	105.015	0.9CM+CSX
100.040	118.355	0.9CM-CSX

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} b d = 2.6 \times \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 \times 30 \text{ cm} \times 0.8 \times 175 \text{ cm} = 158 \text{ ton}$$

Según el análisis $V_u = 36.15 \text{ ton}$

$$\rightarrow \phi V_n = 0.85 \times 158 \text{ ton} = 134.3 \text{ ton} \geq V_u \quad \text{(OK!)}$$

Del capítulo 11.10.5 de la norma E.060 la contribución V_c del concreto a la resistencia al corte nominal no debe exceder:

$$V_c = A_{cw} (\alpha_c \sqrt{f'_c})$$

Donde:

A_{cw} : Área de corte de la sección transversal del muro

α_c : 0.80 sí $(H_m/L_m) \leq 1.50$, 0.53 sí $(H_m/L_m) \geq 2.0$, y varía linealmente de 0.80 a 0.53 en caso que (H_m/L_m) esté dentro del rango de 1.50 a 2.0

$$\rightarrow H_m/L_m = 11.4 > 2.0 \rightarrow \alpha_c = 0.53$$

$$\rightarrow V_c = 30 \text{ cm} \times 0.8 \times 175 \text{ cm} \times 0.53 \times \sqrt{210} \text{ kg/cm}^2 = 32.26 \text{ ton}$$

Del capítulo 11.10.10 de la norma E.060 se visualizan las cuantías mínimas en la placa tanto para el refuerzo horizontal como para el refuerzo vertical.

$$\rho_{h_{\min}} = 0.0025$$

$$\rho_{v_{\min}} = 0.0025$$

Entonces por metro de ancho se tuvo:

$$A_{s_{\min}} \text{ horizontal} = 0.0025 \times 100 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 7.5 \text{ cm}^2$$

Dividido en dos capas: $\phi 3/8'' @ 0.175 \text{ m}$

$$A_{s_{\min}} \text{ vertical} = 0.0025 \times 100 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 7.5 \text{ cm}^2$$

Dividido en dos capas: $\phi 3/8'' @ 0.175 \text{ m}$

Por cuestiones de diseño que serán mostradas más adelante, se dejó el siguiente refuerzo:

As horizontal: $\phi 3/8'' @ 0.100 \text{ m}$

$$\rightarrow \rho_h \text{ colocada} = 2 \times 0.71 \text{ cm}^2 \times (1/0.10) / (30 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}) = 0.00473$$

As vertical: $\phi 3/8'' @ 0.150 \text{ m}$

$$\rightarrow \rho_v \text{ colocada} = 2 \times 0.71 \text{ cm}^2 \times (1/0.15) / (30 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}) = 0.00316$$

De la misma manera se procedió para los resultados del análisis con la norma E.030 – 2018. En la Figura N° 3.25 se muestra la obtención de los valores de Mn y Vu.

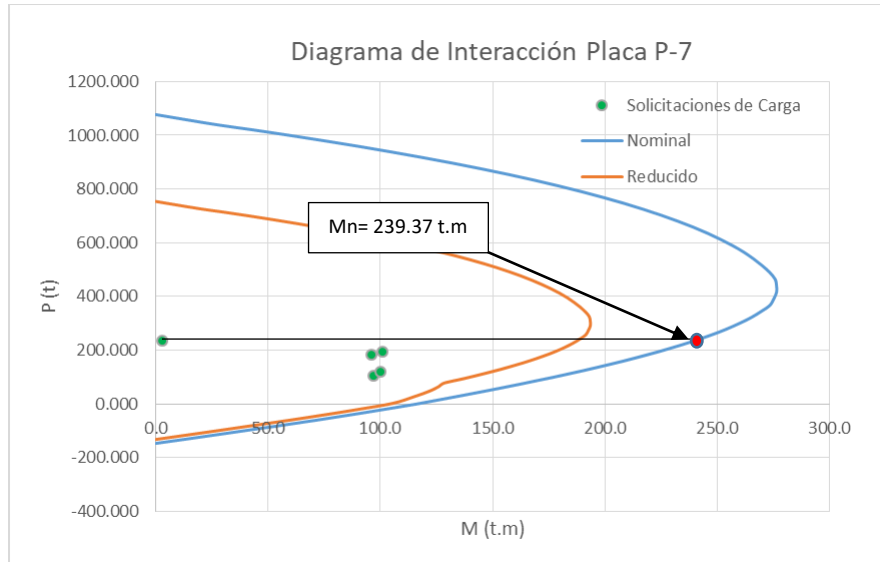


Figura N° 3.28 Diagrama de interacción de la placa P-7 para las combinaciones de cargas provenientes del análisis con la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

$$V_{ua} = 36.15 \text{ ton}$$

$$M_{ua} = 101.10 \text{ ton.m}$$

$$M_n = 239.37 \text{ ton.m}$$

$$\rightarrow V_u \geq 36.15 \text{ ton} \times (239.37/101.10) = 85.60 \text{ ton}$$

$$\rightarrow V_u \leq \phi (V_s + V_c)$$

$$\rightarrow V_c = 32.26 \text{ ton}$$

$$\rightarrow V_s \geq 68.53 \text{ ton}$$

Según el capítulo 11.10.1 de la norma E.060, la resistencia al corte del acero es:

$$V_s = A_{cw} \rho_h f_y$$

Reemplazando se obtuvo:

$$\rho_h = 0.0039 < \rho_h \text{ colocada} = 0.00473 \quad (\text{OK!})$$

Entonces el refuerzo horizontal colocado cumple con los requisitos a cortante.

El refuerzo vertical fue hallado con los requerimientos del capítulo 11.10.10.3 de la norma E.060.

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

Reemplazamos:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{19.95 \text{ m}}{1.75 \text{ m}} \right) (0.00473 - 0.0025) = -0.0074 \geq 0.0025$$

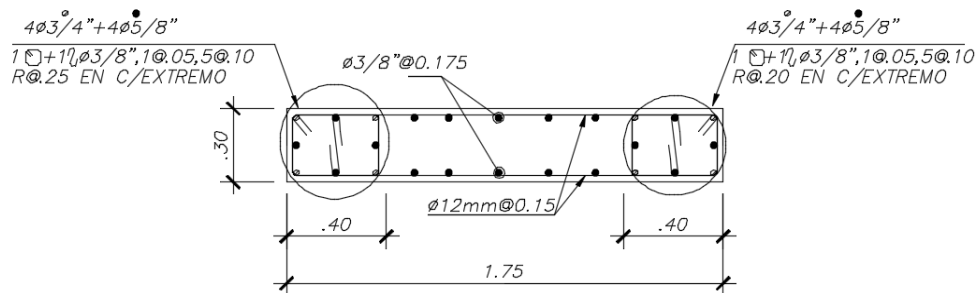
$$\rho_v = 0.0025 < \rho_v \text{ colocada} = 0.00315 \quad (\text{OK!})$$

Entonces el refuerzo vertical colocado cumple con los requisitos a cortante.

Como se puede observar las solicitaciones de refuerzo horizontal y vertical en las placas fueron similares. La diferencia radica en el refuerzo de los elementos de borde, para el caso analizado con la norma E.030-2016 las solicitaciones a momentos fueron mayores que para el caso de análisis con la norma E.030 – 2018.

3.4.4.1 Detalles de placas

A continuación, en las figuras Figura N° 3.29 y Figura N° 3.30 se presentan los detalles de refuerzo en ambas placas:



PLACA P - 7
(PLANTA)

Figura N° 3.29 Detalle de placa P-7 diseñada para resistir las solicitaciones sísmicas de la norma

E.030 – 2016

Fuente: Propia

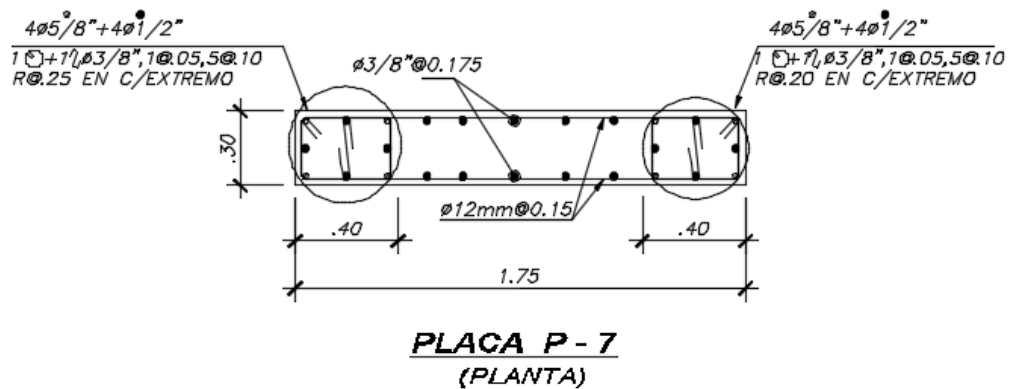


Figura N° 3.30 Detalle de placa P-7 diseñada para resistir las solicitaciones sísmicas de la norma E.030 – 2018
Fuente: Propia

3.5 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En base a lo mostrado en el capítulo 3.4, se observa que debido a que las fuerzas de diseño son mayores con la norma E.030 – 2016, las cantidades de acero en las vigas y placas son también mayores el diseño con estos resultados. En el caso de las columnas, las cuantías de acero son similares para ambos diseños ya que, como se explicó en el capítulo 3.4.3, las cargas muertas y vivas son las mismas para ambos casos de análisis, la variante son las cargas sísmicas y al ser un edificio con configuración estructural de muros estructurales, las solicitaciones sísmicas cargan más a las vigas y placas mientras que las columnas soportan las mismas cargas de gravedad en ambos casos.

El mismo procedimiento de diseño se realizó para los demás elementos estructurales, de esta manera se obtuvieron las cuantías de refuerzo de los elementos estructurales que serán cargados al ETABS 2016 con fines del análisis no lineal.

CAPÍTULO IV: VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DEL EDIFICIO

El análisis estático no lineal es un procedimiento de análisis la cual consiste en someter a la edificación ante cargas laterales incrementales con un patrón definido, haciendo esto que se degrade la rigidez de la estructura mediante la formación de rótulas plásticas, hasta que algún desplazamiento límite fijado de la estructura es excedido o colapsa la estructura. El propósito de este método es ver de qué manera se va a comportar la estructura ante un eventual sismo, es decir más allá de su límite elástico y predecir posibles daños importantes en la estructura.

Con el análisis pushover se pueden obtener las siguientes características:

- a) La máxima resistencia al cortante basal de la estructura, V_{base} .
- b) La concentración de daño (las distorsiones de entrepiso que se pueden esperar durante la respuesta sísmica no lineal).
- c) El desplazamiento en el último nivel y capacidad global de ductilidad de la estructura.
- d) Evaluación si la estructura puede alcanzar el mecanismo de colapso sin agotar la capacidad de rotación plástica de los elementos.

Previo a este análisis se debe tener en cuenta el comportamiento no lineal tanto del acero como del concreto, es por ello que en el capítulo 4.1 se describirán los modelos de comportamiento que se usaron en esta tesis.

4.1 MODELOS DE COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO ARMADO

4.1.1 Modelo de esfuerzo – deformación para el acero

La curva esfuerzo – deformación del acero está determinada por un comportamiento lineal prolongado con un módulo de elasticidad de 2×10^6 kg/cm². El esfuerzo de fluencia (f_y) para el acero grado 60 es 4200 kg/cm² y la deformación de fluencia $\epsilon_y = 0.0021$.

El acero también posee propiedades inelásticas, estas han sido estudiadas con distintos modelos matemáticos. A continuación, se describen los más influyentes para esta tesis.

4.1.1.1 Modelo elastoplástico con endurecimiento por deformación

Existen dos modelos más acertados para predecir el comportamiento no lineal del acero, el propuesto por Park y Paulay en 1975 (Park y Paulay, 1983) y el propuesto por Mander en 1984 (Mander, 1988). A continuación, en la Figura N° 4.1, se

muestra la curva de esfuerzo – deformación para el acero propuesta por Park y Paulay en 1975.

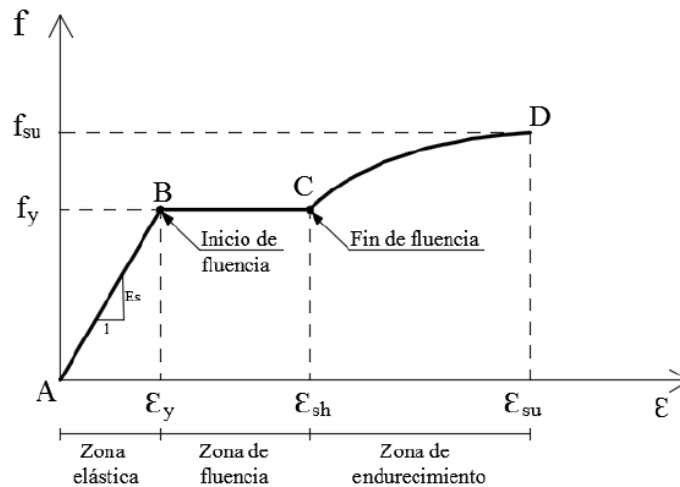


Figura N° 4.1 Curva esfuerzo – deformación para el acero

Fuente: (Park y Paulay, 1983)

4.1.2 Modelo de esfuerzo – deformación para el concreto

El concreto tiene un comportamiento completamente distinto al del acero, ya que este tiene una baja capacidad de deformación.

4.1.2.1 Modelo de esfuerzo – deformación para el concreto no confinado

Modelo de Mander (Medina, 2010)

En este caso, el modelo esfuerzo – deformación consiste en una curva y en una porción lineal, tal y como se muestra en la siguiente figura:

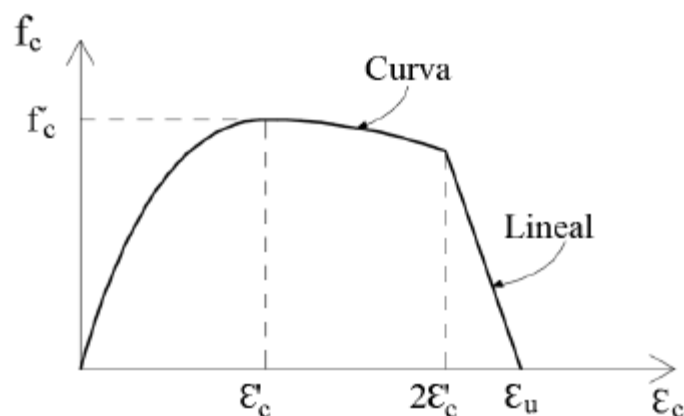


Figura N° 4.2 Curva esfuerzo – deformación para el concreto no confinado

Fuente: (Medina, 2010)

Donde:

ϵ_u : Capacidad última de deformación del concreto.

ϵ'_c : Deformación asociada a la resistencia máxima a compresión del concreto f'_c

f'_c : Resistencia a la compresión máxima del concreto sin confinar

E_c : Modulo de elasticidad del concreto no confinado

4.1.2.2 Modelo de esfuerzo – deformación para el concreto confinado

La resistencia y ductilidad aumentada del concreto confinado se logra gracias a la carga de compresión triaxial. El confinamiento efectivo inicia cuando se produce el agrietamiento progresivo interno ante esfuerzos de compresión que se acercan a la resistencia máxima, de ésta forma el concreto se apoya en el refuerzo transversal y empieza el confinamiento (Pinoargote Rovello, 2014). A continuación se describen los modelos más influyentes para la presente tesis.

Modelo de Kent y Park, 1971 (Park y Paulay, 1983)

Este modelo fue propuesto por Kent y Park. Este modelo se basa en que la presencia de acero de confinamiento (estribos, espirales) ayuda a que el concreto se comporte de una manera dúctil ante deformaciones excesivas. Las variables que componen esta curva son la relación volumétrica del acero transversal-volumen del núcleo confinado de concreto, así también el espaciamiento del refuerzo de confinamiento y la resistencia del concreto. Cabe destacar que este modelo es válido solo para secciones rectangulares y cuadradas.

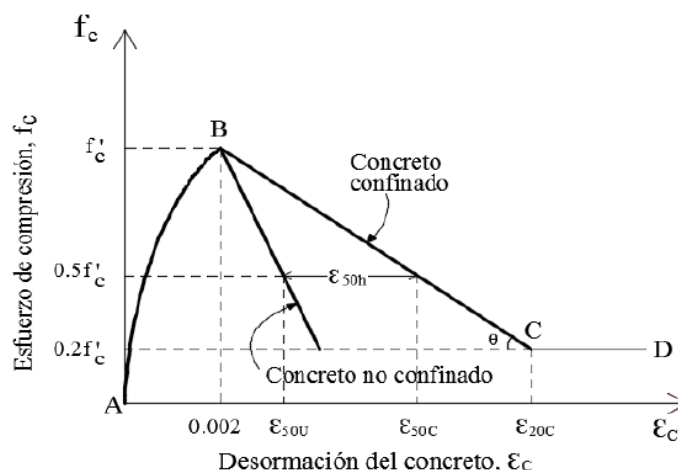


Figura N° 4.3 Curva esfuerzo – deformación para el concreto confinado

Fuente: (Park y Paulay, 1983)

Modelo de Mander (Mander, 1988)

Este modelo considera que el efecto del confinamiento en el concreto aumenta la capacidad de deformación del concreto ϵ_c , y también la resistencia a la compresión.

En la siguiente figura se muestra la comparación hecha por Mander, en las que se visualiza las curvas de esfuerzo – deformación para concreto confinado y concreto no confinado.

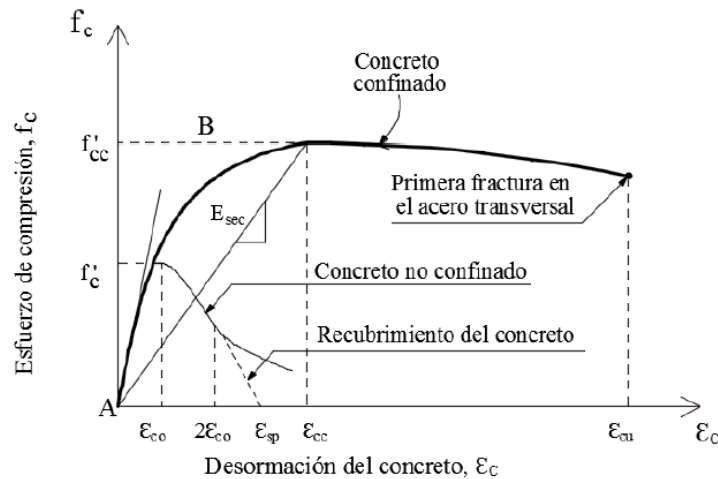


Figura N° 4.4 Curva esfuerzo – deformación para el concreto confinado y no confinado

Fuente: (Mander, 1988)

4.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)

El análisis estático no lineal, conocido también como pushover, es un procedimiento en el cual se somete a la estructura a cargas laterales incrementales de modo que la rigidez lateral de la estructura se degrada mediante la formación de rótulas, las cuales disipan la energía. El objetivo principal de este análisis es determinar la curva de capacidad de la estructura, la cual nos indica cómo se comporta la estructura después de exceder su límite elástico.

Del análisis pushover se pueden obtener las siguientes características:

- El máximo cortante basal y el mecanismo de colapso de la estructura.
- El desplazamiento en el último nivel y la ductilidad de la estructura.
- Las distorsiones de entrepiso que puedan ocurrir para un sismo dado.

4.2.1 Distribución de cargas laterales

Para el análisis pushover se considera una distribución de cargas laterales incrementales representando a las fuerzas sísmicas que actuarán en la estructura al momento del sismo.

Se considera mayormente que la distribución de cargas laterales en el análisis pushover sea representada por una forma triangular invertida. Este patrón considera que la estructura es sometida a una distribución lineal de la aceleración a través de la altura del edificio.

El análisis pushover por control de cargas involucra el análisis estático incremental de la estructura bajo una distribución de varios patrones de cargas laterales, como la distribución uniforme, triangular o modal, de acuerdo a como varia el factor k , de la expresión de la (Ec. 20):

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^k} \Delta V_b \quad (\text{Ec. 20})$$

Donde se tiene lo siguiente:

W_i : Peso del piso i

h_i : Altura de piso i

ΔV_b : Incremento de la cortante basal del edificio

Además, k es un factor que está en relación al periodo de la estructura ($k=1$ para $T \leq 0.5$, $k=2$ para $T \geq 2.5$, para obtener los valores intermedios de T , se pueden realizar interpolaciones).

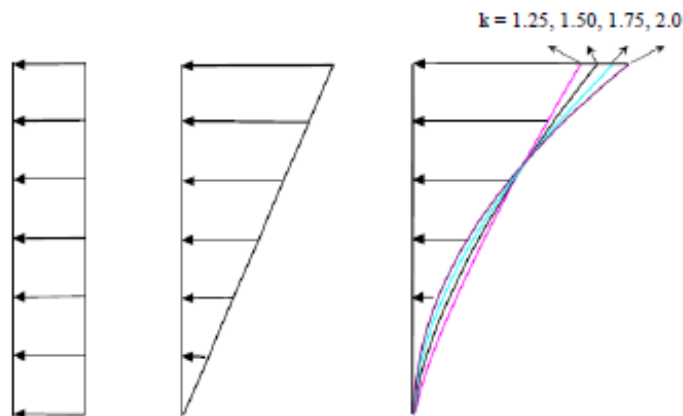


Figura N° 4.5 Distribución de carga lateral para el análisis pushover por control de cargas

Fuente: (Janampa, 2016)

4.2.2 Método del espectro de capacidad

El análisis por desempeño es una metodología introducida por el ATC-40, para la evaluación sísmica de edificios y lo cual es un claro intento de predecir el máximo estado de daño que puede resistir la estructura ante un sismo dado. (El-Betar 2015).

El método de espectro de capacidad data del año 1975, este fue propuesto por Freeman. En las últimas décadas, muchos investigadores han retomado el método para obtener los desplazamientos laterales y las distorsiones de pisos en edificios a partir de un análisis no lineal estático, debido a que es más apropiado, en relación al Método de Superposición Modal. (Burgos, 2007).

Con este método se puede determinar mediante un procedimiento simple el punto de desempeño de una estructura ante diferentes movimientos sísmicos. El punto de desempeño es obtenido mediante la comparación de la capacidad de la estructura con la demanda sísmica impuesta, entonces podemos concluir que el punto de desempeño sísmico de una estructura representa una condición en la cual la curva de capacidad es igual a la demanda impuesta por la estructura.

4.2.3 Demanda sísmica

La demanda sísmica viene dada por un espectro de respuesta elástico, este espectro representa la respuesta máxima sísmica en una dirección de análisis en función de los periodos de la estructura. La norma E.030 establece un espectro de respuesta elástico, tal y como se muestra en la Figura N°4.6.

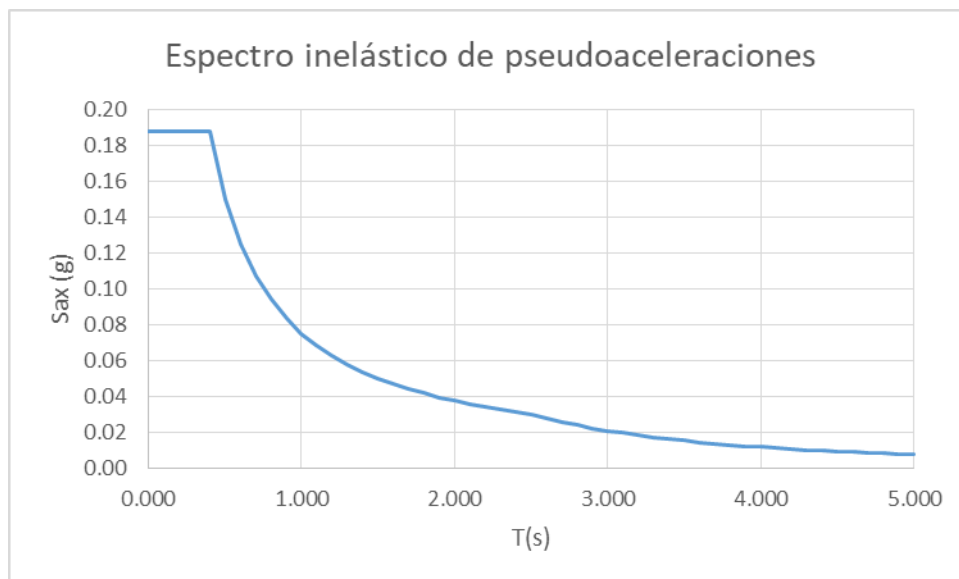


Figura N° 4.6 Espectro de pseudoaceleraciones para $Z=0.45$ y suelo S_1

Fuente: Propia

Para propósitos de la obtención del desempeño sísmico de la estructura, el método del espectro de capacidad de la norma ATC-40 menciona el ADRS (Acceleration Displacement Response Spectral). Este diagrama representa la pseudoaceleración espectral versus el desplazamiento (S_a vs S_d). El espectro de

aceleración de la norma debe convertirse al formato ADRS, de la misma manera se debe proceder para la curva de capacidad. Basándonos en esta distribución, es posible superponer los espectros de demanda y capacidad y así obtener el nivel de desempeño sísmico de una estructura.

Para la obtención del espectro ADRS, es necesario colocar en el eje de las abscisas el valor de S_d en lugar de T .

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (\text{Ec. 21})$$

Finalmente, el valor de S_d , queda de la siguiente manera:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{Ec. 22})$$

En la Figura N° 4.7, se muestra el contraste entre el espectro de diseño indicado por la norma E.030, y el espectro ADRS, que nos servirá para la obtención del punto de desempeño sísmico.

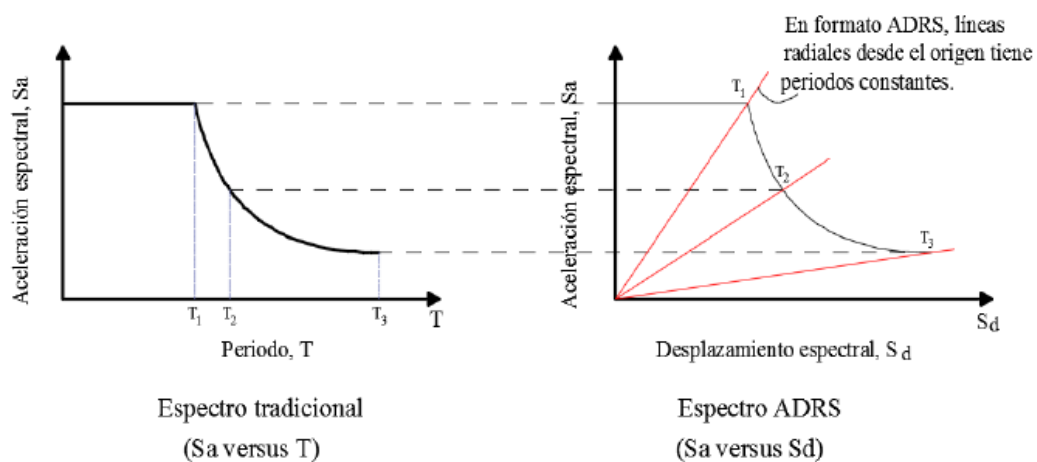


Figura N° 4.7 Espectro de respuesta en formato tradicional y en formato ADRS (Transformación del espectro de respuesta elástico en espectro de demanda elástico).

Fuente: (Janampa, 2016)

4.2.4 Curva de capacidad

El objetivo central del análisis no lineal estático “Pushover” es la generación de la Curva de Capacidad, que representa el desplazamiento lateral como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Este proceso provee al diseñador valores que le dan una visión más clara del comportamiento de una estructura. (Delgadillo, 2005).

Para efectos de esta tesis, la curva de capacidad tendrá una representación bilineal. Para la definición de la curva de capacidad previamente hay que definir

dos puntos importantes, el punto de fluencia (D_y, V_y) y el punto de falla última de la estructura (D_u, V_u).

Punto de fluencia (D_y, V_y).- El punto de fluencia ocurre cuando aparece la primera rótula plástica en la estructura, es decir el edificio comienza a comportarse de manera no lineal. Este viene definido por (D_y, V_y), donde D_y es el desplazamiento en el punto de fluencia y V_y es la cortante basal en el punto de fluencia.

Punto de falla última (D_u, V_u). - El punto de falla última de la estructura ocurre cuando toda la estructura está en estado plástico. Es decir la estructura a alcanzado su capacidad máxima y no es posible que pueda resistir mayor fuerza cortante. Este viene definido por (D_u, V_u), donde D_u es el desplazamiento último y V_u es la cortante basal última.

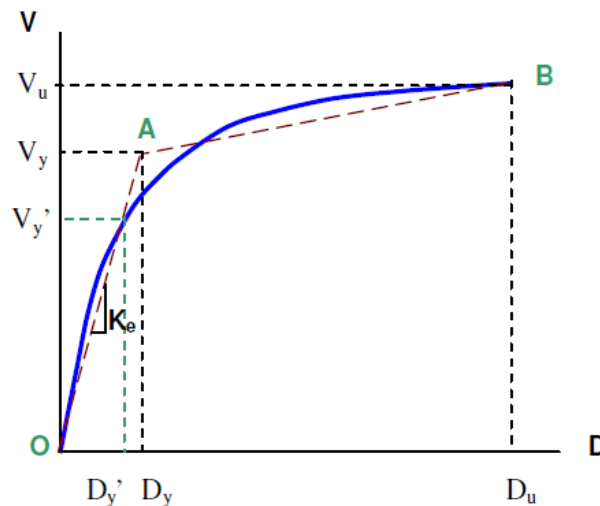


Figura N° 4.8 Representación bilineal de la curva de capacidad

Fuente: (Burgos, 2007)

Para la obtención bilineal de la curva de capacidad se utiliza el procedimiento propuesto por el FEMA 356 (2000).

El procedimiento indica lo siguiente:

- 1.- Se define el desplazamiento último D_u y la cortante basal última V_u , en el momento que un elemento de la edificación haya alcanzado su momento o resistencia última. Estos valores definen el punto B de la Figura N° 4.8.
2. Se calcula el área bajo la curva de capacidad A_{curva} .
3. Se halla la rigidez lateral efectiva de la estructura o pendiente inicial K_e de la curva bilineal, queda definida por la (Ec. 23) Se obtiene uniendo, con una línea recta, el origen A y el punto sobre la curva de capacidad, en donde se ha producido la primera fluencia (D_y', V_y').

$$Ke=Vy'Dy' \quad (\text{Ec. 23})$$

4. Se estima el cortante basal de fluencia V_y . Este valor se elige arbitrariamente, y se redefine mediante un proceso iterativo que iguala las áreas bajo la curva real de capacidad A_{curva} y la curva bilineal idealizada A_{bilineal} .

5. Se calcula el desplazamiento de fluencia D_y , el cual se define mediante la (Ec. 24):

$$Dy=VyKe \quad (\text{Ec. 24})$$

6. Se define la curva bilineal mediante las rectas OA y AB y se calcula el área de la curva bilineal A_{bilineal} .

7. Se determina el error ε en la representación bilineal como la (Ec. 25):

$$\varepsilon= A_{\text{curva}}-A_{\text{bilineal}}A_{\text{curva}}*100 \quad (\text{Ec. 25})$$

Si el error ε excede el nivel de tolerancia preestablecido, se requiere un proceso iterativo, en donde el nuevo valor de cortante basal de fluencia sería la (Ec. 26):

$$Vy_{i+1}=A_{\text{curva}}A_{\text{bilineal}}*V_{ji} \quad (\text{Ec. 26})$$

Y se repiten los pasos 4 a 7 con el nuevo V_y .

4.2.5 Espectro de capacidad

Para hallar el espectro de capacidad se tiene que transformar los puntos de la curva de capacidad a coordenadas espectrales. En la Figura N° 4.9 se muestra el espectro de capacidad que representa a la curva de capacidad en coordenadas espectrales conocido como ADRS (Acceleration-Displacement-Response-Spectra, ADRS).

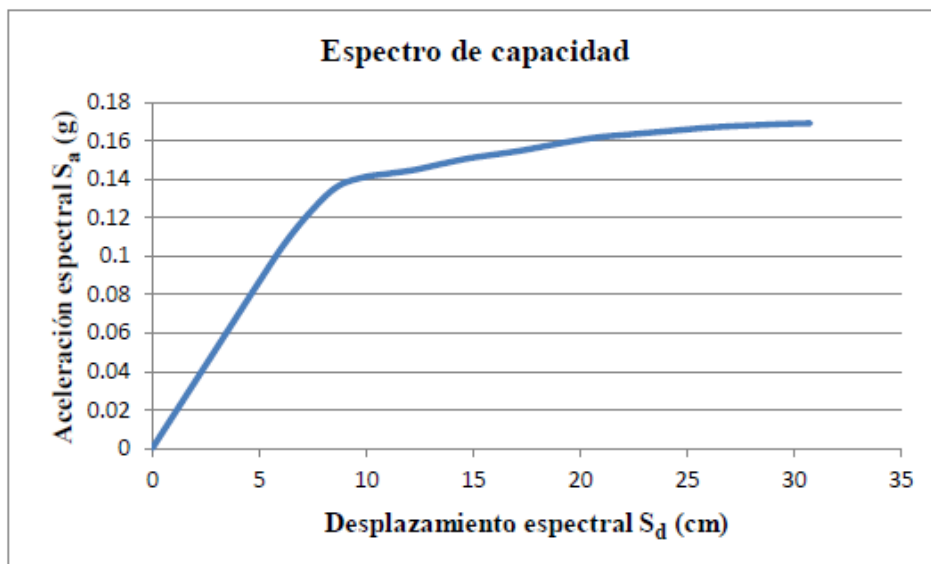


Figura N° 4.9 Representación bilineal del espectro de capacidad

Fuente: (Janampa, 2016)

Las ecuaciones empleadas para la transformación son las (Ec. 27) y (Ec.28):

$$Sa_i = \frac{V_i/W}{\alpha_i} \quad (\text{Ec. 27})$$

$$Sd_i = \frac{D}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde:

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2) / g} \right] \quad (\text{Ec. 29})$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N w_i \phi_i / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_i^2) / g]} \quad (\text{Ec. 30})$$

Sa: Aceleración espectral

Sd: Desplazamiento espectral

V: cortante en la base

Wi/g: masa asignada al nivel i

α_1 : coeficiente de masa modal del primer modo de vibración

D: desplazamiento en el último piso

PF1: factor de participación modal

$\phi_{techo, 1}$: desplazamiento modal en la última planta del edificio

W: carga muerta de la estructura más un porcentaje de la carga viva

4.2.6 Punto de desempeño

Con la superposición del espectro de capacidad y el espectro de demanda en formato ADRS (Sd,Sa) se obtiene la respuesta máxima del edificio, en el punto de intersección de ambos espectros, conocido también como el punto de desempeño. En la Figura N° 4.10 se muestra el punto de desempeño que representa la condición por el cual la capacidad de la estructura es igual a la demanda sísmica impuesta sobre la estructura por el movimiento sísmico del suelo. (Janampa, 2016)

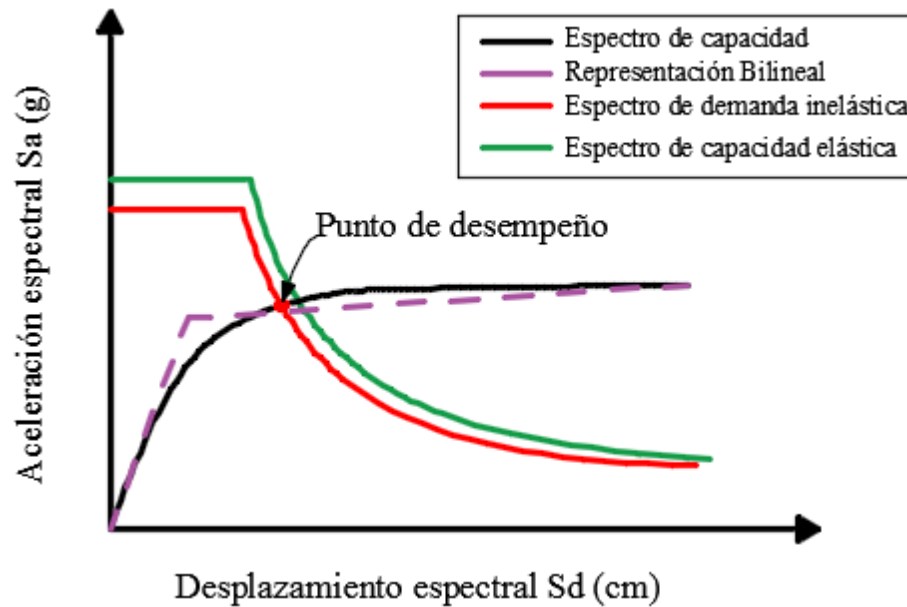


Figura N° 4.10 Obtención del punto de desempeño

Fuente: (Janampa, 2016)

El análisis estático no lineal es aplicado en la normativa peruana más como verificación, que para diseño. Ya que permite obtener el daño esperado en elementos estructurales para distintas sollicitaciones sísmicas.

Los pasos que se deben realizar para obtener el punto de desempeño son los siguientes:

1. Con el espectro de demanda elástico en formato (S_d , S_a) y el espectro de capacidad también en el formato S_a - S_d , se superponen en un solo gráfico.
2. Se impone la ductilidad del sistema μ y se calcula el factor de reducción R_μ de los procedimientos descritos.
3. Se halla el espectro inelástico dividiendo el espectro elástico por R_μ .
4. Se determina el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástico y se calcula la ductilidad efectiva μ_{ef} , dividiendo el desplazamiento máximo entre el desplazamiento de fluencia.
5. Se compara la ductilidad efectiva encontrada con la ductilidad impuesta, repitiendo los mismos pasos hasta que el error sea menor que cierta tolerancia. Una vez encontrada la ductilidad efectiva se puede hallar el punto de desempeño.

4.2.7 Verificación del desempeño

Cuando se ha determinado el punto de desempeño sísmico de una estructura, es necesario verificar si esta está dentro de los límites admisibles para un nivel

de desempeño deseado de la estructura. Se debe de comprobar si se han alcanzado los objetivos de desempeño esperados, estos dependen directamente de los niveles de desempeño tomados según alguna normativa y el nivel de movimiento sísmico impuesto.

Niveles de desempeño

Está referido a los rangos de daño que una estructura puede sufrir ante un evento sísmico. Existen tres niveles de desempeño fundamentales, Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de vida (LS) y Prevención del colapso (CP). Para cumplir objetivos de esta tesis para evaluar el desempeño de cada elemento estructural se utilizarán los criterios de aceptación numérica propuestos por el FEMA 356⁽⁵⁾, que compara la rotación plástica de las vigas y columnas para diferentes niveles de desempeño. Se definen tres niveles de desempeño:

a) Ocupación inmediata (IO)

Este nivel corresponde cuando el edificio puede ser habitado inmediatamente luego del sismo, permanece en su mayoría en el estado elástico.

b) Seguridad de vida (LS)

Este nivel corresponde cuando el edificio permanece estable y en pie.

c) Prevención al colapso (CP)

Para este nivel, se llega al límite de resistencia del edificio. Aquí se puede decir que el edificio está al borde del colapso.

4.2.8 Límites de los niveles de desempeño

Los límites de desempeño del edificio están en función a las distorsiones de entrepiso. Para la presente tesis estos fueron los límites propuestos por Visión 2000. En la Tabla N° 4.1 se muestran límites de distorsiones de entrepiso propuestos por diversas fuentes:

Tabla N° 4.1 Límites de distorsión para los distintos niveles de desempeño según distintas investigaciones

Fuente: (Burgos,2007)

Nivel de desempeño	ATC-40	FEMA 273	Visión 2000	Bertero
Ocupación inmediata	0.01	0.01	0.002-0.005	0.002-0.005
Seguridad de vida	0.01-0.02	0.01-0.02	0.015	0.01-0.02
Prevención del colapso	0.33Vi/Pi	0.04	0.025	0.02-0.04

Para la formación de rótulas plásticas en los modelos en Etabs, se han tomado los criterios de aceptación numérica propuestos por FEMA 356, estos valores se muestran en las tablas Tabla N° 4.2, Tabla N° 4.3 y Tabla N° 4.4 respectivamente.

Tabla N° 4.2 Criterios de aceptación numérica según el FEMA 356 para la formación de rótulas plásticas en vigas

Fuente: FEMA 356 (2000)

Conditions			Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary		Secondary								
							LS	CP	LS	CP
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$								
≤0.0	C	≤3	0.025	0.050	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤0.0	C	≥6	0.020	0.040	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3	0.020	0.030	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6	0.015	0.020	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3	0.020	0.030	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6	0.010	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3	0.010	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6	0.005	0.010	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear¹										
Stirrup spacing ≤d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing >d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span¹										
Stirrup spacing ≤d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing >d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

“1. Cuando más que una de las condiciones i, ii, iii y iv ocurre para un componente dado, use el mínimo valor numérico apropiado de la tabla.” (FEMA 356, 2000,228).

“2. “C” y “NC” son abreviaciones para indicar la existencia o no del refuerzo transversal. Un componente con refuerzo transversal es “C”, si en la región de rótula plástica, los estribos están espaciados en d/3, o si, para componentes de moderada y alta demanda de ductilidad, la resistencia proporcionada por los estribos (Vs) es al menos tres cuartos del cortante de diseño, Cualquier otro caso, es considerado como “NC”.” (FEMA 356, 2000,228).

“3. Interpolación lineal entre los valores listados en la tabla es permitida.” (FEMA 356, 2000,228).

Tabla N° 4.3 Criterios de aceptación numérica según el FEMA 356 para la formación de rótulas plásticas en columnas

Fuente: FEMA 356 (2000)

Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary		Secondary								
						LS	CP	LS	CP	
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤0.1	C	≤3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤0.1	C	≥6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥0.4	C	≤3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥0.4	C	≥6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤0.1	NC	≤3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤0.1	NC	≥6	0.006	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥0.4	NC	≤3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥0.4	NC	≥6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear^{1,3}										
All cases			-	-	-	-	-	-	0.003	0.004
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height^{1,3}										
Hoop spacing ≤d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing >d/2			0.00	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70 Po^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

“1. Cuando más que una de las condiciones i, ii, iii y iv ocurre para un componente dado, use el mínimo valor numérico apropiado de la tabla.” (FEMA 356, 2000,229).

“2. “C” y “NC” son abreviaciones para indicar la existencia o no del refuerzo transversal. Un componente con refuerzo transversal es “C”, si en la región de rótula plástica, los estribos están espaciados en d/3, o si, para componentes de moderada y alta demanda de ductilidad, la resistencia proporcionada por los estribos (Vs) es al menos tres cuartos del cortante de diseño, Cualquier otro caso, es considerado como “NC”.” (FEMA 356, 2000,229).

“3. Para evaluar estos valores, las columnas deberán tener refuerzo transversal, estribos. De otra manera, las acciones se tratarán como controladas por la fuerza.” (FEMA 356, 2000,229).

“4. Interpolación lineal entre los valores listados en la tabla es permitida.” (FEMA 356, 2000,229).

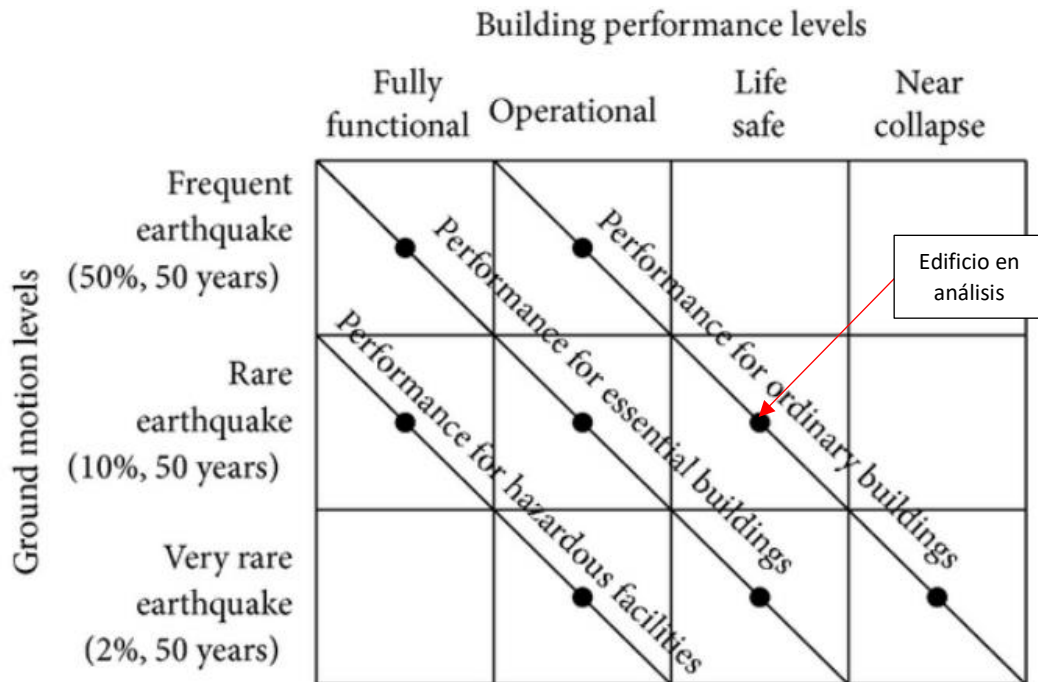
Tabla N° 4.4 Criterios de aceptación numérica según el FEMA 356 para la formación de rótulas plásticas en placas
Fuente: FEMA 356 (2000)

Table 6-18 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Members Controlled by Flexure									
Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio		Acceptable Plastic Hinge Rotation (radians)				
					Performance Level				
	a		b		c		Component Type		
							Primary		Secondary ⁴
					IO	LS	CP	LS	CP
i. Shear walls and wall segments									
$\frac{(A_s - A'_s) f_y + P}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Shear $\frac{t_w l_w \sqrt{f'_c}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$	Confined Boundary ¹							
≤ 0.1	≤ 3	Yes	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015
≤ 0.1	≥ 6	Yes	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010
≥ 0.25	≤ 3	Yes	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009
≥ 0.25	≥ 6	Yes	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.003	0.005	0.005
≤ 0.1	≤ 3	No	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008
≤ 0.1	≥ 6	No	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006
≥ 0.25	≤ 3	No	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003
≥ 0.25	≥ 6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002
ii. Columns supporting discontinuous shear walls									
Transverse reinforcement ²									
Conforming			0.010	0.015	0.20	0.003	0.007	0.010	n.a.
Nonconforming			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	n.a.
iii. Shear wall coupling beams									
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³		Shear $\frac{t_w l_w \sqrt{f'_c}}{t_w l_w \sqrt{f'_c}}$							
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤ 3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.02	0.025	0.025
		≥ 6	0.02	0.040	0.50	0.005	0.010	0.020	0.020
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤ 3	0.020	0.035	0.50	0.006	0.012	0.020	0.020
		≥ 6	0.010	0.025	0.25	0.005	0.008	0.010	0.010
Diagonal reinforcement		n.a.	0.030	0.050	0.80	0.006	0.018	0.030	0.030

Los niveles de desempeño esperados para la estructura se muestran en Tabla N° 4.5.

Tabla N° 4.5 Niveles de desempeño sísmico recomendado para edificios

Fuente: (SEAOC, 1999)



La norma sísmica peruana E.030, diseñada para un sismo raro (Probabilidad de excedencia 10% en 50 años), entonces el objetivo básico de desempeño es seguridad de vida.

4.3 APLICACIÓN DEL ANÁLISIS NO LINEAL

Con el uso del software Etabs 2016, se realizó el análisis no lineal del edificio para ambos diseños estudiados en esta tesis.

Para las rótulas plásticas, se consideró que estas aparecen a una distancia $0.1 L_n$ desde la cara del elemento estructural.

Para ambos casos de análisis, se ingresó las cantidades de acero, de cada sección, obtenidas mediante el diseño por resistencia.

Para modelar el comportamiento no lineal del acero se consideró el modelo de Park explicado en el capítulo 4.1.1, y para el comportamiento no lineal del concreto se consideró el modelo de Mander explicado también en el capítulo 4.1.2.

4.3.1 Curvas de capacidad

En base a los análisis no lineales realizados, se obtuvieron las curvas de capacidad del edificio correspondiente a ambos diseños para la dirección de análisis X.

A continuación, en la Figura N° 4.11 se muestra la curva de capacidad en dirección X para el edificio analizado con la norma E.030-2016.

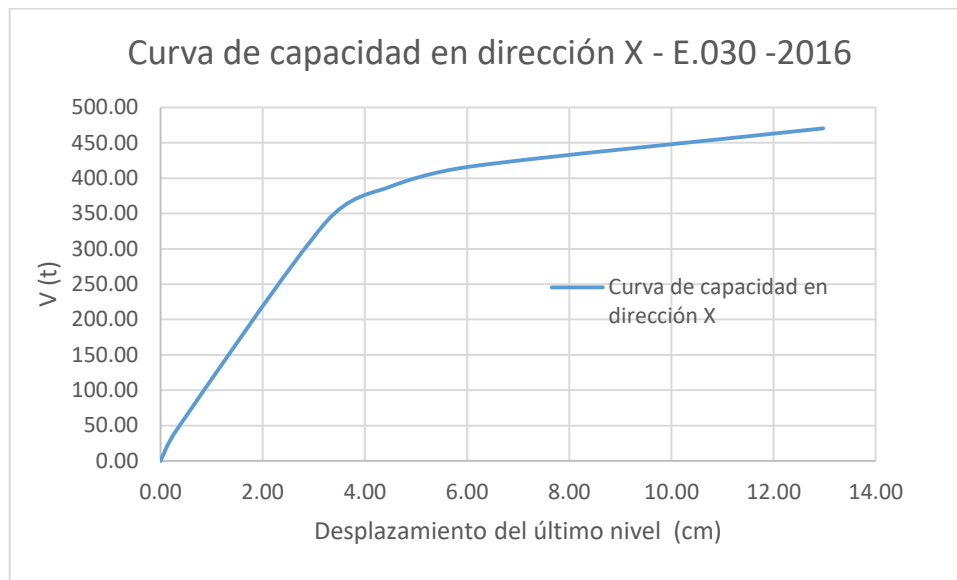


Figura N° 4.11 Curva de capacidad en dirección X para el edificio analizado con la norma E.030 - 2016

Fuente: Propia

Con la curva de capacidad del edificio se procedió a representarla de manera bilineal, en la Figura N° 4.12 muestra la comparación de la curva de capacidad con la curva bilinearizada.

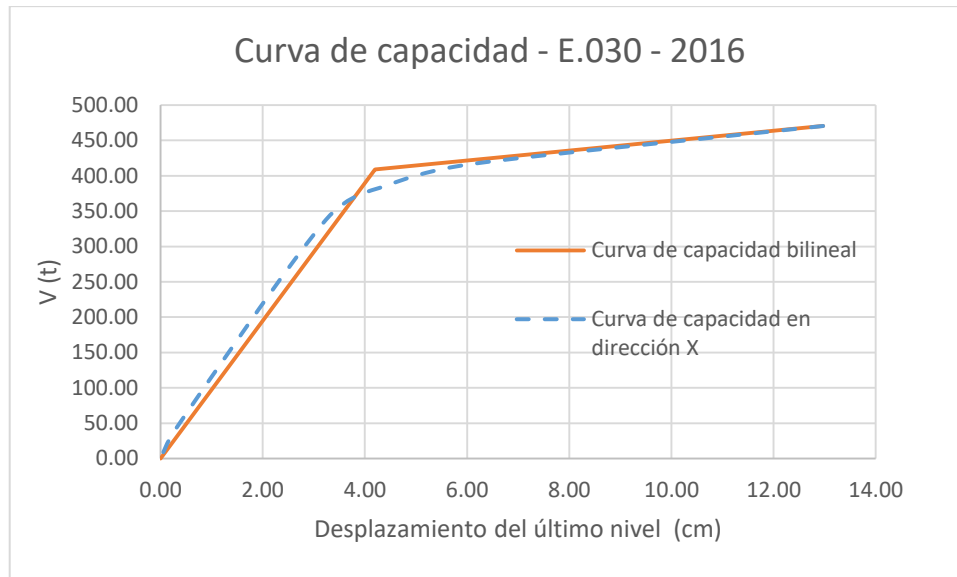


Figura N° 4.12 Curva de capacidad en dirección X bilinearizada para el edificio analizado con la norma E.030 -2016

Fuente: Propia

Los puntos de fluencia y últimos que se obtuvieron del análisis fueron los mostrados en la Tabla N° 4.6.

Tabla N° 4.6 Puntos de la curva de capacidad bilineal del edificio analizado con la norma E.030 – 2016

Fuente: Propia

Curva de capacidad - Bilineal - E.030 -2016		
Estado	D(cm)	V(t)
Inicio	0.00	0.00
Fluencia	4.20	408.88
Último	12.97	470.42

De la misma manera se procedió para el edificio analizado con la norma E.030-2018. En la siguiente se figura se muestra su curva de capacidad correspondiente:

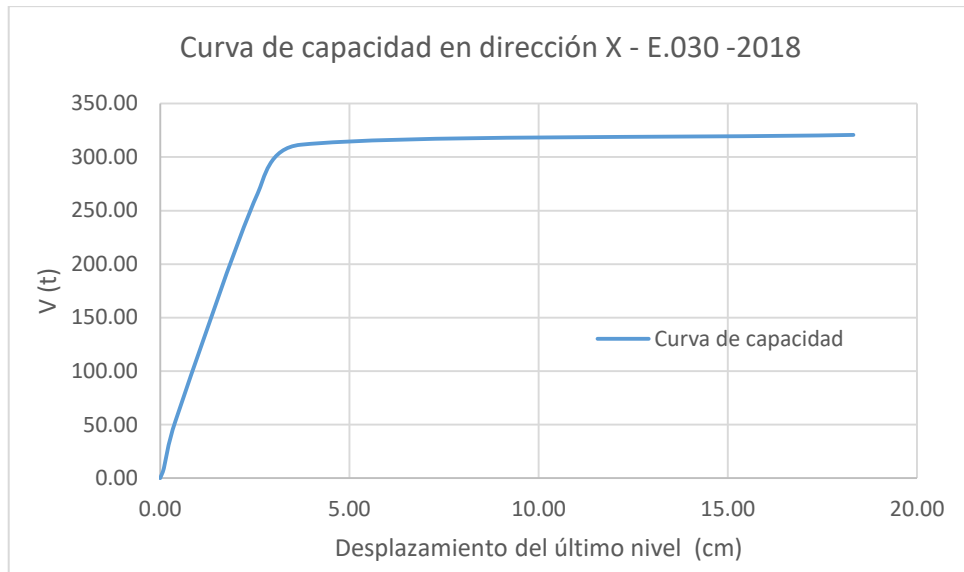


Figura N° 4.13 Curva de capacidad en dirección X para el edificio analizado con la norma E.030 - 2018

Fuente: Propia

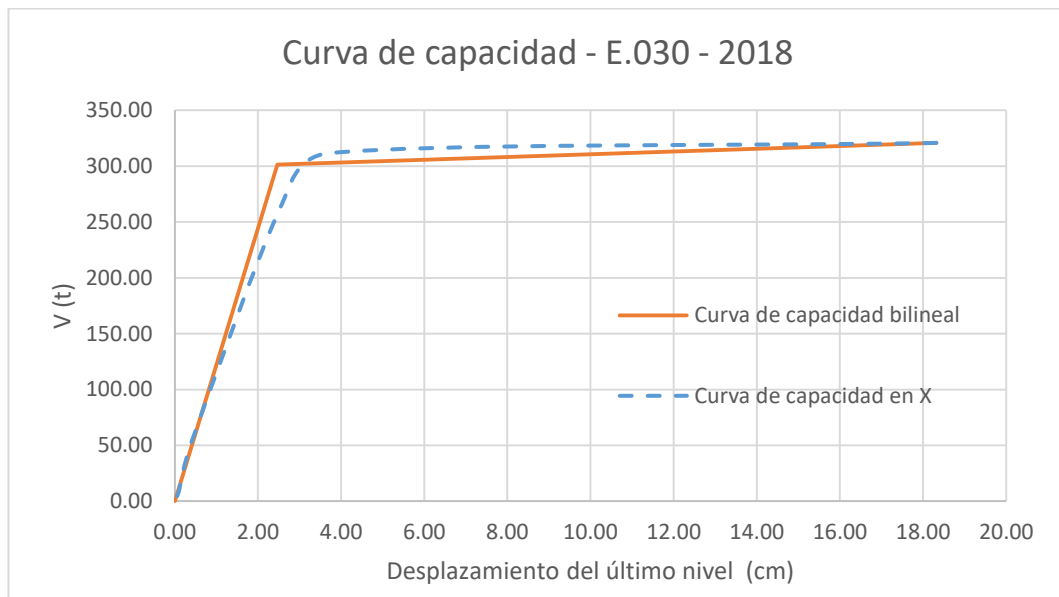


Figura N° 4.14 Curva de capacidad en dirección X bilinearizada para el edificio analizado con la norma E.030 -2018

Fuente: Propia

Los puntos de fluencia y últimos que se obtuvieron del análisis fueron los mostrados en la Tabla N° 4.7.

Tabla N° 4.7 Puntos de la curva de capacidad bilineal del edificio analizado con la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

Curva de capacidad - Bilineal - E.030 - 2018		
Estado	D(cm)	V(t)
Inicio	0.00	0.00
Fluencia	2.47	301.42
Último	18.32	320.75

En la Figura N° 4.15 se puede contrastar la diferencia entre las curvas de capacidades para ambos casos.

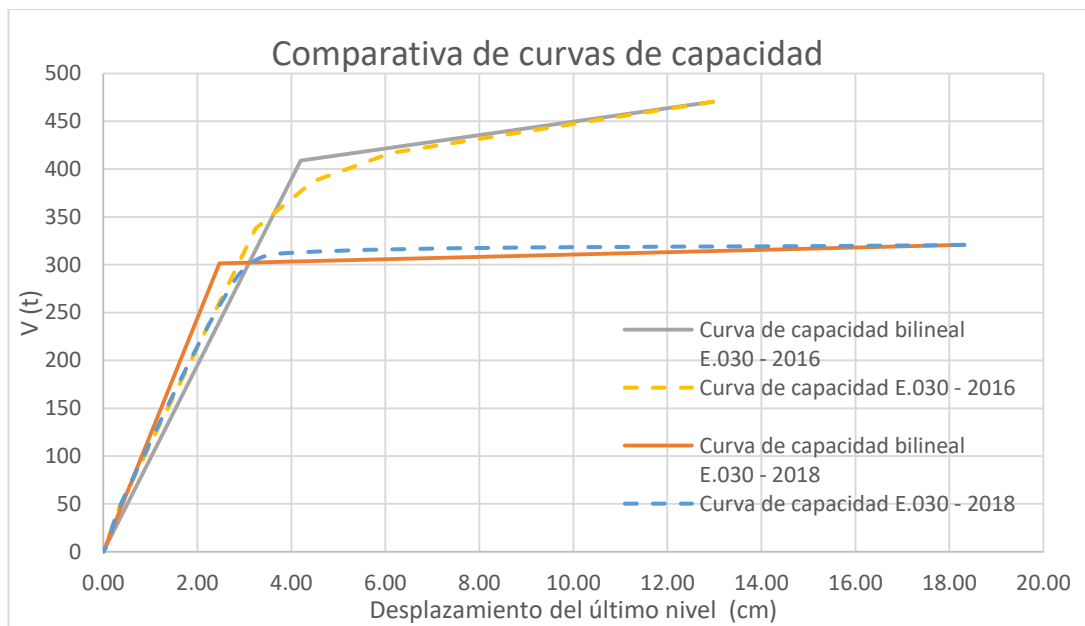


Figura N° 4.15 Comparación de la curva de capacidad del edificio para cada caso de análisis

Fuente: Propia

CAPÍTULO V: ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

5.1 DETERMINACIÓN DE LOS PUNTOS DE DESEMPEÑO

Para la determinación de los puntos de desempeño de la estructura en ambos casos de análisis, se utilizó el método del espectro de capacidad de la norma ATC-40, definido en el capítulo 4.2.1. Entonces se tuvo que intersectar los espectros de demanda, reducidos, con el espectro de capacidad.

Para la obtención del espectro de capacidad se transformó la curva de capacidad según el procedimiento descrito en el capítulo 4.2.4. En base a los resultados de los análisis se obtuvieron los siguientes parámetros:

$$PF_1 = 0.118$$

$$\alpha_1 = 0.764$$

$$\phi_{\text{techo}, 1} = 11.552$$

$$W = 2288.75 \text{ t} \quad \text{Peso sísmico del edificio}$$

Por lo tanto, los espectros de capacidad para ambos casos de análisis se muestran en las figuras Figura N° 5.1 y Figura N° 5.2:

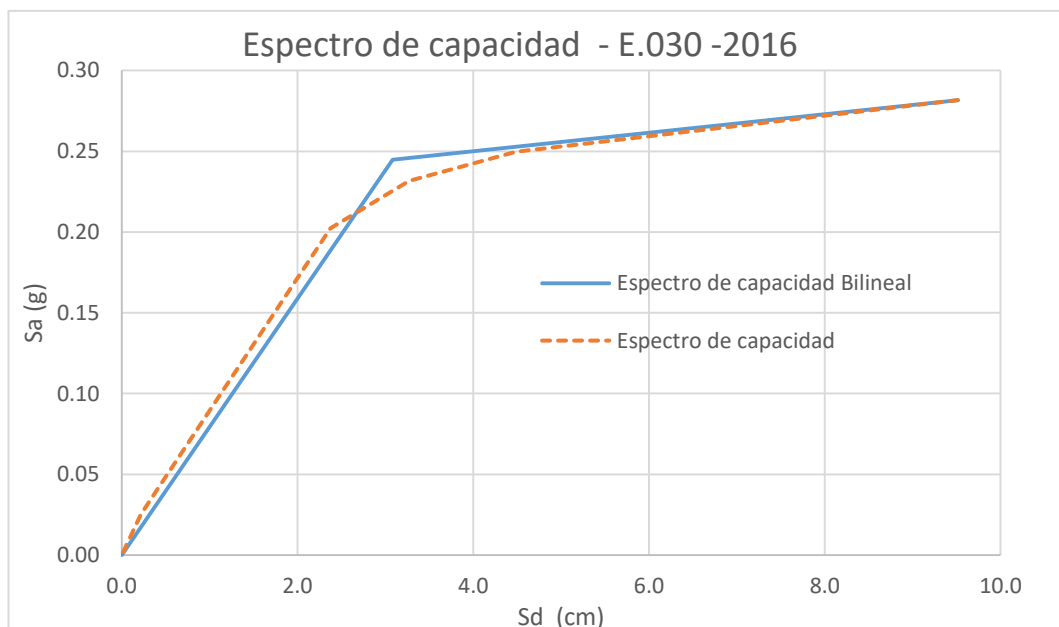


Figura N° 5.1 Espectro de capacidad para el edificio analizado con la norma E.030 - 2016

Fuente: Propia

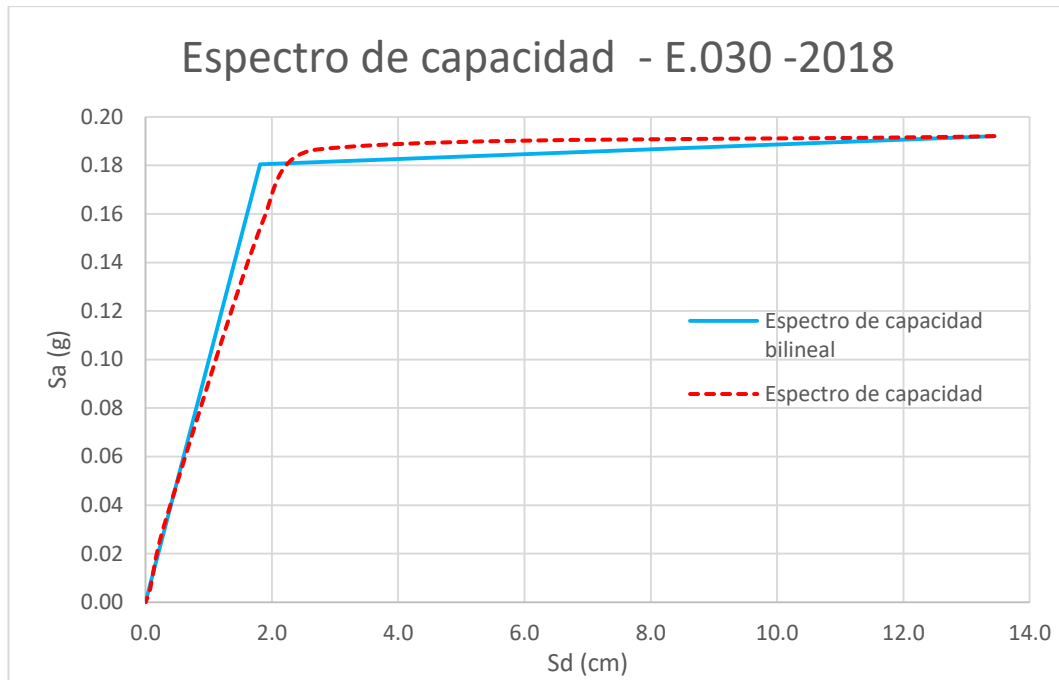


Figura N° 5.2 Espectro de capacidad para el edificio analizado con la norma E.030 - 2018

Fuente: Propia

Los espectros de demanda se redujeron por un factor R_μ , que transforme el espectro lineal elástico a un espectro inelástico de respuesta. Para determinar la ductilidad μ y el factor de reducción por ductilidad R_μ , se utilizó el estudio de Newmark y Hall (Burgos, 2007).

Newmark-Hall

En la Figura N° 5.3 muestra el espectro de diseño elástico Newmar-hall. Las ecuaciones que relacionan estos parámetros son las expresiones desde la (Ec.31) a la (Ec.35):

$$R_\mu = 1 \quad \text{si } T_n < T_a \quad (\text{Ec. 31})$$

$$R_\mu = (2\mu - 1)^{\beta/2} \quad \text{si } T_a < T_n < T_b \quad (\text{Ec. 32})$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad \text{si } T_b < T_n < T_c \quad (\text{Ec. 33})$$

$$R_\mu = T_n \mu / T_c \quad \text{si } T_{c'} < T_n < T_c \quad (\text{Ec. 34})$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{si } T_c < T_n \quad (\text{Ec. 35})$$

Donde:

$$\beta = \frac{\log\left(\frac{T}{T_a}\right)}{2\log\left(\frac{T_b}{T_a}\right)} \quad T'_c = \frac{\sqrt{2\mu-1}}{\mu} T_c$$

$$T_a = \frac{1}{33} \text{ s}$$

$$T_b = 0.125 \text{ s}$$

T_c : Es el periodo de la rama de aceleración constante e inicio de la rama descendente, aproximadamente igual a 0.66 s. Ver Figura N° 5.3.

T'_c : Es el equivalente a T_c pero para el espectro inelástico

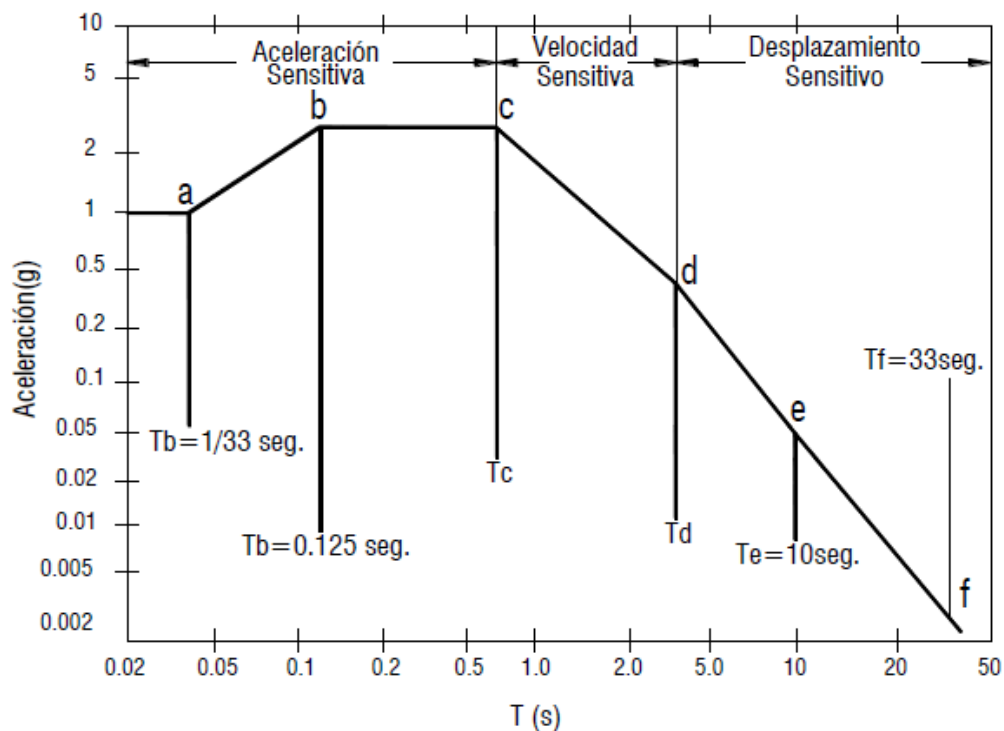


Figura N° 5.3 Espectro de diseño elástico Newmark - Hall

Fuente: (Janampa,2016)

Luego de realizar algunas iteraciones, se obtuvo la ductilidad μ_{ef} .

Finalmente, el espectro de demanda elástico se divide por el R_{μ} para obtener el espectro de demanda inelástico.

Por lo tanto, en la Figura N° 5.4 se muestra el espectro de demanda elástico e inelástico más el espectro de capacidad que se superpone en la misma gráfica para el edificio analizado con la norma E.030 – 2016.

Espectro Inelástico Newmark y Hall

$$T = 0.854 > T_c = 0.66$$

Ductilidad Estimada $\mu = 2.46$

$$R_\mu = 2.46$$

Factor de Zona $Z = 0.45$

Factor de Suelo $S = 1.00$

$$T_p = 0.40$$

Factor de uso

$$U = 1.00$$

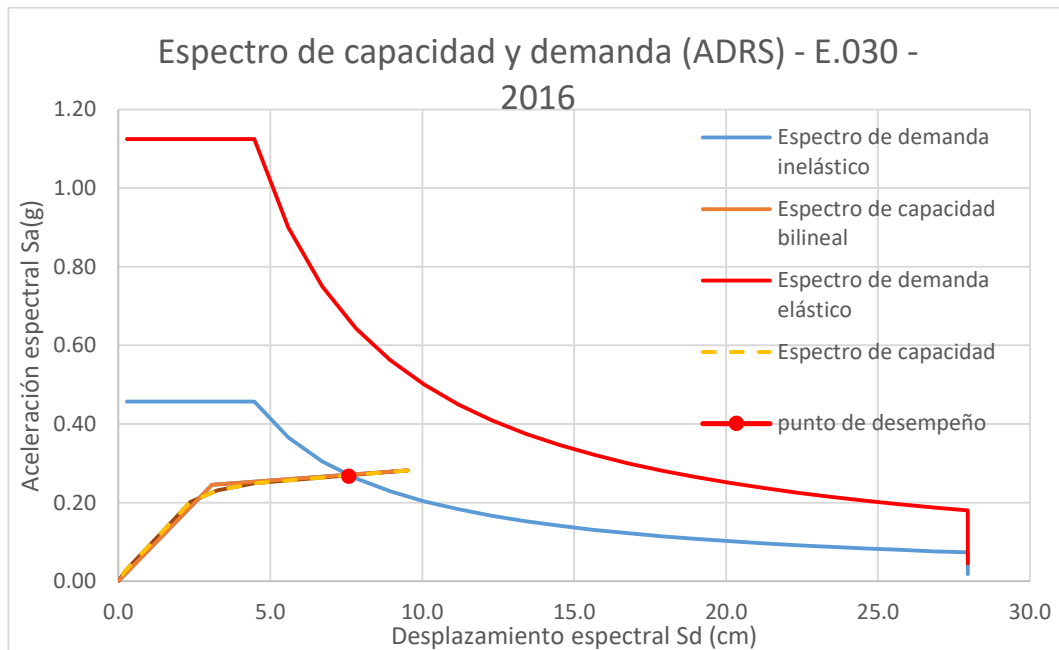


Figura N° 5.4 Espectro de demanda elástica e inelástica para el edificio analizado con la norma E.030 - 2016

Fuente: Propia

Intersectando el espectro de demanda inelástica con el espectro de capacidad se obtuvo el punto de desempeño. Tal y como se muestra en la Figura N° 5.5, el punto de desempeño es (7.58, 0.271)

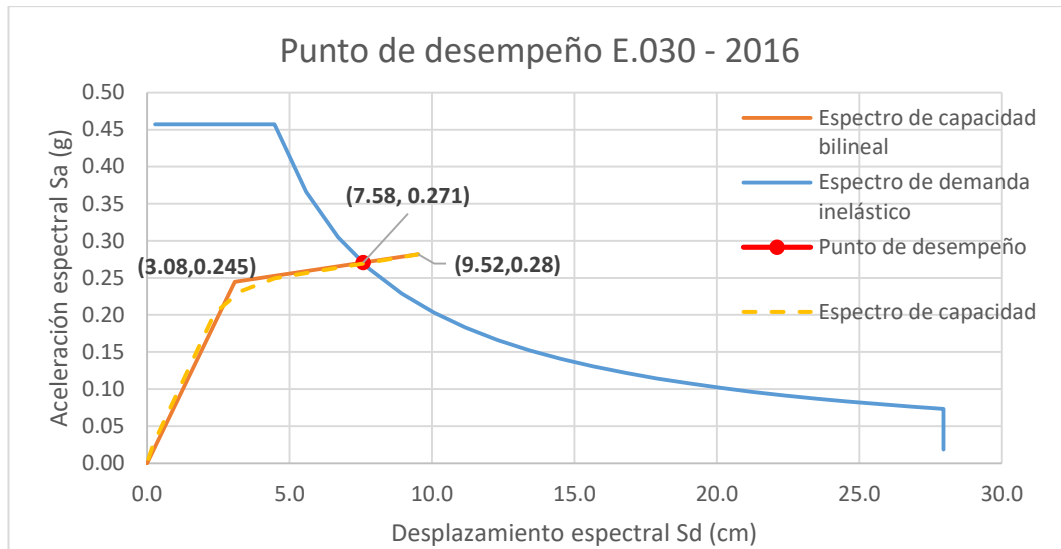


Figura N° 5.5 Determinación del punto de desempeño para el edificio analizado con la norma E.030 - 2016

Fuente: Propia

En la Tabla N° 5.1 se puede visualizar los puntos de fluencia y de desempeño para el primer caso de análisis.

Tabla N° 5.1 Puntos de fluencia y desempeño para el caso de análisis con la norma E.030 – 2016

Fuente: Propia

Fluencia		
Sd(cm)	Sa(g)	Dy(cm)
3.082	0.245	4.20
Desempeño		
Sd(cm)	Sa(g)	Du(cm)
7.58	0.271	10.332

$$Du / Dy = 2.46 = \mu \text{ (Ductilidad estimada)}$$

(Ec. 36)

Por lo tanto, la ductilidad obtenida fue igual a la ductilidad del espectro de demanda.

De la misma manera se determinó el punto de desempeño para el caso de análisis con la norma E.030 – 2018.

Espectro Inelástico Newmark y Hall

$$T = 0.854 > T_c = 0.66$$

$$\text{Ductilidad Estimada } \mu = 3.88$$

$$R\mu = 3.88$$

$$\text{Factor de Zona } Z = 0.45$$

Factor de Suelo $S = 1.00$

$T_p = 0.40$

Factor de uso

$U = 1.00$

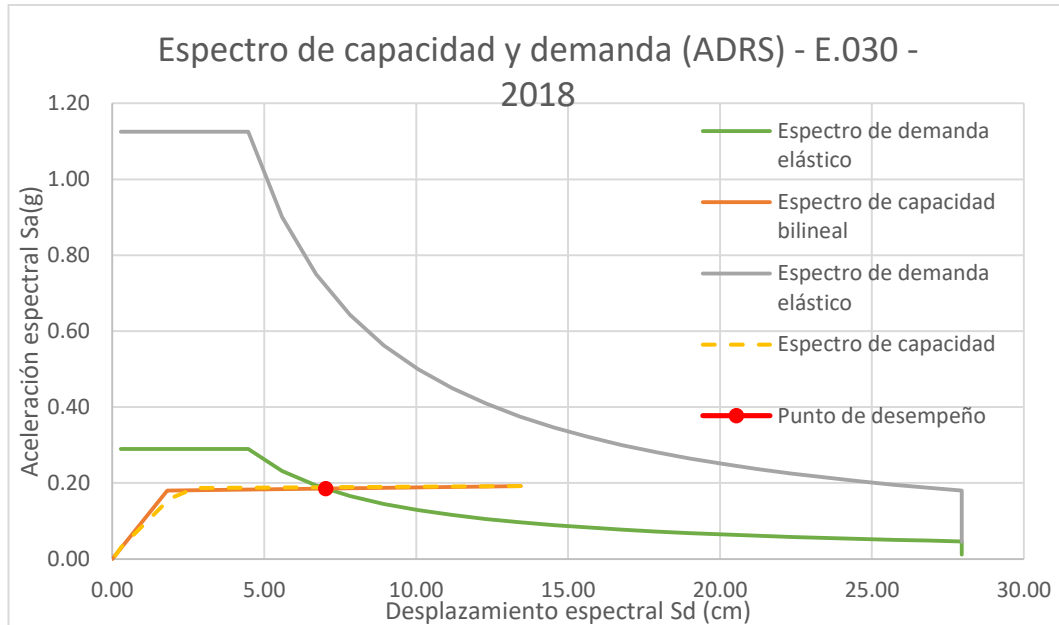


Figura N° 5.6 Espectro de demanda elástica e inelástica para el edificio analizado con la norma E.030 - 2018

Fuente: Propia

Intersectando el espectro de demanda inelástica con el espectro de capacidad se obtuvo el punto de desempeño. En la Figura N° 5.7 se muestra que el punto de desempeño es (7.03, 0.186).

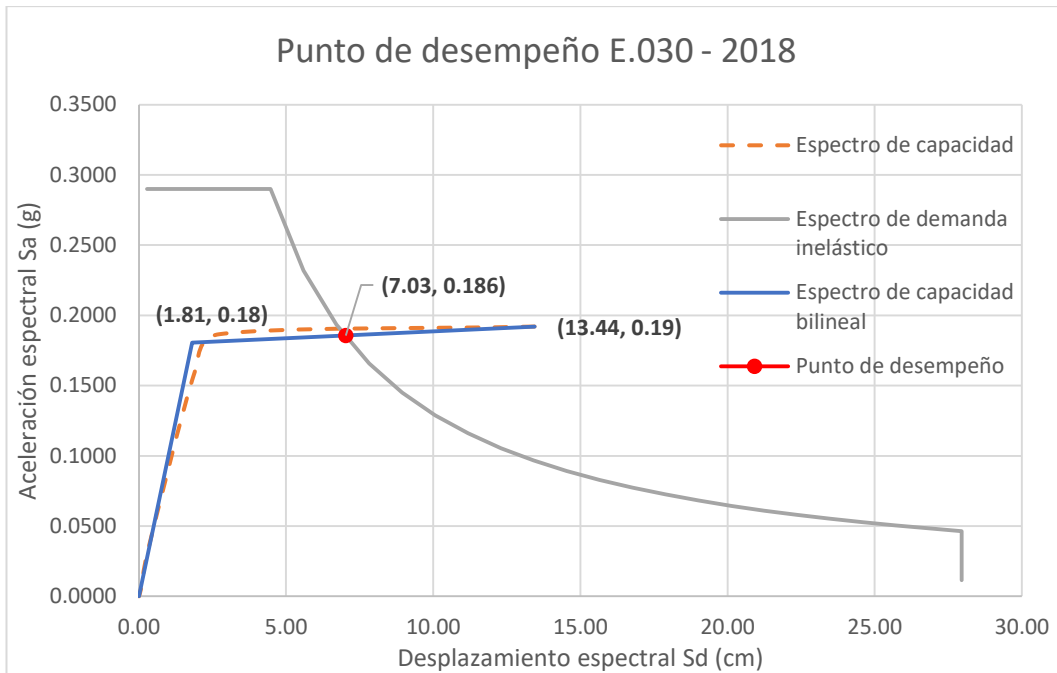


Figura N° 5.7 Determinación del punto de desempeño para el edificio analizado con la norma E.030 - 2018

Fuente: Propia

En la Tabla N° 5.2 se puede visualizar los puntos de fluencia y de desempeño para el primer caso de análisis.

Tabla N° 5.2 Puntos de fluencia y desempeño para el caso de análisis con la norma E.030 – 2018

Fuente: Propia

Fluencia		
Sd(cm)	Sa(g)	Dy(cm)
1.811	0.180	2.47
Desempeño		
Sd(cm)	Sa(g)	Du(cm)
7.03	0.186	9.58

$$Du / Dy = 3.88 = \mu \text{ (Ductilidad estimada)}$$

5.2 DETERMINACIÓN Y COMPARACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO

Con los puntos de desempeño para cada caso de análisis, se procedió a determinar los niveles de desempeño de cada nivel en cada caso de análisis. Los criterios de aceptación para los niveles de desempeño de la estructura están concordantes con lo indicado por Visión 2000.

A continuación, en la Tabla N° 5.3 se muestran los desplazamientos de los entresijos del edificio para el punto de desempeño del edificio en el caso de análisis con la norma E.030 – 2016. También se muestran en las distorsiones de entresijo y el nivel de desempeño de cada piso.

Tabla N° 5.3 Distorsiones de cada nivel obtenidos del análisis pushover y niveles de desempeño según Visión 2000. Caso de análisis E.030 – 2016

Fuente: Propia

PISO	ALTURA	Desplazamiento(m)	Distorsión	Límite IO	Límite LS	Nivel de Desempeño
7	2.85	0.1033	0.003	0.005	0.015	IO
6	2.85	0.0941	0.005	0.005	0.015	IO
5	2.85	0.0800	0.006	0.005	0.015	LS
4	2.85	0.0636	0.006	0.005	0.015	LS
3	2.85	0.0454	0.007	0.005	0.015	LS
2	2.85	0.0263	0.006	0.005	0.015	LS
1	2.85	0.0085	0.003	0.005	0.015	IO

En base a la tabla mostrada se muestra la Figura N° 5.8, en la cual se muestra de manera gráfica las distorsiones para cada nivel y la evaluación del nivel de desempeño de cada nivel según los criterios indicados en Visión 2000.

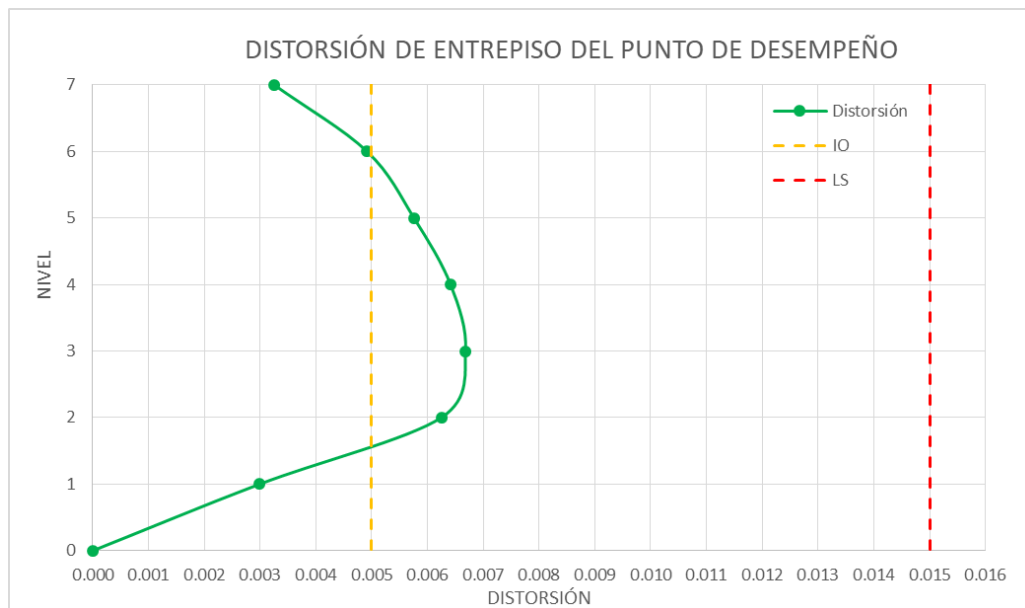


Figura N° 5.8 Determinación de los niveles de desempeño en cada piso del edificio, para el caso de análisis con la norma E.030 - 2016

Fuente: Propia

Como se puede observar para este caso de análisis los pisos 5,4,3 y 2 del edificio superan la distorsión límite de ocupación inmediata (IO), que es 0.005, y están por debajo de la distorsión límite de seguridad de vida (LS), que es 0.0015. Por lo

tanto, se concluye que para este caso de análisis el edificio tiene un nivel de desempeño de seguridad de vida (LS).

De la misma manera se determinaron los niveles de desempeño del edificio para el caso de análisis con la norma E.030 – 2018.

A continuación, en la Tabla N° 5.4 se muestran los desplazamientos de los entresijos del edificio para el punto de desempeño del edificio en el caso de análisis con la norma E.030 – 2018. También se muestran en las distorsiones de entresijo y el nivel de desempeño de cada piso.

Tabla N° 5.4 Distorsiones de cada nivel obtenidos del análisis pushover y niveles de desempeño según Visión 2000. Caso de análisis E.030 - 2018

Fuente: Propia

PISO	ALTURA	Desplazamiento(m)	Distorsión	Límite IO	Límite LS	Nivel de Desempeño
7	2.85	0.0958	0.003	0.005	0.015	IO
6	2.85	0.0863	0.004	0.005	0.015	IO
5	2.85	0.0743	0.005	0.005	0.015	LS
4	2.85	0.0595	0.006	0.005	0.015	LS
3	2.85	0.0422	0.006	0.005	0.015	LS
2	2.85	0.0239	0.006	0.005	0.015	LS
1	2.85	0.0076	0.003	0.005	0.015	IO

En base a la tabla mostrada se muestra la figura Figura N° 5.9, en la cual se muestra de manera gráfica las distorsiones para cada nivel y la evaluación del nivel de desempeño de cada nivel según los criterios indicados en Visión 2000.

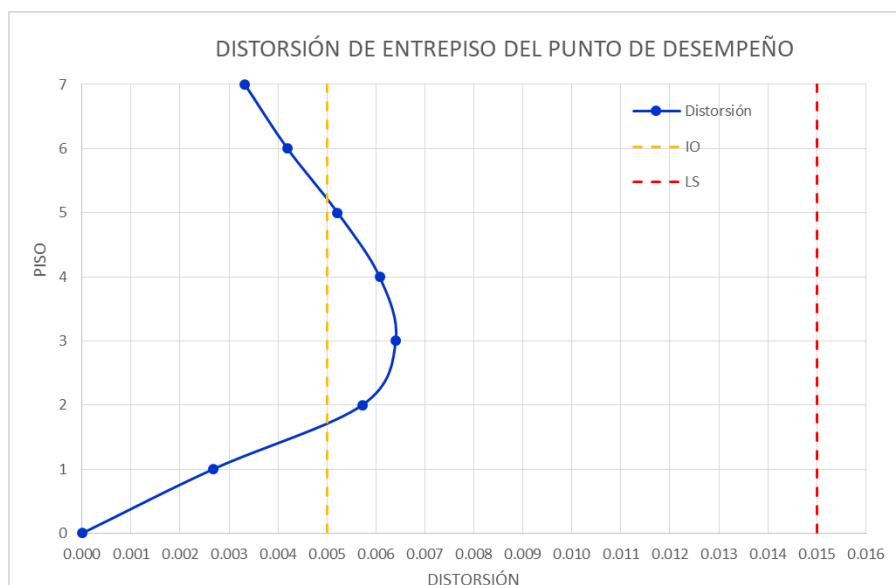


Figura N° 5.9 Determinación de los niveles de desempeño en cada piso del edificio, para el caso de análisis con la norma E.030 - 2018

Fuente: Propia

Aunque las distorsiones para el punto de desempeño del edificio son menores con respecto al caso de análisis con la norma E.030 – 2016, al igual que para el análisis con la norma E.030 – 2016, los pisos 5, 4,3 y 2 del edificio superan la distorsión límite de ocupación inmediata (IO), que es 0.005, y están por debajo de la distorsión límite de seguridad de vida (LS), que es 0.0015. Por lo tanto, se concluye que para este caso de análisis el edificio tiene un nivel de desempeño de seguridad de vida (LS).

A manera de comparación se muestra en la Figura N° 5.10 las distorsiones para ambos casos de análisis y la evaluación de los niveles de desempeño en cada piso del edificio para cada caso de análisis.

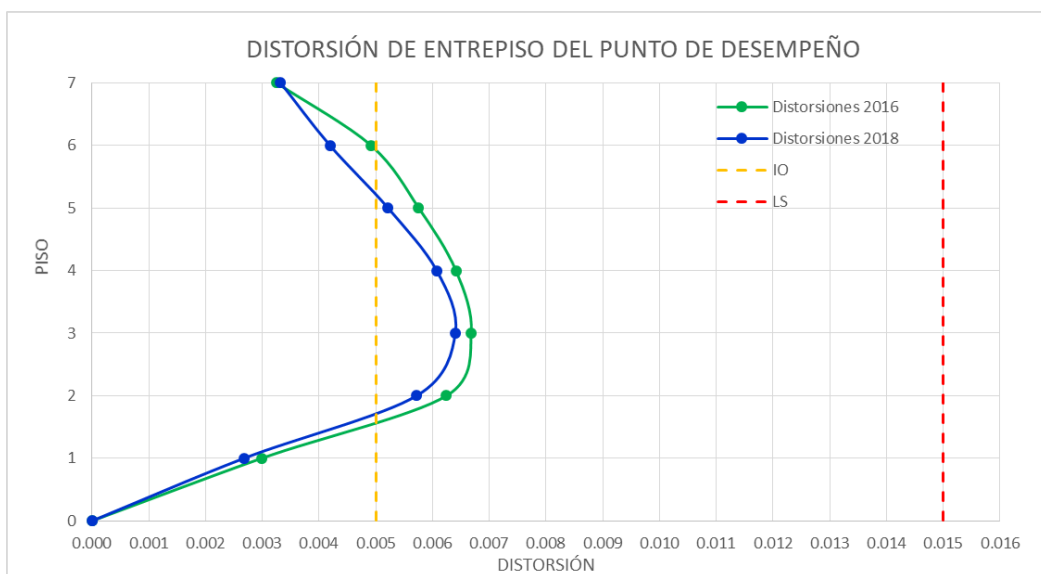


Figura N° 5.10 Comparativa entre los niveles de desempeño en cada piso del edificio, para ambos casos de análisis

Fuente: Propia

Como se mencionó anteriormente, los niveles de desempeño en ambos casos fueron de seguridad de vida (LS), sin embargo, el edificio que fue diseñado en base a los resultados del análisis con la norma E.030 – 2018 presentó distorsiones menores para el punto de desempeño que en el caso de basarse en la norma E.030 – 2016. Entonces se puede concluir que el caso de análisis con la norma E.030 – 2018 presentó un mejor desempeño sísmico.

CONCLUSIONES

- La norma E.030 – 2018, resulta algo menos conservadora que la promulgada en el 2016. Como se evidencia en los capítulos anteriores, la norma E.030 - 2016 amplificaba los desplazamientos inelásticos por R y no por 0.85 R, como lo hace la norma E.030 – 2018. Esto significa que se necesitan de elementos de mayor rigidez para satisfacer los límites admisibles de distorsiones inelásticas cuando se usa la norma E.030 - 2016. En la práctica esto se traduce como un mayor sobredimensionamiento de los elementos estructurales. En la tesis el edificio no hubiera podido ser diseñado usando la norma E.030 – 2016 ya que no cumplía con las distorsiones permisibles indicadas en la Tabla N° 11 de la norma E.030 – 2016.
- La cuantificación de irregularidad de rigidez explicada en la norma E.030 – 2018, es más parecida a los criterios de determinación de irregularidad de rigidez impuestos en normativas de otros países tales como las siguientes: ASCE 7 (USA), NCh433 (Chile) y NSR-10 (Colombia).
- El diseño de columnas no se vio afectado ya que las solicitaciones de carga por ambos análisis fueron las mismas en la columna. Esto se debe a que al ser un edificio con configuración estructural de muros estructurales, el diseño de las columnas está gobernado las cargas de gravedad. Es por ello que se evidencia que el cambio en las cantidades de acero se da principalmente en las vigas y placas.
- Según la metodología de análisis no lineal utilizada (Espectro de capacidad ATC – 40), el valor de la ductilidad, μ , obtenido en el primer caso de análisis y diseño (E.030 – 2016) fue de 2.46 y para el segundo caso de análisis y diseño (E.030 – 2018) fue de 3.88. Esto significa que el segundo diseño fue más dúctil. Ello también se puede evidenciar en que la curva de capacidad del primer caso (E.030 – 2016) permitía menores desplazamientos que la curva de capacidad del segundo caso (E.030 – 2018).
- Para para ambos casos de análisis y diseño (E.030 – 2016 y E.030 – 2018), los niveles 2°, 3°, 4° y 5° presentaron un desempeño sísmico de seguridad de vida (LS) y los niveles 1°, 6 y 7° presentaron un desempeño sísmico de ocupación inmediata (IO). Esto evidencia que los niveles 2°, 3°, 4° y 5° se verán más afectados a la hora de afrontar un sismo raro ($T_r = 475$ años).

- Debido a que 4 de los 7 pisos en el primer caso de análisis y diseño (E.030 – 2016) presentan un nivel de desempeño de seguridad de vida (LS) y los otros 3 niveles restantes un nivel de desempeño de ocupación inmediata (IO), se concluye que el desempeño sísmico del edificio, en general, es de seguridad de vida (LS). Esto significa que, según el FEMA 356 y los criterios de VISIÓN 2000, el edificio tuvo un desempeño sísmico esperado. De la misma manera, el mismo patrón se presentó en el segundo caso de análisis y diseño (E.030 – 2018). Como consecuencia, en este caso de análisis y diseño (E.030 – 2018) el edificio también presentó un nivel de desempeño sísmico de seguridad de vida (LS).
- Para el punto de desempeño del edificio, el segundo caso de análisis y diseño (E.030 – 2018) presentó menores distorsiones en cada uno de sus 7 entrepisos en comparación con el primer caso de análisis y diseño (E.030 – 2016). Ello significa que, aunque en el caso de análisis y diseño con la norma E.030 – 2018 se requirió una menor cantidad de acero en los elementos estructurales, este presentó un mejor desempeño sísmico que en el caso en el que se requería mayor cantidad de acero (E.030 – 2016). Se habla de un mejor desempeño sísmico ya que las distorsiones de entrepiso al ser menores estuvieron más cerca del lado de la ocupación inmediata (IO) que de la seguridad de vida (LS).
- Mediante el análisis estático incremental (pushover) se pudo visualizar cuales son los elementos estructurales que cederían primero ante un posible evento sísmico, con requerimientos por encima de la norma. Esto permite establecer una ruta para cumplir con la filosofía de diseño.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda para futuras investigaciones evaluar más edificios de 5 a 7 pisos con sistema estructural de muros de corte en ambas direcciones haciendo uso del análisis estático no lineal para determinar si los requerimientos expuestos por la norma E.030 en vigencia siguen siendo muy exigentes o no.
- La técnica del análisis no lineal debe ser utilizada como comprobación para la gran mayoría de edificios en el Perú, ya que este procedimiento nos brinda mayores luces para predecir el verdadero comportamiento sísmico que tendrán los elementos estructurales y cuales cederán primero. De esa manera se podrá implementar un reforzamiento estructural en caso sea necesario.
- Es necesario que las siguientes investigaciones puedan corroborar que los criterios establecidos por la norma E.030 vigente para diseñar edificios que presenten algún tipo de irregularidad permitan una mejor aproximación hacia el comportamiento sísmico real que tendrán dichos edificios.
- En futuras líneas de investigación, en lugar de utilizar el método del espectro de capacidad para hallar el punto de desempeño, se podría obtener dicho punto empleando el método de los coeficientes indicado en el documento FEMA 356.

BIBLIOGRAFÍA

1. Apostolska, R., Necevska-Cvetanovska, G., Bojadzieva, J. y Elena Gjorgjievska, "Seismic Performance Assessment of Soft-Story RC Frame Buildings", Journal of International Environmental Application & Science, Macedonia, 2016.
2. ATC40, "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings", California Seismic Safety Commission, California, 1996.
3. Blanco, A., *Evolución de las normas sísmicas en el Perú*, Documento presentado en Evolución de las normas sísmicas en el Perú, Recuperado de <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2011/09/Evolucion-Normas-Sismicas-en-Peru-AB.pdf>, Lima, 2010.
4. Burgos, M., "Estudio de la Metodología "Diseño por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas de Concreto Armado Para ser Incorporada a la Norma Peruana E-060 Como Alternativa de Diseño", Tesis para optar el Grado de Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería Estructural FIC – UNI, Lima, 2007.
5. CENAPRED, *Curso sobre diseño y construcción sismorresistente de estructuras*, Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED) y de la Agencia de Cooperación Internacional de Japón (JICA), México D.F, 1999.
6. Córdova, C., *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*, Documento presentado en Seminario de promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras, Recuperado de <http://www3.vivienda.gob.pe/dnc/archivos/difusion/eventos/2012/TOTAL/11.%20NORMA%20E.030%20DISE%20C3%91O%20SISMORRESISTENTE.pdf>, Lima, 2012.
7. Delgadillo, J., "Análisis no Lineal de Estructuras y la Norma E-030", Tesis para optar el Grado de Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería Estructural FIC – UNI, Lima, 2005.
8. Elnashai, A. S. y Di Sarno, L, *Fundamentals of earthquake engineering*, John Wiley & sons, Ltd, Chichester, 2008.
9. FEMA 356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", by Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., 2000.

10. Fredick, A. y Winston, A., "Seismic vulnerability assessment of soft story irregular buildings using pushover analysis", The 5th International Conference of Euro Asia Civil Engineering Forum (EACEF-5), Filipinas, 2016.
11. Janampa, J., "Estudio de la influencia de la configuración estructural de piso blando en el comportamiento sismorresistente de estructuras aporticadas", Tesis para optar el Grado de Maestro en Ciencias con Mención en Ingeniería Estructural FIC – UNI, Lima, 2016.
12. Leyton, M., "Implementación de aisladores sísmicos en un edificio de viviendas en Lima, Perú", Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil, Pontificia Universidad Católica del Perú", Lima, 2017.
13. Mander, J.B., Priestley, M. y Park, R. , "Theoretical Stress – Strain model for confined concrete", *Journal of the Structural Engineering ASCE Vol. 114 N° 8, 1804 – 1825*, 1988.
14. Medina, E., "Evaluación de métodos de análisis inelástico en SAP para estructuras de hormigón armado", Tesis para optar el grado de Magíster en Ciencias de la Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, 2010.
15. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Edificaciones – Norma E.060 Concreto Armado, MVCS, Lima, 2009.
16. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma E.030 Diseño Sismorresistente, Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, Lima, 1997.
17. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma E.030 Diseño Sismorresistente, Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, Lima, 2016.
18. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Norma E.030 Diseño Sismorresistente, Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción, Lima, 2018.
19. Muñoz, A., *Ingeniería Sismorresistente*, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2000.
20. Organización Panamericanos de la Salud. (s.f.). Evaluación de la seguridad estructural. Recuperado de <https://slideplayer.es/slide/3124423/>
21. Park, R. y Paulay, T., *Estructuras de concreto reforzado*, Editorial Limusa, México D.F, 1983.
22. Parque Sur - Becamm Inmobiliaria. (s.f.-b). Recuperado 29 octubre, 2019, de <http://www.becamm.com/parque-sur/>

23. Piqué, J. (s.f.). Norma técnica de edificación E-030. Recuperado 24 agosto, 2019, de <https://www.slideshare.net/edwinhuamanapaza/norma-sismorresistente>
24. Piqué, J., Apuntes de curso de maestría ingeniería sismorresistente, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, 2008.
25. Quiun, D. (Ed.). (2014). *Cambio de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente 2014 (-)*. Trujillo, Perú: Colegio de Ingenieros del Perú.
26. San Bartolomé, A., *Análisis de edificios*, Segunda Edición, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 1999.
27. San Bartolomé, A., Defectos que incidieron en el comportamiento de las construcciones de albañilería, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2007.
28. San Bartolomé, A., El problema de piso blando, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2007.
29. San Bartolomé, A., Manual de construcción, estructuración y predimensionamiento en albañilería armada hecha con bloques de concreto vibrado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, 2008.
30. SEAOC, Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings, Report prepared by Structural Engineers Association of California, California, 1995.
31. SEAOC, Recommended Lateral Force Requirements and Commentary. Seismology Committee, Structural Engineers Association of California, Séptima Edición, California, 1999.
32. Toledo, R., "Comparación de la Norma Sismorresistente E-030/97 y la Modificación E-030/2003 en la Aplicación de un Edificio de Concreto Armado de 5 Niveles", Informe de Suficiencia para optar el Título Profesional FIC – UNI, Lima, 2003.
33. Universidad de Costa Rica. (2013, 22 octubre). Pisos blandos [Ilustración]. Recuperado 23 agosto, 2019, de <http://www.lis.ucr.ac.cr/index.php?id=1181>