

**UNIVERSIDAD PERUANA UNIÓN**  
FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA  
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



*Una Institución Adventista*

**Análisis adaptativo pushover estático no lineal por desempeño de  
una estructura de concreto armado, Lima-Perú**

Tesis para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil

**Autor:**

Bach. Roberth Jhampier Aguilar Palomino  
Bach. Michael Maximo Ormeño Namuche

**Asesor:**

Mg. Leonel Chahuares Paucar

Lima, diciembre de 2020

## DECLARACIÓN JURADA DE AUTORÍA DE TESIS

Leonel Chahuares Paucar, de la Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería civil, de la Universidad Peruana Unión.

DECLARO:

Que la presente investigación titulada: **“Análisis adaptativo pushover estático no lineal por desempeño de una estructura de concreto armado, Lima-Perú”** constituye la memoria que presenta los / los Bachilleres Roberth Jhampier Aguilar Palomino y Michael Maximo Ormeño Namuche para obtener el título de Profesional de Ingeniero Civil, cuya tesis ha sido realizada en la Universidad Peruana Unión bajo mi dirección.

Las opiniones y declaraciones en este informe son de entera responsabilidad del autor, sin comprometer a la institución.

Y estando de acuerdo, firmo la presente declaración en la ciudad de Lima, a los 22 días del mes de diciembre del año 2020.



Asesor  
Leonel Chahuares Paucar

## ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS

En Lima, Ñaña, Villa Unión, a los **21 días** día(s) del mes de **diciembre** del año 2020 siendo las **17:00 horas**, se reunieron en modalidad virtual u online sincrónica, bajo la dirección del Señor Presidente del jurado: **Ing. Roberto Roland Yoctún Ríos**, el secretario: **Ing. Ferrer Canaza Rojas...** y los demás miembros: **Ing. Reymundo Jaulis Palomino....** y el asesor **Mg. Leonel Chahuares Paucar**, con el propósito de administrar el acto académico de sustentación de la tesis titulada: "Análisis adaptativo pushover estático no lineal por desempeño de una estructura de concreto armado, Lima-Perú"

.....de los bachilleres: a).....**ROBERTH JHAMPIER AGUILAR PALOMINO**.....

.....b)..... **MICHAEL MAXIMO ORMEÑO NAMUCHE**.....

Conducente a la obtención del título profesional de.....

.....**INGENIERO CIVIL**.....

con mención en.....

El Presidente inició el acto académico de sustentación invitando a los candidatos hacer uso del tiempo determinado para su exposición. Concluida la exposición, el Presidente invitó a los demás miembros del jurado a efectuar las preguntas, y aclaraciones pertinentes, las cuales fueron absueltas por las candidatas. Luego, se produjo un receso para las deliberaciones y la emisión del dictamen del jurado.

Posteriormente, el jurado procedió a dejar constancia escrita sobre la evaluación en la presente acta, con el dictamen siguiente:

Candidato (a): ..... **ROBERTH JHAMPIER AGUILAR PALOMINO** .....

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
APROBADO	18	A-	MUY BUENO	SOBRESALIENTE

Candidato (b): ..... **MICHAEL MAXIMO ORMEÑO NAMUCHE**.....

CALIFICACIÓN	ESCALAS			Mérito
	Vigesimal	Literal	Cualitativa	
APROBADO	17	B+	MUY BUENO	SOBRESALIENTE

(\*) Ver parte posterior

Finalmente, el Presidente del jurado invitó a los candidatos a ponerse de pie, para recibir la evaluación final y concluir el acto académico de sustentación procediéndose a registrar las firmas respectivas.

\_\_\_\_\_  
 Presidente  
 Ing. Roberto  
 Roland Yoctún  
 Ríos

  
 \_\_\_\_\_  
 Secretario  
 Ing. Ferrer Canaza  
 Rojas

\_\_\_\_\_  
 Asesor  
 Mg. Leonel  
 Chahuares Paucar

\_\_\_\_\_  
 Miembro  
 Ing. David Díaz  
 Garamendi

\_\_\_\_\_  
 Miembro

  
 \_\_\_\_\_  
 Candidato/a (a)  
 Roberth Jhampier  
 Aguilar Palomino

  
 \_\_\_\_\_  
 Candidato/a (b)  
 Michael Maximo  
 Ormeño Namuche

## DEDICATORIA

*A Dios por aceptarme y ayudarme tal como soy, por motivarme cada vez en que pensaba desistir, por asegurarse de que todo lo que me da sea perfecto y pueda tener la capacidad para entenderlo y aprovecharlo al máximo.*

*A mi hermosa madre Noemi Namuche Noe y mi querido padre Máximo Ormeño Rojas, porque apostaron muchísimo por mí, y creyeron.*

*A mis hermanos Ysmael Ormeño Namuche y Cinthia Ormeño Namuche, por su ejemplo de esfuerzo a querer ser mejor cada día, aun en los días malos.*

*A mis amigas y amigos por su carisma y comprensión, que en el transcurso de nuestras vidas supimos llorar, valorar, reír y celebrar, a pesar de cada situación que nos pudo haber lastimado en el ayer.*

***Atte. Bach. Ormeño Namuche Michael Maximo***

*Este trabajo va dedicado a Dios, porque recibí muchas bendiciones, gracias a su dirección estoy logrando culminar con la presentación de la tesis.*

*A mi madre por darme todo su apoyo incondicional en cada momento y por todos sus consejos sabios.*

*A mis hermanos, quienes me dan motivos de seguir adelante con las metas trazadas y poder ser ejemplo para cada uno de ellos.*

***Atte. Bach. Aguilar Palomino Roberth Jhampier***

## AGRADECIMIENTOS

*A Dios por colocar personas muy sabias a mi alrededor, y permitirme aprender mucho de cada una de ellas.*

*A mis padres porque demostraron sus fortalezas y debilidades, y que, a pesar de ello, siempre supieron mantenerse en pie.*

*A mis hermanos Ysmael y Cinthia, y mis sobrinos Yamilet y Darío, porque fueron mi soporte emocional durante el proceso de esta investigación. Nunca imaginé pasarlo muy bien con ellos.*

*A mis amigas y amigos por permitirme ser parte de sus vidas; aun, estando lejos o cerca siempre habrá algo que nos una, nuestra amistad.*

***Atte. Bach. Ormeño Namuche Michael Maximo***

*Agradecer a Dios, que sin las bendiciones que me ha otorgado no hubiese podido lograrlo.*

*Asimismo, al Ingeniero Leonel Chahuares Paucar y profesores en general, que durante esta etapa supo guiarnos como asesor, con un gran conocimiento. Agradecer también al Sr. Anibal Carhuavilca Bullon por el gran apoyo como profesional y amigo.*

***Atte. Bach. Aguilar Palomino Roberth Jhampier***

## Índice general

<b>DEDICATORIA</b> .....	iv
<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	v
<b>Índice de tablas</b> .....	viii
<b>Índice de figuras</b> .....	xiii
<b>Índice de anexos</b> .....	xviii
<b>Símbolos usados</b> .....	xix
<b>Resumen</b> .....	xxii
<b>Capítulo I</b> .....	1
<b>El problema</b> .....	1
DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	1
FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	2
OBJETIVOS.....	2
OBJETIVO GENERAL.....	2
OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
JUSTIFICACIÓN.....	3
PRESUPOSICIÓN FILOSÓFICA.....	4
<b>Capítulo II</b> .....	5
<b>Marco Teórico</b> .....	5
ANTECEDENTES.....	5
GENERALIDADES SISMO RESISTENTES.....	9
CATEGORÍAS FUNDAMENTALES.....	10
Normas.....	10
RNE-2018:.....	10
ACI 318-14:.....	10
ASCE 41-17:.....	12
Conceptos primordiales.....	16
REQUERIMIENTOS DE DISEÑO Y EVALUACIÓN BAJO CARGAS SÍSMICAS.....	20
ANÁLISIS NO LINEAL.....	23
Estructuras en el rango no lineal.....	23
Diagrama de momento curvatura.....	24
Rótulas plásticas.....	26
Modelos de elementos finito para análisis no lineal.....	27
MODELOS NUMÉRICOS PARA MUROS ESTRUCTURALES.....	28
Modelo “Stick”.....	28
Modelo “Columna-ancha” (WCMs).....	28
Capacidad estructural.....	29
Curva de capacidad.....	29
Modelo bilineal de la curva de capacidad.....	31
Método de análisis estático no lineal.....	32
Mejoras del análisis estático no lineal.....	34
Pasos del análisis adaptativo estático no lineal basado en desplazamiento-DPA.....	36
Demanda sísmica.....	39

OBJETIVO DE DESPLAZAMIENTO.....	40
NIVELES DE DESEMPEÑO .....	43
DESEMPEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL.....	44
UMBRALES DE DAÑO .....	45
<b>Capítulo III</b> .....	<b>48</b>
<b>Metodología</b> .....	<b>48</b>
MODELAMIENTO DE LA EDIFICACIÓN.....	48
LONGITUDES GLOBALES .....	49
DIMENSIÓN Y ARMADO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	52
Columnas .....	52
Vigas .....	54
Muros estructurales de corte .....	57
Losas .....	66
MATERIALES.....	67
CRITERIOS DE DESEMPEÑO .....	68
Categorización .....	68
Zona sísmica de estudio .....	69
Tipo de suelo.....	69
MODELOS DE FORMULACIÓN PARA ELEMENTOS FINITOS.....	69
MODELOS NUMÉRICOS PARA MUROS ESTRUCTURALES.....	70
Modelo “Stick” .....	70
Modelo “Columna-ancha” (WCMs) .....	70
ESCALAMIENTO DE SISMOS PARA LA EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO .....	71
METODOLOGÍA EN EL PROGRAMA DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL SESIMOSTRUCT 2020 .....	72
Análisis adaptativo estático no lineal basado en desplazamiento - DPA .....	72
<b>Capítulo IV</b> .....	<b>84</b>
<b>Resultados y discusión</b> .....	<b>84</b>
ANÁLISIS ADAPTATIVO ESTÁTICO NO LINEAL BASADO EN DESPLAZAMIENTO-DPA .....	84
Curva de capacidad para la dirección “-X” .....	84
Niveles de desempeño alcanzados .....	88
<b>Capítulo V</b> .....	<b>90</b>
<b>Conclusiones y recomendaciones</b> .....	<b>90</b>
CONCLUSIONES.....	90
RECOMENDACIONES .....	94
<b>Referencias</b> .....	<b>97</b>
<b>Anexo</b> .....	<b>102</b>

## Índice de tablas

Tabla 2.1 Límites para la distorsión del entrepiso .....	10
Tabla 2.2 Límite de comportamiento básico equivalente para edificaciones nuevas estándar .....	13
Tabla 2.3 Niveles de límites de comportamiento para edificaciones .....	14
Tabla 2.4 Probabilidad de excedencia y principales periodos de retorno .....	14
Tabla 2.1 Puntos o límites de desempeño .....	15
Tabla 2.6 Sistemas estructurales .....	21
Tabla 2.7 Valores para el factor de modificación “Co” propuesto por el ASC 41-17 .....	42
Tabla 2.8 Valores para el factor de masa efectiva “Cm” propuestos por el ASCE 41-17 .....	43
Tabla 2.7 Umbrales de daño propuestos por (Lagomarsino y Penna,2003) .....	46
Tabla 3.1 Resumen de cargas distribuidas en la edificación.....	49
Tabla 3.2 Datos iniciales a considerar en el pre-dimensionado y análisis .....	52
Tabla 3.3 Diseño final de columna 60x60cm desde 1°-5°piso .....	53
Tabla 3.4 Diseño final de columna 60x60cm desde 6°-9°piso .....	54
Tabla 3.5 Diseño final de vigas 35x50cm.....	54
Tabla 3.6 Diseño final de vigas 45x60cm.....	55
Tabla 3.7 Diseño final de vigas 45x70cm.....	55
Tabla 3.8 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M1-piso 1”.....	62
Tabla 3.9 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M1-piso 2 a 9” .....	62
Tabla 3.10 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M2-piso 1”.....	62
Tabla 3.11 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M2-piso 2 a 9” .....	62
Tabla 3.12 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M3-piso 1-9”.....	63
Tabla 3.13 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M4-piso 1”.....	63
Tabla 3.14 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M4-piso 2 a 9” .....	63
Tabla 3.15 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M5-piso 1”.....	64
Tabla 3.16 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M5-piso 2 a 9” .....	64
Tabla 3.17 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M6-piso 1 a 9” .....	64
Tabla 3.18 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M7-piso 1”.....	64
Tabla 3.19 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M7-piso 2 a 9” .....	65
Tabla 3.20 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M8-piso 1”.....	65
Tabla 3.21 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M8-piso 2 a 9” .....	65
Tabla 3.22 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M9-piso 1”.....	65
Tabla 3.23 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M9-piso 2 a 9” .....	66
Tabla 3.24 Resumen de acero colocado en dos direcciones para losa maciza.....	67

Tabla 3.25 Propiedades generales del material para el modelo .....	68
Tabla 3.26 Escala de los niveles de peligro sísmico para los límites de desempeño propuestos por el ASCE 41-17 .....	71
Tabla 4.1 Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico .....	86
Tabla 4.3 Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "-X" .....	88
Tabla 5.1 Resumen de la capacidad resistente estructural de la edificación multifamiliar de concreto armado .....	90
Tabla 5.2 Resultados de la curva capacidad bilinealizada con errores menores al 1.00%.....	90
Tabla 5.3 Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico, en la dirección "+X" .....	91
Tabla 5.4 Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico, en la dirección "-X" .....	91
Tabla 5.5 Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico, en la dirección "+Y" .....	91
Tabla 5.6 Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico, en la dirección "-Y" .....	92
Tabla 5.7 Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "+X" .....	92
Tabla 5.8 Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "-X" .....	93
Tabla 5.9 Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "+Y" .....	93
Tabla 5.10 Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "-Y" .....	93
Tabla A.1 Propiedades generales del material para el modelo .....	106
Tabla B.1 Resumen de masa y peso por piso del Etabs 2016, según el RNE-E020 .....	108
Tabla B.2 Irregularidad en altura de rigidez-piso blando para el sismo en dirección "X" .....	108
Tabla B.3 Irregularidad en altura de rigidez-piso blando para el sismo en dirección "Y" .....	109
Tabla B.4 Irregularidad en altura de extrema rigidez para el sismo en dirección "X" .....	109
Tabla B.5 Irregularidad en altura de extrema rigidez para el sismo en dirección "Y" .....	110
Tabla B.6 Irregularidad en altura de masa o peso del edificio.....	110
Tabla B.7 Irregularidad torsional en planta, para el sismo en dirección "X" .....	111
Tabla B.8 Irregularidad torsional en planta, para el sismo en dirección "Y" .....	111
Tabla B.9 Irregularidad por esquina entrante en planta en coordenada "X" .....	111
Tabla B.10 Irregularidad por esquina entrante en planta en coordenada "Y" .....	112
Tabla B.11 Masa participativa modal a más del 90% en el modo 6 .....	113

Tabla B.12 Periodos y frecuencias modales del Etabs 2016.....	113
Tabla B.13 Consideraciones para el cálculo de la cortante estática, según RNE-E030.....	113
Tabla B.14 Cortante dinámica escalada a más del 90% de la cortante estática, según RNE-E030 .....	116
Tabla B.15 Resumen de las fuerzas cortantes que absorben los muros respecto de la cortante dinámica total .....	116
Tabla B.16 Verificación de derivas en “X” en la estructura según el RNE-E030 .....	117
Tabla B.17 Verificación de las derivas en “Y” en la edificación según el RNE-E030.....	117
Tabla C.1 Categoría de diseño sísmico basado en los parámetros de aceleración de respuesta de periodo 1s, según el ASCE 7 .....	125
Tabla C.2 Clasificación de la categoría de diseño sísmico (CDS) para una edificación multifamiliar ....	125
Tabla C.3 Cálculo de la separación máxima del refuerzo transversal en columna 60x60 .....	127
Tabla C.4 Cálculo del área de corte transversal en columna 60x60cm desde 1°-5° piso .....	127
Tabla C.5 Cálculo del área de corte transversal en columna 60x60cm desde 6°-9° piso .....	128
Tabla C.6 Cortante máxima en columna de 60x60cm .....	130
Tabla C.7 Verificación de cortante resistente máxima por piso .....	130
Tabla C.8 Cortante resistente del acero transversal en columna.....	130
Tabla C.9 Verificación de cortante resistente del acero transversal, por demanda máxima en cada piso	131
Tabla C.10 Verificación de cortante resistente nominal, por demanda máxima en cada piso.....	131
Tabla C.11 Carga axial resistente por columna .....	131
Tabla C.12 Verificación de resistencia de carga axial nominal, por demanda máxima en cada piso.....	132
Tabla C.13 Verificación de la relación demanda capacidad (D/C) por piso.....	132
Tabla C.14 Diseño final de columna 60x60cm desde 1°-5°piso.....	133
Tabla C.15 Diseño final de columna 60x60cm desde 6°-9°piso.....	133
Tabla C.16 Verificación de la sección transversal viga-losa para el análisis.....	136
Tabla C.17 Capacidad resistente del concreto a la fuerza cortante para secciones de viga .....	138
Tabla C.18 Resumen de vigas con mayores demandas por fuerza cortante en toda la edificación .....	138
Tabla C.19 Verificación del límite de sección de las vigas con mayores demandas por fuerza cortante .	138
Tabla C.20 Capacidad resistente a la fuerza cortante del acero transversal para secciones de viga .....	139
Tabla C.21 Verificación de refuerzo transversal con mayor demanda, en cada piso .....	139
Tabla C.22 Resistencia nominal al cortante.....	139
Tabla C.23 Área de acero longitudinal de demanda en extremo-I por viga en todo el edificio, calculados en Etabs 2016.....	140
Tabla C.24 Área de acero longitudinal de demanda en extremo-J por viga en todo el edificio, calculados en Etabs 2016.....	141
Tabla C.25 Área de acero longitudinal colocado en cada viga de todo el edificio, verificados en Etabs 2016 .....	142

Tabla C.26 Área de acero longitudinal colocado en cada viga de todo el edificio, verificados en Etabs 2016 .....	143
Tabla C.27 Diseño final de vigas 35x50cm .....	144
Tabla C.28 Diseño final de vigas 45x60cm .....	144
Tabla C.29 Diseño final de vigas 45x70cm .....	145
Tabla C.30 Resumen de la verificación columna fuerte-viga débil (B/C) y resistencia al cortante en el nudo (Js), para el eje mayor .....	147
Tabla C.31 Resumen de la verificación columna fuerte-viga débil (B/C) y resistencia al cortante en el nudo (Js), para el eje menor .....	147
Tabla C.32 Verificación del armado vertical y horizontal en el alma, del muro “M2” .....	151
Tabla C.33 Verificación de la resistencia al corte en el alma del muro “M2” .....	151
Tabla C.34 Cuantías en los bordes confinados y el alma del muro “M2” .....	151
Tabla C.35 Cálculo de la separación máxima del refuerzo transversal en miembros de borde y el alma, del muro “M2” .....	152
Tabla C.36 Cálculo del área de corte transversal en miembros de borde del muro “M2” .....	152
Tabla C.37 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M2-piso 1” .....	152
Tabla C.38 Verificación de la cuantía vertical y horizontal en el alma del muro “M9” .....	155
Tabla C.39 Verificación de la resistencia al corte en el alma del muro “M6” .....	155
Tabla C.40 Cálculo de la separación máxima del refuerzo transversal en miembros de borde y el alma del muro “M9” .....	156
Tabla C.41 Cálculo del área de corte transversal en miembros de borde del muro “M9” .....	156
Tabla C.42 Resumen de aceros de refuerzos en el muro “M9-piso 1” .....	156
Tabla C.43 Verificación de fuerza cortante en dirección “X” por cada piso .....	160
Tabla C.44 Verificación de fuerza cortante en dirección “Y” por cada piso .....	160
Tabla C.45 Resumen de áreas de acero superior para “Strip Y” por cada piso .....	161
Tabla C.46 Resumen de áreas de acero inferior para “Strip Y” por cada piso .....	161
Tabla C.47 Resumen de áreas de acero superior para “Strip X” por cada piso .....	162
Tabla C.48 Resumen de áreas de acero inferior para “Strip X” por cada piso .....	162
Tabla C.49 Resumen de acero colocado en dos direcciones para losa maciza .....	163
Tabla D.1 Masa participativa acumulada en porcentaje (%), en el paso n°1-dirección “-X”, para varios modos de vibración empleados en la distribución de desplazamientos modales, representados por el vector de escala que irá actualizándose en todo el análisis. ....	172
Tabla D.2 Masa participativa acumulada en porcentaje (%), en el paso n°25-26 dirección “-X”, para varios modos de vibración empleados en la distribución de desplazamientos modales, representados por el vector de escala que irá actualizándose en todo el análisis. ....	172
Tabla D.3 Masa participativa acumulada en porcentaje (%), en el paso n°100-dirección “-X”, para varios modos de vibración empleados en la distribución de desplazamientos modales, representados por el vector de escala que irá actualizándose en todo el análisis. ....	173

Tabla D.2 Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico .....	174
Tabla D.3 Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "+X" .....	176
Tabla D.4 Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico .....	177
Tabla D.5 Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "-X" .....	178
Tabla D.6 Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico .....	179
Tabla D.7 Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "+Y" .....	181
Tabla D.8 Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico .....	182
Tabla D.9 Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "-Y" .....	184

## Índice de figuras

Figura 2.1 Modelo de Hognestad esfuerzo-deformación del concreto .....	19
Figura 2.2 Mecanismo de falla en cada paso del análisis no lineal.....	24
Figura 2.3 Diagrama momento-curvatura de una sección transversal de viga.....	26
Figura 2.4 Modelo bilineal en función de rótula plástica.....	26
Figura 2.5 Secciones de integración para una formulación de inelasticidad distribuida. ....	27
Figura 2.6 “Curva de capacidad de una estructura en general (ATC-40)” .....	30
Figura 2.7 Curva bilineal de la curva de capacidad fuerza-desplazamiento .....	32
Figura 2.8 “Esquema de la Técnica del Pushover” .....	33
Figura 2.9 Curva pushover adaptativo: se muestran los vectores de cargas actualizados en cada paso de análisis. ....	36
Figura 2.10 Umbrales de daño ubicados en una curva de capacidad bilineal .....	47
Figura 3.1 Modelo de la edificación multifamiliar, vista en planta y 3D. ....	49
Figura 3.2 Sección transversal de la columna estructural con sus refuerzos longitudinales y transversales. ....	53
Figura 3.3 Armado de la sección transversal extremo I, medio, extremo J de la viga B48_3. ....	56
Figura 3.4 Armado de la sección transversal extremo I, medio, extremo J de la viga B48_4, 5. ....	56
Figura 3.5 Muros estructurales de la edificación. ....	57
Figura 3.6 Sección transversal de los muros M1, M2, M4, M5, M6, M8.....	57
Figura 3.7 Sección transversal de los muros M7, M9.....	58
Figura 3.8 Sección transversal del muro M3. ....	58
Figura 3.9 Detalles de la sección transversal del muro “M2” con 7 ramas perpendiculares al lado mayor del borde confinado. ....	66
Figura 3.10 Detalles de la sección transversal del muro “M9” con 7 ramas perpendiculares al lado mayor del borde confinado.....	66
Figura 3.11 Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado para un $f'c240$ kg/cm <sup>2</sup> , modelo Mander. ....	67
Figura 3.12 Curva de esfuerzo-deformación del acero para un $f_y4200$ kg/cm <sup>2</sup> , modelo Menegotto-Pinto. ....	68
Figura 3.13 Discretización de las secciones a integrar en cada elemento (viga-columna). ....	70
Figura 3.14 Discretización de las secciones a integrar de los muros estructurales de corte. ....	70
Figura 3.15 a) Sección transversal del muro “M3” representado por elementos verticales y horizontales, b) Modelo idealizado del muro “M3”. ....	71
Figura 3.16 Dimensionamiento la sección columna de concreto armado.....	72
Figura 3.17 Armado longitudinal y transversal de la sección columna de concreto armado.....	72

Figura 3.18 Ubicación de los elementos estructurales en la formulación “FBPH” (columnas, vigas y muros). .....	73
Figura 3.19 Discretización de las secciones a integrar en sección columna. ....	73
Figura 3.20 Creación de nodos estructurales con coordenadas de ubicación en el plano 3D. ....	74
Figura 3.21 Configuración de la conexión de los elementos creados con sus respectivos nodos estructurales. .....	74
Figura 3.22 Visualización de los brazos rígidos de las vigas conectadas a un nodo estructural; se observa que la columna posee un 0% de brazo rígido.....	74
Figura 3.23 Elementos horizontales rígidos o links rígidos que conectan elementos verticales para conformar una sección de muro en “C” o “I”. ....	75
Figura 3.24 Restricciones en la base como empotrada, sin desplazamientos y rotaciones. ....	75
Figura 3.25 Creación de las cargas nominales para cada nodo, basado en desplazamiento. ....	76
Figura 3.26 Creación de la fase de control, con el cual el factor de carga “ $\lambda$ ” será actualizado. ....	77
Figura 3.27 Espectro sísmico elástico de demanda ( $S_a$ vs $T$ ) para cada nivel de desempeño propuestos por el ASCE 41-17. ....	77
Figura 3.28 Selección de los niveles de desempeño para una edificación común (tipo “C”) de categoría de riesgo “I y II” según el ASCE 41-17.....	77
Figura 3.29 Modificación de los factores de escala para sismo frecuente 0.52, sismo raro 1.00 y sismo muy raro 1.30. ....	78
Figura 3.30 Espectro de respuesta elástico de Desplazamiento (m) vs Periodo (s), para una zona 4 ( $S_a=0.45g$ ).....	79
Figura 3.31 Configuración de los parámetros para el ítem “Eigenvalue”.....	79
Figura 3.32 Configuración de los parámetros para el ítem “Pushover Adaptativo”. ....	80
Figura 3.33 Configuración de los parámetros para el ítem “Criterios de convergencia”.....	81
Figura 3.34 Configuración de los parámetros para el ítem “Estrategia Iterativa Global”.....	81
Figura 3.35 Ventana del “Procesador” mostrando el análisis en tiempo real, junto a las iteraciones alcanzadas en cada incremento y la curva de capacidad de la estructura. ....	82
Figura 3.36 Curva de capacidad para una sola dirección de análisis con su respectiva curva bilineal (error 0.12%) y puntos de desempeño basados en la norma ASCE 41-17.....	82
Figura 3.37 Masa participativa > 90% en el paso 1 de análisis, con 15 modos de vibración. ....	83
Figura 3.38 Masa participativa > 90% en el paso 50 de análisis, con 13 modos de vibración. ....	83
Figura 3.39 Masa participativa > 90% en el paso 100 de análisis, con 13 modos de vibración. ....	83
Figura 4.1. Curva de capacidad y curva bilineal para la dirección “-X” y los puntos de desempeño (1-A), (3-C) y (5-D). ....	85
Figura 4.2. Curva de capacidad para la dirección “-X” y puntos de desempeño basados en la norma ASCE 41-17. ....	86
Figura 4.3. Formación de rótulas plásticas en el punto de fluencia para la dirección “-X”. ....	87
Figura 4.4. Formación de rótulas plásticas en la capacidad última de la estructura, en dirección “-X”. ....	88

Figura 4.5. Niveles de desempeño estructural para la dirección “-X” en cada umbral de daño. ....	89
Figura A.1 Modelo estructural 3D de la edificación multifamiliar de 9 pisos.....	105
Figura A.2 Vista en planta del modelo estructural de la edificación multifamiliar de 9 pisos con 17m x 20.30m. ....	105
Figura A.3 Vista 3D del modelo estructural de la edificación multifamiliar de 9 pisos con cargas aplicadas en los nodos estructurales. ....	106
Figura B.1 Verificación de la irregularidad por equina entrante en dirección X.....	112
Figura B.2 Verificación de la irregularidad por equina entrante en dirección Y.....	112
Figura B.3 Mapa de riesgo sísmico del Perú presentado por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E030).....	114
Figura B.4 Mapa de tipo de suelo para Lima elaborado por el Centro Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID). ....	115
Figura B.5 Gráfica de las derivas por piso, siendo el máximo para X=0.0045, piso 5; y para Y=0.0053, piso 5. ....	118
Figura C.1 Carga viva distribuida como alternativa 1 y 2. ....	120
Figura C.2 Carga viva distribuida como alternativa 3 y 4. ....	120
Figura C.3 Carga viva distribuida como alternativa 5 y 6. ....	120
Figura C.4 Carga viva distribuida como alternativa 7 y 8. ....	121
Figura C.5 Carga viva distribuida como alternativa 9 y 10. ....	121
Figura C.6 Carga viva distribuida como alternativa 11 y 12. ....	121
Figura C.7 Carga viva distribuida como alternativa 13. ....	122
Figura C.8 Espectro de diseño elástico. ....	125
Figura C.9 Sección transversal de la columna 60x60cm desde 1°-5° piso, con 4 barras de 3/4” y 36 de 5/8”, y estribos con ramas de 1/2” @9cm.....	134
Figura C.10 Diagrama de interacción de la columna C27 - 60x60cm, con 4 barras de 3/4” y 36 de 5/8”, y estribos con 3 ramas de 1/2” @9cm-Piso 2 combinación U4.1.....	134
Figura C.11 Detalle de los esfuerzos actuantes en la sección transversal viga-losa. ....	135
Figura C.12 Cálculo del ancho efectivo “bw” de la sección externa e interna viga-losa.....	136
Figura C.13 Armado de la sección transversal extremo I, medio, extremo J de la viga B48_3. ....	145
Figura C.14 Armado de la sección transversal extremo I, medio, extremo J de la viga B48_4, 5. ....	145
Figura C.15 Determinación de los ejes en los que se verificó cada nudo. ....	147
Figura C.16 Detalles de la sección transversal del muro “M2” con 7 ramas perpendiculares al lado mayor del borde confinado.....	153
Figura C.17 Diagrama de interacción a 0° y 180° de la superficie del muro “M2”.....	153
Figura C.18 Detalles de la sección transversal del muro “M9” con 7 ramas perpendiculares al lado mayor del borde confinado.....	157
Figura C.19 Diagrama de interacción a 0° y 180° de la superficie del muro “M9”.....	157

Figura C.20 Ancho efectivo de losa en el cálculo de la inercia “Is”.....	158
Figura C.21 Creación de los “Strips” en dirección X con su ancho de análisis.....	163
Figura C.22 Creación de los “Strips” en dirección Y con su ancho de análisis.....	164
Figura C.23 Diseño de acero por flexión “Strips” en dirección X por cada ancho de análisis (cm <sup>2</sup> /cm) – Piso 1.....	164
Figura C.24 Diseño de acero por flexión “Strips” en dirección Y por cada ancho de análisis (cm <sup>2</sup> /cm) – Piso 1.....	165
Figura C.25 Área de acero requerido por flexión, por ancho de análisis en dirección X (cm <sup>2</sup> ) – Piso 1.	165
Figura C.26 Área de acero requerido por flexión, por ancho de análisis en dirección Y (cm <sup>2</sup> ) – Piso 1.	166
Figura D.1 Formación de las rótulas plásticas en el pórtico 1-1, dirección “-X” en el rango elástico. ....	168
Figura D.2 Formación de las rótulas plásticas en el pórtico 1-1, dirección “-X” en el rango inelástico. .	169
Figura D.3 Formación de las rótulas plásticas en el pórtico 2-2, dirección “-X” en el rango inelástico. .	169
Figura D.4 Formación de las rótulas plásticas en el pórtico 3-3, dirección “-X” en el rango inelástico. .	170
Figura D.5 Formación de las rótulas plásticas en el pórtico 4-4, dirección “-X” en el rango inelástico. .	171
Figura D.6 Formación de las rótulas plásticas en el pórtico 5-5, dirección “-X” en el rango inelástico. .	171
Figura D.7 Curva de capacidad y curva bilineal para la dirección “+X” y los puntos de desempeño (1-A), (3-C) y (5-D).....	174
Figura D.8 Curva de capacidad para la dirección “+X” y puntos de desempeño basados en la norma ASCE 41-17. ....	174
Figura D.9 Formación de rótulas plásticas en el punto de fluencia de toda la estructura para la dirección “+X”.....	175
Figura D.10 Formación de rótulas plásticas en la capacidad última de la estructura, en dirección “+X”.175	
Figura D.11 Puntos de desempeño estructural para la dirección “+X” en cada umbral de daño.....	176
Figura D.12 Curva de capacidad y curva bilineal para la dirección “-X” y los puntos de desempeño (1-A), (3-C) y (5-D).....	176
Figura D.13 Curva de capacidad para la dirección “-X” y puntos de desempeño basados en la norma ASCE 41-17. ....	177
Figura D.14 Formación de rótulas plásticas en el punto de fluencia para la dirección “-X”.....	177
Figura D.15 Formación de rótulas plásticas en la capacidad última de la estructura, en dirección “-X”. 178	
Figura D.16 Niveles de desempeño estructural para la dirección “-X” en cada umbral de daño. ....	178
Figura D.17 Curva de capacidad y curva bilineal para la dirección “+Y” y los puntos de desempeño (1-A), (3-C) y (5-D).....	179
Figura D.18 Curva de capacidad para la dirección “+Y” y puntos de desempeño basados en la norma ASCE 41-17. ....	179
Figura D.19 Formación de rótulas plásticas en el punto de fluencia de toda la estructura para la dirección “+Y”.....	180
Figura D.20 Formación de rótulas plásticas en la capacidad última de la estructura, en dirección “+Y”.180	
Figura D.21 Niveles de desempeño estructural para la dirección “+Y” en cada umbral de daño. ....	181

Figura D.22 Curva de capacidad y curva bilineal para la dirección “-Y” y los puntos de desempeño (1-A), (3-C) y (5-D).....	181
Figura D.23 Curva de capacidad para la dirección “-Y” y puntos de desempeño basados en la norma ASCE 41-17. ....	182
Figura D.24 Formación de rótulas plásticas en el punto de fluencia de toda la estructura para la dirección “-Y”.....	183
Figura D.25 Formación de rótulas plásticas en la capacidad última de la estructura, en dirección “-Y”. ....	183
Figura D.26 Niveles de desempeño estructural para la dirección “-Y” en cada umbral de daño. ....	184

## Índice de anexos

Anexo A Modelo estructural.....	103
Anexo B Análisis modal espectral por el RNE-E030 .....	107
Anexo C Diseño estructural por el código ACI 318-14.....	119
Anexo D Análisis adaptativo estático no lineal - DPA.....	167

## Símbolos usados

$\epsilon_o$	Deformación unitaria del hormigón cuando alcanza su máxima resistencia = 0.002
$\epsilon_{cu}$	Deformación unitaria última del hormigón.
P	Magnitud de carga incremental basada en desplazamiento
$\lambda$	Representa el factor de carga
Po	Vector de carga nominal que usa un patrón de carga lateral uniforme rectangular inicial
F.E.	Factor con el que se va escalar la aceleración de la gravedad del espectro elástico
T1	Periodo de retorno del sismo que se desee escalar
T2	Periodo de retorno del sismo de diseño base
Pi	Carga incremental actual
Po	Carga nominal inicial definida por el usuario
$\lambda_i$	Factor o vector de carga actual
$\delta_t$	Objetivo de desplazamiento amplificación
FI	Factor de amplificación del objetivo de desempeño
$\delta_{pr}$	Máximo desplazamiento en un punto del techo basado en un análisis de espectro de respuesta
$\delta_{cmr}$	Máximo desplazamiento en el centro de masa del techo basado en un análisis de espectro de respuesta
Sa	Aceleración interceptada por el periodo efectivo “Te” en el espectro elástico de análisis
g	Aceleración de la gravedad
Co	Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema simple de un grado de libertad, al desplazamiento del techo para un sistema de múltiples grados de libertad
C1	Factor de modificación que relaciona el desplazamiento máximo inelástico esperado al desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal
C2	Factor de modificación que representa el efecto de la forma de histéresis, la degradación de la rigidez y el deterioro de la fuerza sobre el máximo desplazamiento. Te Periodo fundamental efectivo
Ti	Periodo fundamental elástico
Ki	Rigidez lateral elástica, calculado de la curva bilineal que represente la curva de capacidad
Ke	Rigidez lateral efectiva, calculado en la curva bilineal post-fluencia
a	Factor según el sitio: 130 para sitio clase A o B 90 para sitio clase C

	60 para sitio clase D, E o F
$V_y$	Cortante de cedencia ubicado en la curva bilineal que represente la curva de capacidad
$W$	Peso sísmico efectivo
$C_m$	Factor de masa efectiva
$K_e$	Matriz de rigidez elástica lineal
$K_G$	Matriz de rigidez geométrica
$\phi_i$	Forma modal; donde “i” representa el modo de pandeo “i”
$\lambda_i$	Vector de carga
$S_{dj}$	Corresponde al desplazamiento espectral para j-ésimo modo en el periodo “ $T_j$ ” para el modo “j” y la razón de amortiguamiento “ $\xi_j$ ”
$D_{ij}$	Desplazamiento modal en el piso “i” relacionado al j-ésimo modo
$\phi_{ij}$	Forma modal normalizado de masa para el i-ésimo piso y el j-ésimo modo
$\Gamma_{ij}$	Factor de participación modal en el j-ésimo modo.
$P_i$	Vector de carga incremental actual
$P_{i-1}$	Vector de carga del incremento anterior
$\lambda_i$	Factor de carga actual
$D_i$	Vector de escala modal actual
$SM1$	Aceleración espectral del máximo terremoto considerado
$A_{sh}$	Área de corte de demanda
$A_g$	Área del borde confinado
$A_{ch}$	Área neta del borde confinado
$f'_c$	Esfuerzo a la compresión del concreto sin confinar
$f_y$	Esfuerzo del acero de refuerzo
$bc$	Separación del acero transversal en dirección del ancho mayor de confinamiento
$s$	Separación máxima del acero transversal
$V_{max}$	Resistencia máxima al corte
$V_u$	Cortante de demanda
$V_c$	Cortante de resistencia del concreto
$V_s$	Cortante de resistencia del acero transversal
$A_v$	Área de refuerzo a cortante requerido
$\phi_v$	Factor de reducción de resistencia a corte por sismo 0.60

$b_w$	Ancho de columna
$d$	Peralte efectivo de columna
$\lambda$	1 para concreto de peso normal
$P_n$	Resistencia axial máxima para secciones controladas a compresión
$\phi$	Factor de reducción de resistencia para secciones controladas a compresión con estribos cuadrados = 0.65
$A_g$	Área de la sección
$A_{st}$	Área total del refuerzo longitudinal
$A_{smín}$	Área de acero mínimo
$b_w$	Ancho de la zona comprimida de la sección
$A_j$	Área efectiva del nudo
$\sum M_{nc}$	Suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo
$\sum M_{nb}$	Suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo
$V_u$	Cortante de demanda
$\phi V_n$	Cortante nominal de capacidad
$V_{máx}$	Resistencia al corte máx. permitido
$A_{cv}$	Área total de la sección transversal del muro
$\alpha_c$	Factor según la relación altura y ancho del muro 0.8, si $h_w/l_w \leq 1.5$ 0.53, si $h_w/l_w \geq 2$
$\rho_l$	Cuantía colocada en el alma, mínimo 0.0025
$\alpha_f$	Representa la relación de la rigidez a flexión de la viga, a la rigidez a flexión de la losa
$E_{cb}$	Módulo de elasticidad del concreto de la viga
$E_{cs}$	Módulo de elasticidad del concreto de la losa
$I_b$	Momento de inercia total respecto al eje centroidal
$I_s$	Momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide
$h$	Espesor de losa
$l_n$	Longitud libre de cara a cara interna de la viga
$\beta$	Relación entre la “ $l_n$ mayor” y “ $l_n$ menor”

## Resumen

La finalidad de la presente investigación fue determinar si el desempeño, de la estructura multifamiliar de concreto armado, cumple con los estados límites propuestos por la norma ASCE 41-17 ante tres niveles de amenaza sísmica. Como procedimiento se usó el programa Etabs 2016 para realizar un análisis modal espectral con lo establecido en el RNE-E030 y para el diseño de los elementos estructurales basados en una categoría de diseño sísmico D fundamentados en el capítulo 18 del código ACI 318-14; asimismo, para generar la curva de capacidad estructural de la edificación, se efectuó el análisis adaptativo estático no lineal basado en desplazamiento DPA desarrollado en el programa SeismoStruct 2020, en el cual se aplicó los requerimientos de la norma ASCE 41-17. La curva de capacidad más desfavorable fue la evaluada en dirección “-X” con una ductilidad de resistencia global  $\mu=4.15$ , niveles de desempeño alcanzados de operacional (1-A)=0.101m, seguridad de vida (3-C)=0.204m y prevención de colapso (5-D)=0.272m para los niveles de amenaza sísmica frecuente (50%/años), raro (10%/50años) y muy raro (5%/50años) respectivamente. Finalmente, verificamos que la estructura presenta niveles de desempeño alcanzados que no cumplen con los niveles de desempeño propuestos por la norma ASCE 41-17; ya que, no se encuentran dentro de los umbrales de daño.

**Palabras clave:** análisis no lineal, curva de capacidad, curva bilineal, desplazamiento, nivel de desempeño, umbrales de daño.

## Abstract

The purpose of the present investigation was to determine if the performance of the reinforced concrete multifamily structure complies with the limit states proposed by the ASCE 41-17 standard before three levels of seismic threat. As a procedure, the program Etabs 2016 was used to perform a spectral modal analysis with what is established in the RNE-E030 and for the design of the structural elements based on a seismic design category D based on chapter 18 of the ACI 318-14 code; likewise, to generate the structural capacity curve of the building, the non-linear adaptive static analysis based on displacement DPA developed in the program SeismoStruct 2020 was performed, in which the requirements of the ASCE 41-17 standard were applied. The most unfavorable capacity curve was evaluated in the "-X" direction with an overall strength ductility of  $\mu=4.15$ , achieved performance levels of operational (1-A)=0.101m, safety of life (3-C)=0.204m and collapse prevention (5-D)=0.272m for the levels of frequent (50%/year), rare (10%/50year) and very rare (5%/50year) seismic hazard respectively. Finally, we verified that the structure presents levels of performance reached that do not fulfill the levels of performance proposed by the norm ASCE 41-17; since, they do not see within the thresholds of damage.

**Keywords:** non-linear analysis, capacity curve, bilinear curve, displacement, performance level, damage thresholds.

## Capítulo I

### El problema

#### Descripción del problema

A lo largo de la historia se dieron sucesos catastróficos como son los sismos, produciendo grandes daños y pérdidas en los diferentes aspectos tanto físicos (muertes, destrucción de edificaciones, etc.) y económico; por tal motivo, las edificaciones se diseñan con respecto a normativas pre-establecidas como es el RNE (Reglamento Nacional de Edificaciones), ASCE 41-17, ATC-40, FEMA-356, Eurocódigo 8, etc. Es así que, en la actualidad existen parámetros de diseño sismo resistente en la Norma Peruana E 030, de los cuales existe la consideración de un solo nivel de amenaza sísmica para cada categoría de edificación A, B y C de sismo raro, muy raro y extremo respectivamente para realizar el diseño y construcción de edificaciones sismo-resistentes de concreto armado; sin embargo, éstas condiciones generan cierta incertidumbre de su buen comportamiento estructural cuando se evalúan a cada tipo de edificación para los diferentes niveles de intensidad del sismo. Es decir, cuando se desea realizar un diseño basado en desempeño (Santana, 2012).

Por otro lado, para edificaciones de más de 7 pisos aproximadamente sometidas a grandes aceleraciones sísmicas (0.35g 0.45g, 0.70g, etc.), el método del control de derivas como el método estático equivalente, modal espectral, tiempo historia lineal, que proporciona la norma E030 no serán suficientes para dichos eventos sísmicos y tipo de edificación; ya que, éstos tendrán modos de vibración más altos y relevantes que deberán ser considerados en el análisis y así obtener respuestas sísmicas más cercanas a la realidad (Bobadilla & Chopra, 2008).

Ante estas problemáticas planteamos un Análisis Estático No Lineal por el método DPA (Adaptative Pushover Analysis, en español Análisis Pushover adaptativo modal) que trabaja con

tres grados de libertad por cada nivel de piso. El Método DPA se basa en la teoría de la dinámica estructural determinando la curva de capacidad resistente de la estructura de concreto armado ante varios modos de vibración natural, siendo cada uno transformados en un patrón de carga lateral basado en desplazamiento y aplicados en cada paso del análisis. Asimismo, el análisis y diseño estructural de la edificación serán determinados con el uso del Software ETABS. De modo que, evaluaremos el comportamiento estructural, de una edificación de concreto armado de 9 pisos en Lima-Perú, generando la curva de capacidad por el método DPA y los puntos de desempeño por el Software SeismoStruct 2020, utilizando la regla de combinación modal CQC y un amortiguamiento de 5%; y así, verificar si el punto de desempeño para los tres niveles de peligro sísmico considerados (sismo frecuente, raro y muy raro para una edificación del tipo “C”) cumplen con los límites establecidos por el ASCE 41-17.

### **Formulación del problema**

¿De qué manera se podrá realizar un óptimo diseño sismo-resistente para un edificio de concreto armado evaluado para diversos niveles de peligro sísmico?

### **Objetivos**

#### **Objetivo general**

Determinar si el desempeño, de la estructura multifamiliar de concreto armado, cumple con los estados límites propuestos por la ASCE 41-17 ante tres niveles de amenaza sísmica, encontrando la capacidad resistente de la estructura por el método del análisis adaptativo pushover estático no lineal.

#### **Objetivos específicos**

- Construir la curva de capacidad estructural por el método estático no lineal – DPA.

- Determinar la curva bilineal que se adapte en función del área con la curva de capacidad de la estructura.

- Evaluar los niveles de desempeño en la curva de capacidad de la estructura, ante los niveles sísmicos frecuente, raro y muy raro según el ASCE 41-17.

- Verificar si los niveles de desempeños evaluados cumplen con los niveles de desempeño propuestos por el ASCE 41-17.

### **Justificación**

Estando ubicados en un país altamente sísmica, como Perú, se muestra el interés de diseñar las estructuras por demanda sísmica; ya que, muchas edificaciones se han visto afectadas por las diferentes magnitudes de los sismos. Así que, mediante el análisis estático no lineal modal se determina la capacidad resistente de la estructura ante acciones sísmicas, generando los puntos de desempeño sismo resistente.

Aplicando la técnica del Análisis Modal “Pushover” adaptativo -DPA se determina que para una estructura con 3 grados de libertad por cada piso tenemos como respuesta los desplazamientos y la cortante basal última en las cuales la estructura habrá alcanzado su punto de falla, es decir el colapso de toda la estructura. Se considera que habrá mayor incremento de fuerza lateral y mayores consideraciones de los modos de vibración a medida que la edificación tiene mayor altura y se someta a sismos de considerables aceleraciones, por tanto, habrá mayor incidencia en el rango no lineal y en su desplazamiento lateral. De esta manera, podemos verificar el mecanismo de falla y las zonas débiles de la estructura garantizando las condiciones de refuerzo ante un evento sísmico de magnitud variable.

Explicado lo anterior, se determina la idea de realizar esta investigación con la finalidad de plasmar la importancia del diseño por desempeño aplicando el Método Análisis Modal

Adaptativo “Pushover” (DPA) o llamado también análisis estático no lineal modal adaptativo para una edificación de 9 pisos de concreto armado multifamiliar en una zona 4, Lima-Perú, generando los puntos de desempeño estructural para cada peligro sísmico con sus respectivas probabilidades de excedencia (sismo frecuente-50%/50años, raro-10%/50años y muy raro-5%/50años); y verificar si cumple con los límites propuestos por el ASCE 41-17.

### **Presuposición filosófica**

La mayor consideración para el análisis y diseño de edificaciones se fueron dando en torno al cuidado de las personas, plasmándose el sentido común del cuidado y resguardo de la vida humana. Sin embargo, esta filosofía de diseño estructural no contemplaba todas las propiedades y/o parámetros de la dinámica estructural para establecer un diseño sismo-resistente; de modo que, fueron apareciendo diversas técnicas de aplicación que ayudaron a fortalecer el entendimiento del comportamiento estructural de las respuestas sísmicas de las edificaciones.

Sin embargo, estos alcances progresivos no siempre y/o no todos engloban metodologías que realmente aseguran el buen comportamiento estructural; ya que se han demostrado a través de muchas investigaciones que algunos códigos o normas no son lo suficientemente aptos para evaluar una estructura para condiciones especiales. Por lo que, el Ingeniero Civil actualmente debe entrar a tallar con la capacidad que posee hacia una filosofía basada en la concientización; es decir, tener en cuenta que en algunos diseños se deberán usar criterios estructurales, principalmente la teoría de la dinámica estructural, pero no necesariamente en códigos o normas.

## Capítulo II

### Marco Teórico

#### Antecedentes

Calcina (2017) en su tesis titulada “Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no lineal” tiene como objetivo de evaluar una estructura mediante el análisis estático no lineal AENL y dinámico no lineal ADNL, así mismo la aplicación de los métodos de evaluación del comportamiento de la estructura. Por otro lado se hizo un modelamiento con el uso del software ETABS 2016 para realizar un análisis por desempeño de acuerdo al procedimiento brindado por la norma FEMA 273 siguiendo la metodología propuesta por los códigos FEMA y ATC-40 obteniendo la curva de capacidad y el punto de desempeño que permiten comprender los mecanismos de falla, teniendo en cuenta las rotulas plásticas ubicadas en los elementos estructurales con el concepto de que no se formen primero en las columnas sino en las vigas o también llamada columna fuerte-viga débil. Finalmente se han comparado los desplazamientos máximos obtenidos teniendo como resultado que en el séptimo nivel se encuentra el desplazamiento inelástico mayor.

Romero (2016) en su tesis titulada “Análisis del desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas del sector de Azapampa, distrito de Chilca, Huancayo 2016” tiene como objetivo una evaluación estructural por desempeño sísmico a las instituciones educativas Fe y Alegría N 66 Buen Socorro y Rosa de los Ángeles N 430 edificio de dos niveles, ubicados el distrito de Chilca-Huancayo proponiendo una metodología basadas en la normativa estadounidense ATC-40 usando el método de análisis estático no lineal Pushover, con patrones de cargas laterales y definiendo las rotulas plásticas a los elementos estructurales para luego obtener la curva de capacidad de la estructura, mostrando su comportamiento y logrando así un

desempeño global adecuado; para el desarrollo de la investigación se utilizó como herramienta el software SAP 2000. Finalmente se concluyó que la edificación cumple con los niveles de desempeño propuestos por la norma, ya que en los resultados mostrados por el autor es capaz de resistir grandes desplazamientos.

Rahul (2017) presentó su tema titulado “A study on pushover analysis using capacity spectrum method base on Eurocode 8” tiene como objetivo: demostrar el rendimiento de la estructura siendo evaluadas mediante el análisis estático no lineal pushover POA con la ayuda del software SAP 2000 a una estructura de concreto armado de 8 niveles para el uso de un hospital el área de planta es de 24m x 12m, así mismo se realizó una comparación con las demandas de deformación en los niveles de desempeño deseados. Adicionalmente el documento intenta investigar el análisis Pushover modal consecutivo utilizando el procedimiento de CSM basado el eurocódigo 8 aunque originalmente era un método que trabaja principalmente con el coeficiente del desplazamiento para ambos se utilizó el programa VB-Script. Por otro lado, en dicha investigación también en el cual detalla las variaciones que existen con respecto al análisis tiempo historia no lineal NL-THA; concluyendo que el POA difiere del NL-THA un 15 % para el lado más conservador.

Jianmeng, Changhai, & Lili (2008) en su tema “An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structures” logró una comparativa entre la metodología del análisis pushover convencional, análisis pushover modal y pushover modal mejorado; en dicha investigación se aplica el método análisis pushover y el análisis pushover modal para edificios de concreto armado de 5 y 22 pisos; de los cuales, al compararlos con el análisis dinámico incremental bajo cuatro movimientos sísmicos, se obtienen respuestas de la estructura de 22 pisos con 0.6% de deriva a diferencia del pushover convencional con 0.3%, se

logra diferenciar que el método de pushover modal fue más certero en presentar las derivas de piso a medida que el edificio es más alto.

Lopez & Ruiz (2008) en su tema de investigación “Evaluación de los métodos de análisis estático no lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporticadas de concreto armado” validó el uso del método pushover modal comparándola con los métodos de FEMA-356 y el ATC-40; los resultados aproximados de los diferentes métodos para determinar la curva de capacidad para pórticos de concreto armado de 1, 2 y 7 pisos, respecto del análisis dinámico no lineal (ADNL), encuentra que ambos métodos presentan variaciones de hasta 45% y 25%, respectivamente del ADNL. Sin embargo, el método del análisis modal pushover presenta mejores estimaciones de la demanda sísmica con diferencias absolutas de hasta 17% respecto del ADNL.

Chopra & Goel (2001) con su investigación “A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings : theory and preliminary evaluation. Pacific earthquake engineering research center” realizó una evaluación entre la aplicación de los métodos de FEMA-273, análisis pushover modal-MPA (con tres modos de vibración) y análisis tiempo historia no lineal (exacto) a una estructura de 9 pisos de concreto armado. En su estudio se identificó que las rótulas plásticas no fueron identificadas correctamente por el FEMA a partir del 4to piso; sin embargo, el MPA pudo identificar en la mayoría de los lugares predichos por el análisis “exacto” de tiempo historia no lineal.

Antoniou & Pinho (2004) “Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures” señaló cuán convenientes son usar la metodología de usar el pushover adaptativo y no adaptativo. Como se mencionó, estos métodos son producto de un desarrollo progresivo hacia la obtención de las respuestas estructurales inelásticas durante un

evento sísmico. De modo que, son importantes para el diseño por desempeño ya que ayudan a estimar si la estructura está reuniendo el comportamiento deseado o no. Sin embargo, no todas estas metodologías mencionadas arriba presentan una respuesta estructural exacta ya que tanto el análisis estático no lineal convencional y el análisis estático modal trabajan con un patrón de carga lateral intercambiable, lo que hace inapropiado para representar el desempeño bajo demandas sísmicas considerables. Todos estos inconvenientes son resueltos aplicando una metodología de análisis estático no lineal adaptable.

Piho, Antoniou, & Pietra (2006) en su tema “A displacement-based adaptative pushover for seismic assessment of steel and reinforced concrete buildings” logró mostrar la precisión del método pushover adaptativo basado en desplazamiento; dicha investigación menciona que el análisis adaptativo pushover cubre las limitaciones que los anteriores métodos presentan durante un análisis por desempeño; de modo que, este pushover adaptativo usa patrones de cargas laterales que se actualizan de acuerdo a las propiedades estructurales en cada procedimiento de análisis, incluso, cuando la estructura incursiona en el rango inelástico. Esta prioridad le da mejores estimaciones para evaluar demandas sísmicas considerables. La presente metodología se aplica a una estructura aporricada de 4 y 12 pisos cuyos resultados, de derivas para los 12 pisos son de 2.5% respecto a un análisis dinámico incremental, tienen el potencial para predecir buena exactitud.

Rofoei, Attari, Rakesh & Shodja (2007) en su tema “Adaptative pushover analysis” se logró comparar los métodos de pushover convencional, pushover adaptativo y el análisis tiempo histórica, siendo aplicada a estructuras 10, 15 y 20 pisos. Dichas estructuras fueron evaluadas en el programa de análisis no lineal DRAIN-2DX. Finalmente, el método pushover adaptativo demuestra buena eficiencia de derivas para 20 pisos con 0.16% y 0.3% respecto al análisis

tiempo historia, lo que lo hace óptimo para evaluar a edificios existentes y obtener respuestas estructurales.

Pinho, Antoniou, Casarotti & López (2006) en su investigación “A displacement-based adaptative pushover for assessment of buildings and bridges” logran validar la eficacia del método pushover adaptativo basado en desplazamiento, respecto del análisis tiempo historia no lineal, frente a los métodos de pushover adaptativo basado en fuerzas y el pushover basado en cargas triangular y uniforme. Esto a través de modelos estructurales de 8 y 12 pisos, cuyos resultados fueron precisos a la realidad para 12 pisos con 3% y 2.6% comparándolo con el método real de tiempo historia no lineal; y con demanda sísmica de hasta 0.30g.

### **Generalidades sismo resistentes**

La ingeniería ha desarrollado muchos avances tecnológicos que convergen en un análisis matemático, aplicados a la sismo-resistencia; esta determinación llevó que muchos lugares vulnerables a demandas sísmicas de bajas y grandes magnitudes aplicaran metodologías para la obtención del diseño de edificaciones resistentes al sismo; ya que, la gran importancia de una metodología es el manejo de normas y técnicas modernas para cualquier tipo de análisis.

Actualmente, existen metodologías que evalúan no solo estructuras diseñadas para construir, sino que también estructuras que ya están construidas con resultados muy certeros a la respuesta real de la estructura.

Para el desarrollo de este diseño por desempeño y la aplicación de la técnica pushover adaptativo modal se empleará criterios de estructuración para edificaciones de concreto armado según la Norma E 030, ACI 318-14 y el ASCE 41-17.

## Categorías fundamentales

### Normas

#### ***RNE-2018:***

El Reglamento Nacional de Edificaciones presenta una serie de normativas con las que se puede llevar a cabo un proyecto. De las cuales, para la presente investigación, se tomaron en cuenta la Norma E030-diseño sismorresistente; estos permiten realizar predimensionados de secciones para elementos estructurales en edificaciones, con áreas de concreto y de acero, para que finalmente se puedan evaluar dichos elementos a través de un análisis sísmico modal espectral o un análisis tiempo historia lineal controlando las derivas de entrepiso (ver tabla 2.1); y así, asegurar el correcto comportamiento ante un solo nivel de peligro sísmico para cada tipo de edificación logrando el objetivo de desempeño de seguridad de vida (RNE, 2018).

#### - **E-030**

#### **Desplazamientos laterales relativos admisibles**

Tabla 2.1

*Límites para la distorsión del entrepiso*

<b>Material predominante</b>	<b>Deriva</b>
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con ductilidad limitada	0.005

Nota. Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones 2018.

#### ***ACI 318-14:***

El reglamento “American Concrete Institute, ACI 318-14” es usado para el diseño de concreto armado presforzado, no presforzado y simple; diseño de columnas compuestas con tuberías de acero o perfiles estructurales.

Principalmente al aplicarlo en el programa ETABS, ayuda a poder controlar parámetros de diseño como la propiedad de columna fuerte-viga débil, diseño de pórticos resistentes a momentos, cálculo de la resistencia cortante a los nudos, etc.

### **Requisitos generales de resistencia (ACI 318)**

#### **Resistencia requerida:**

Para cargas muertas (CM) y cargas vivas (CV) será como mínimo las siguientes combinaciones de carga (U):

$$U=1.4CM$$

$$U=1.2CM+1.6CV$$

Para consideraciones de cargas de sismo (CS):

$$U=1.2CM+CS+CV$$

$$U=0.9CM+CS$$

$$U=1.2CM+Viento+CV$$

$$U=0.9CM+Viento$$

#### **Resistencia de diseño ( $\phi R_n$ ):**

Factores de reducción de resistencia- $\phi$ :

Carga axial tracción c/s flexión=0.90

Carga axial compresión c/s flexión=0.65

Cortante y torsión=0.75

Cortante sísmica=0.60

Cortante nodo=0.85

### ***ASCE 41-17:***

La norma “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings” brinda parámetros que ayudan a evaluar y rehabilitar una edificación, mediante procedimientos que hacen que las estructuras puedan ejercer buen comportamiento ante los eventos sísmicos (ASCE 41-17, 2017).

Esta nueva versión es una actualización tanto que reemplaza a las ediciones anteriores de la ASCE 41-17, controla los objetivos de desempeño para edificaciones existentes y evalúa las acciones controladas por fuerzas horizontales (ASCE 41-17, 2017).

Dicha guía complementa al ingeniero estructural que toca el tema de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones; asimismo, ayuda a los propietarios de los edificios, gerentes de construcción, investigadores académicos, etc. (ASCE 41-17, 2017).

### **Niveles límites de desempeño para edificios**

En esta sección de la norma ASCE 41-17 se presentan límites de desempeño para edificaciones con elementos estructurales y no estructurales; y dependiendo si la evaluación será para una edificación existente o nueva, éste presenta niveles de límites de desempeño según el nivel de riesgo que padecerá la edificación (ver tabla 2.2). Dichos niveles de riesgo se relacionan con el factor de uso que tiene la norma peruana (RNE-E030) para cada tipo de edificación, siendo el sismo raro de la norma E030 un sismo con probabilidad de excedencia de 10%/50años con un nivel de desempeño de seguridad de vida. Esta clasificación de sismo raro tiene el mismo objetivo de desempeño (seguridad de vida 3-C) que el sismo de probabilidad de excedencia de 20%/50años que propone el ASCE 41-17 (ver tabla 5). De modo que, para el objetivo de desempeño 3-C se podrá evaluar con el sismo raro del RNE-E030 con una probabilidad de excedencia del 10%/50años.

Tabla 2.2

*Límite de comportamiento básico equivalente para edificaciones nuevas estándar*

Categoría de riesgo	Nivel de peligro sísmico	
	20%/50años	5%/50años
I y II	Comportamiento estructural seguridad de vida	Comportamiento estructural prevención de colapso
	Comportamiento no estructural retención de posición (3-B)	Comportamiento no estructural peligro reducido <sup>a</sup> (5-D)
III	Comportamiento estructural control de daño	Comportamiento estructural seguridad limitada
	Comportamiento no estructural retención de posición (2-B)	Comportamiento no estructural peligro reducido <sup>a</sup> (4-D)
IV	Comportamiento estructural ocupación inmediata	Comportamiento estructural seguridad de vida
	Comportamiento no estructural operacional (1-A)	Comportamiento no estructural peligro reducido <sup>a</sup> (3-D)

<sup>a</sup> La conformidad de las disposiciones de la ASCE 7 para las nuevas construcciones se considera cumplido.

Nota. Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 41-17.

En la tabla 2.2 se presenta los límites de desempeño, de comportamiento estructural y no estructural, para cada categoría de riesgo.

Los dos tipos de comportamientos son combinados para así asumir el control de desempeño en ambos para cada nivel de peligro sísmico establecido por la ASCE 41-17.

Tabla 2.3

*Niveles de límites de comportamiento para edificaciones*

Nivel de comportamiento o no estructural	Nivel de comportamiento estructural					
	Ocupación inmediata (S-1)	Control de daño (S-2)	Seguridad de vida (S-3)	Seguridad limitada (S-4)	Prevención de colapso (S-5)	No considerado (S-6)
Operacional (N-A)	<u>Operacional (1-A)</u>	2-A	NR	NR	NR	NR
Posición de retención (N-B)	<u>Ocupación inmediata (1-B)</u>	2-B	3-B	4-B	NR	NR
Seguridad de vida (N-C)	1-C	2-C	<u>Seguridad de vida (3-C)</u>	4-C	5-C	6-C
Peligro reducido (N-D)	NR	NR	3-D	4-D	<u>Prevención de colapso (5-D)</u>	6-D
No considerado (N-E)	NR	NR	3-E	4-E	5-E	No hay evaluación o adaptación

Nota. Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 41-17.

Tabla 2.4

*Probabilidad de excedencia y principales periodos de retorno*

Probabilidad de excedencia	Principal periodo de retorno
50%/50años	72
20%/50años	225
5%/50años	975
2%/50años	2475

Nota. Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 41-17.

La tabla 2.3 presenta la intercepción entre los niveles de comportamiento (estructural y no estructural) con cuatro niveles de amenaza sísmica; de los cuales se pueden escoger de uno a varios puntos o límites de desempeño a evaluar.

Sin embargo, como prevencionistas de mecanismos de fallas indeseables y de construcciones costosas, no podemos establecer cualquier tipo de límites de desempeño, sino que deben estar

bajo supervisión y análisis de costos para otorgar esta evaluación. De modo que, la norma ASCE 41-17 propone los límites básicos para edificaciones existentes y nuevas, cuyas condiciones de desempeño se presenta en límites u objetivos de desempeño básico para edificaciones existentes (BPOE), límites u objetivos mejorados (combinación de dos a tres) y límites u objetivos solos.

Tabla 2.1

*Puntos o límites de desempeño*

<b>Niveles de comportamiento para edificios</b>				
	Nivel de	Nivel de	Nivel de	Nivel de
Nivel de	comportamiento	comportamiento	comportamiento	comportamiento
peligro sísmico	operacional (1-	inmediata	seguridad de vida	prevención de
	A)	ocupación (1-B)	(3-C)	colapso (5-D)
50%/50años	a	b	c	d
20%/50años	e	f	g	h
5%/50años	i	j	k	l
2%/50años	m	n	o	p

Notas: Cada celda en el cuadro de arriba representa un límite de desempeño discreto. Los límites de desempeño en el cuadro de arriba puede ser usado para representar tres límites de desempeño para edificaciones comunes o estándar que serían considerados como categoría de riesgo nivel I y II en la sección 2.2.1, 2.2.2, y 2.2.3 del ASCE 41-17.

Nota. Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 41-17.

<b>Combinaciones de límites de desempeño sugeridos por la norma ASCE 41-17</b>	
Límites de desempeño básico para edificios existentes (BPOE)	g, l g/i/j/m/n/o/p
Límites mejorados	L,e/f g,l + a/b k/m/n/o
Límites solos	g solo l solo c,d,e/f

Nota: Los símbolos (,) y (/) significan “y”, “y/o” respectivamente.

Nota. Fuente: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 41-17.

La tabla 2.5 muestra los límites de desempeño que combinan el control de daño de los componentes estructurales y no estructurales, ante tres niveles de amenaza sísmica.

### **Conceptos primordiales**

#### **Categorización:**

La categorización o clasificación de la edificación se realiza en base al uso o fin que tendrá dicha edificación. Cada país tiene su propia consideración del tipo de edificación, clasificándolos desde el más importante (sismo resistente y/o accesible incluso después de un evento sísmico muy raro), hasta el común (sismo resistente, pero no necesariamente debe ser accesible ante sismos raros o muy raros). La norma peruana señala cuatro tipos de edificaciones, estas son: esenciales, importantes, comunes y temporales.

#### **Zona de estudio:**

Lugar o enfoque de estudio en el que la edificación será construida; por lo que, deberá tener en cuenta los efectos sísmicos que pueda recibir dicha zona. El territorio nacional presenta cuatro zonas, los cuales se basan en las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación con la distancia epicentral.

#### **Tipo de suelo:**

Dado la zona de estudio, se tiene una descripción mecánica del suelo sobre el cual se plantará las respectivas cimentaciones y encima el resto de los elementos estructurales debidamente conectados entre sí. Dicho suelo debe tener la suficiente capacidad para evitar asentamientos y/o colapsos repentinos que perjudiquen la resistencia y rigidez de la estructura.

#### **Estructuras:**

Refiere a un sistema de elementos interconectados, cuya función es de mantener el equilibrio global de la estructura; de modo que, tenga comportamiento unificado.

**Predimensionamiento estructural:**

Son las consideraciones previas a la evaluación real con efectos del sismo y/o vientos; dichas consideraciones establecen secciones de áreas de concreto y/o áreas de acero longitudinal y transversal. Las secciones preestablecidas se determinan en función de las cargas por gravedad y sin efectos del sismo; de esa manera, cada detalle de los elementos estructurales es establecido en algún programa de diseño y evaluación de elementos de concreto armado.

**Diseño estructural:**

Nilson, como se citó en (Pico, 2017), menciona que en el diseño estructural se definen las características que debe tener los elementos estructurales que conforman el sistema para cumplir de manera adecuada las acciones que está pre-establecidas a desempeñar. Se aplican normativas actualizadas según la nacionalidad.

**Combinaciones de cargas:**

Son las que considera las cargas gravitacionales y las del sismo en varias direcciones.

**Factores de seguridad:**

Son los que minoran la capacidad estructural ante una demanda con la finalidad de establecer un estado crítico del elemento. Es muy usado en el diseño por resistencia o diseño estructural.

**Factores de reducción de respuestas:**

Son los que reducen el efecto o aceleración del espectro de demanda sísmica lineal o real con la finalidad de diseñar los elementos estructurales con demandas sísmicas reducidas; asimismo, la norma los emplea para determinar las fuerzas cortantes para el análisis sísmico, proveyendo a la estructura una buena capacidad de ductilidad, pero indirectamente.

**Rigidez:**

Es la capacidad que tiene el elemento estructural para oponerse a la deflexión, se relaciona con la sección transversal de cada elemento; es decir, las dimensiones de área de concreto bruto.

**Reducción de rigidez:**

Se caracteriza por reducir la capacidad de las secciones de los elementos estructurales al momento de ser evaluada por un análisis no lineal. El ASCE 41-17 establece criterios de reducción para cada elemento (vigas y columnas).

**Desplazamiento:**

Características que maneja una estructura al momento de recibir cargas laterales, induciendo que la edificación marque una distancia desplazada por cada nivel de piso considerado.

**Distribución y concentración de masas:**

Nilson, como se citó en (Pico, 2017), nos dice que es inevitable la aceleración que induce un sismo, que es una acción dinámica, por lo que sólo nos queda controlar la masa de las estructuras; ya que, el incremento de la fuerza inercial de respuesta de las estructuras está en función de la común relación  $F=m*A$ , segunda Ley de Newton.

Por tal motivo, la norma E030 establece que el porcentaje de la masa que participa en las distribuciones de cada modo de vibración deberá ser mínimo 90%.

**Simetría:**

Forma por el cual las dimensiones de una edificación son iguales tanto para el eje X o Y; dicha característica, es importante al momento del diseño y modelado estructural. Puesto que, determinará el comportamiento local y global de cada elemento estructural.

## Esfuerzo y deformación del concreto armado:

La capacidad de una estructura depende del esfuerzo aplicado y la rigidez con la que cuenta los elementos estructurales ante cargas que lo inducirán a cierta deformación.

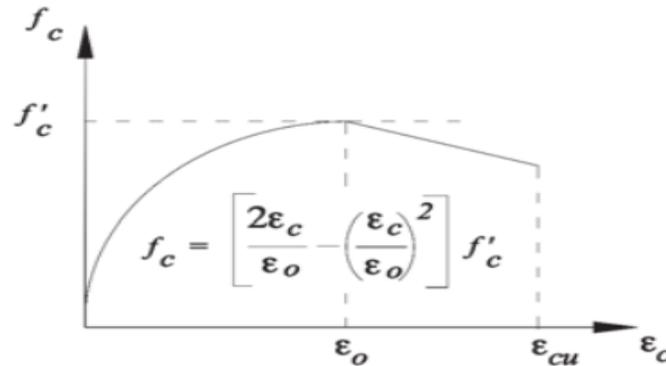


Figura 2.1 Modelo de Hognestad esfuerzo-deformación del concreto  
Fuente: Villagran A., Vera M., & Posada S., (2013)

Donde:

$f'_c$  = Esfuerzo característico del hormigón = esfuerzo de rotura a los 28 días.

$f_c$  = Esfuerzo del hormigón a lo largo de la curva como producto de las deformaciones unitarias.

$\epsilon_0$  = Deformación unitaria del hormigón cuando alcanza su máxima resistencia = 0.002

$\epsilon_{cu}$  = Deformación unitaria última del hormigón.

$\tan(\Phi) = E_c =$  Modulo de elasticidad del hormigón =  $\sigma^* \epsilon$ ;  $E_c = 15000 \sqrt{f'_c}$  (kg/cm<sup>2</sup>)

### **Módulo de elasticidad:**

Nilson, como se citó en (Pico, 2017), describe que “Es la pendiente del tramo recto inicial de la curva esfuerzo-deformación unitaria, aumenta con la resistencia del concreto” (p. 15).

Descrito de esa manera podemos comprender que la curva al tener varios puntos tangenciales, el comportamiento del concreto tendrá infinitos módulos de elasticidad. Asimismo, la curva presenta linealidad inicial solo hasta el 50% de  $f'c$ ; por lo que, se entiende que a medida que el comportamiento del concreto esté fuera de este rango, se verá la variación del módulo de elasticidad en cada punto tangencial infinito. A esto lo llamamos reducción o degradación de rigidez (ver figura 2.1).

### **Requerimientos de diseño y evaluación bajo cargas sísmicas**

#### **Escalamiento de sismos para la evaluación por desempeño:**

El ASCE 41-17 señala una serie de combinaciones de niveles de desempeño para evaluar una edificación del tipo “C” (según RNE-E030) o de categoría de riesgo tipo “I y II” (según ASCE 41-17), de los cuales se puede escoger una combinación de desempeño (ver tabla 2.5) cuyos límites son operacional (1-A), funcional (1-B), seguridad de vida (3-C) y prevención del colapso (5-D). Cabe señalar que los sismos pueden ser escalados con la siguiente ecuación:

$$F.E. = \left(\frac{T1}{T2}\right)^k$$

Donde:

F.E.: factor con el que se va escalar la aceleración de la gravedad del espectro elástico.

T1: periodo de retorno del sismo que se desee escalar (años).

T2: periodo de retorno del sismo de diseño base (años).

k: exponente que varía entre 0.30 y 0.40.

De esta manera se consiguen los siguientes factores de escala para el sismo frecuente y muy raro.

**Cortante basal de diseño:**

Refieren a la cortante sísmica originada por un espectro de demanda modificada (R) según el sistema estructural clasificado; cuya equivalencia se transforman en fuerzas laterales por cada nivel. Estas cortantes dinámicas, según algunos códigos de sismo, pueden tomar un porcentaje de la cortante estática. Los modos de vibración formarán parte importante para el cálculo de una cortante resultante; dichos modos deberán alcanzar el 90% de la masa participativa de todo el edificio.

**Espectro de demanda:**

Es la representación gráfica de un sismo que atenta contra la estructura a nivel de suelo, con aceleraciones en cierto intervalo de tiempo. La norma E030 trabaja con un espectro de demanda reducido, el cual dependerá del tipo de sistema estructural que se tenga en evaluación.

Tabla 2.6

*Sistemas estructurales*

Sistema estructural	Coeficiente básico de reducción $R_o$ (*)
Concreto armado	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

(\*) Coeficientes aplicados a miembros estructurales que permitan la disipación de energía manteniendo el equilibrio estructural.

Nota. Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones.

### **Espectro de diseño:**

Es la representación gráfica de la relación entre el tiempo y la aceleración, ésta demanda sísmica no admite reducción de su aceleración; de modo que, para la evaluación del análisis no lineal se trabaja con un factor  $R=1$ . Asimismo, el espectro de diseño se le llama al sismo escalado con el que se evaluará a una edificación.

### **Modelamiento estructural:**

Actualmente se han desarrollado muchos algoritmos que permiten una mejor respuesta de los programas computacionales de ingeniería, con configuraciones cuasi realistas que efectúan resultados a partir de un modelo matemático específico ayudan a determinar el comportamiento de una estructura ante efectos externos como sismos, cargas de viento, cargas gravitacionales, entre otros.

### **Programas computacionales para ingeniería civil:**

Existen varios programas, como Etabs, STKO, Safe, Robot Structural, SAP2000, SeismoSoft, entre otros, que ayudan a determinar la respuesta estructural de proyectos de edificaciones de concreto armado, albañilería confinada, etc.; de modo que, ayudan a predecir el mecanismo de falla que tendrá al momento de estar sometido a grandes demandas de fuerzas externas.

### **Etabs:**

Es un programa computacional con algoritmos programados en base a modelos matemáticos preestablecidos por la teoría de la dinámica estructural. Posee la capacidad de evaluar edificaciones en 3D y el fácil armado de sus elementos estructurales, al igual que proporcionar sus propiedades. Actualmente, cuenta con la integración de varias normas nacionales e internacionales de sismo-resistencia, incluida la norma peruana. Este programa ayuda a optimizar los elementos estructurales y la edificación con criterios de disipar y/o amortiguar las

grandes demandas sísmica; asimismo, ayuda a evaluar el desempeño que la estructura tendrá con dichas secciones diseñadas, para finalmente establecer ciertas restricciones y prevenir colapsos indeseados.

### **SeismoStruct:**

Es un programa de la empresa SeismoSoft, el cual posee otros softwares como SeismoSelect, SeismoBuild, SeismoMatch, entre otros. Estos poseen algoritmos de precisión que ayudan a dar soluciones a diferentes procedimientos complejos de resolución basados en la ingeniería sísmica estructural; de modo que, incluye varias normas como el Eurocódigo 8, ASCE 41-17, normas italianas, etc. El programa SeismoStruct tiene la opción de evaluar las edificaciones por métodos no lineales como análisis pushover, pushover adaptativo, análisis dinámico incremental, análisis tiempo historia, etc.; los cuales ayudan a predecir los diferentes daños que tendrá una edificación y proponer alternativas de solución como el uso de fibras envolventes a elementos estructurales.

### **Análisis no lineal**

#### **Estructuras en el rango no lineal**

Lo que marca la diferencia fundamental entre un análisis lineal y uno no lineal, es el término “rigidez”. La rigidez se puede definir como una medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas producidas por un material, la cual contempla la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones. Hay una serie de factores que afectan la rigidez entre las cuales están; la forma, el material y el soporte o apoyo del elemento (Duarte, Martinez, & Santamaria, 2017). Dicha degradación de rigidez hace en algunos métodos aproximados de la estática no lineal como el método de espectro de capacidad (del ATC-40) y el método de los coeficientes de desplazamientos (del FEMA 356) sean deficientes en la estimación de la demanda de desplazamientos (Irtém & Hasgul, 2009).

En otras palabras, podemos decir que cuando un elemento de concreto reforzado presenta deformaciones producto de cargas externas incrementales, este puede experimentar cambios en su rigidez. Si el elemento se deformó de una forma apreciable este experimentará cambios en su forma, por otra parte, si el material alcanza ya sea su límite elástico o límite de fallo, las propiedades del material habrán cambiado (Duarte, Martinez, & Santamaria, 2017).

En la figura 2.2 se presenta el comportamiento de una edificación al ser empujado hasta su fallo o colapso, con la relación de cortante-desplazamiento; de modo que, se puede presenciar la secuencia de formación de las rótulas plásticas en cada elemento estructural a medida que la curva avanza produciendo el colapso total de la edificación.

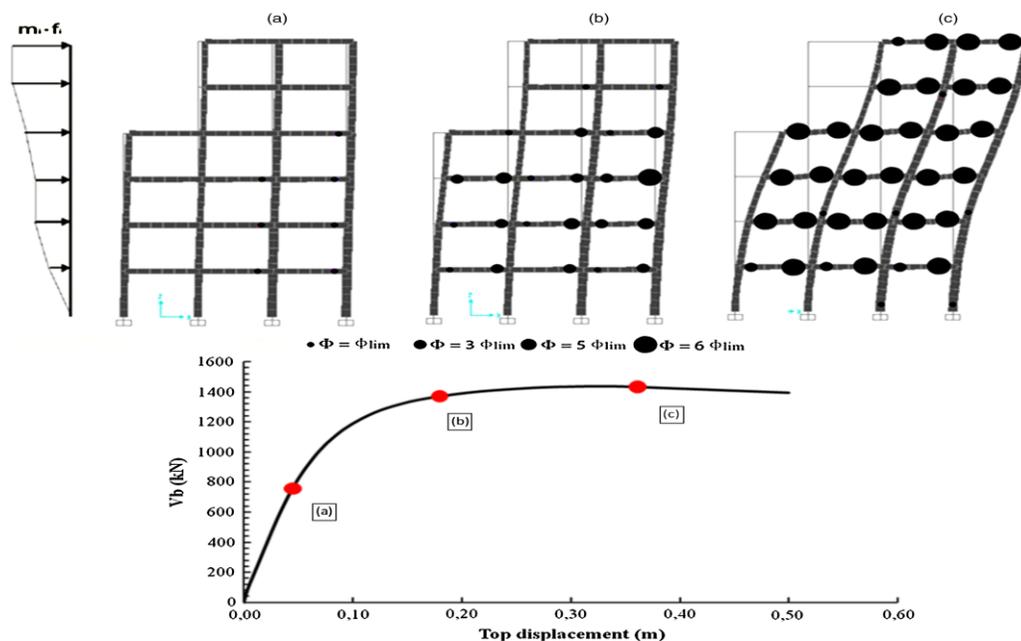


Figura 2.2 Mecanismo de falla en cada paso del análisis no lineal  
Fuente: G.P., T., & García, (2017)

### Diagrama de momento curvatura

Si una sección tiene muy poca ductilidad por curvatura va a presentar una falla frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal; de modo que, es importante obtener una buena ductilidad para disipar la mayor energía (Santana, 2012).

En el análisis no lineal es fundamental conocer la relación  $M-\phi$ , para encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histérico y definir la no linealidad del material; así que, la relación momento-curvatura es la base del análisis estático no lineal y del análisis dinámico no lineal (Santana, 2012).

En la siguiente figura 2.3 se definen cuatro puntos notables, los cuales se explican a continuación:

El punto “A”. se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a la tracción. En la figura 2.3 se aprecia que la capacidad a flexión del punto “A” es muy baja por este motivo muchas veces se lo ignora, pero estrictamente es el comienzo del rango elástico. (Aguiar, 2003)

El punto “Y”, se determina cuando el acero a tracción alcanza el punto de fluencia, definido por un esfuerzo  $f_y$ , y una deformación  $\epsilon_y$ ; cabe mencionar que, en varios estudios se considera el rango elástico a la recta que une el origen de coordenadas con el punto “Y” (Aguiar, 2003).

El punto “S”, muestra el inicio de endurecimiento del acero a tracción en toda la plataforma de cedencia hasta su rotura.

Aguiar y Barbat, como se citó en (Aguiar, 2003), definen que el punto “U” se halla cuando el hormigón llega a su máxima deformación útil a compresión  $\epsilon_u$ ; éste no es la falla de la sección del elemento, porque aún existe un punto adicional que tiene una menor capacidad a flexión y mayor deformación que corresponde al colapso, este punto de fallo “F” más interesa para evaluar daño.

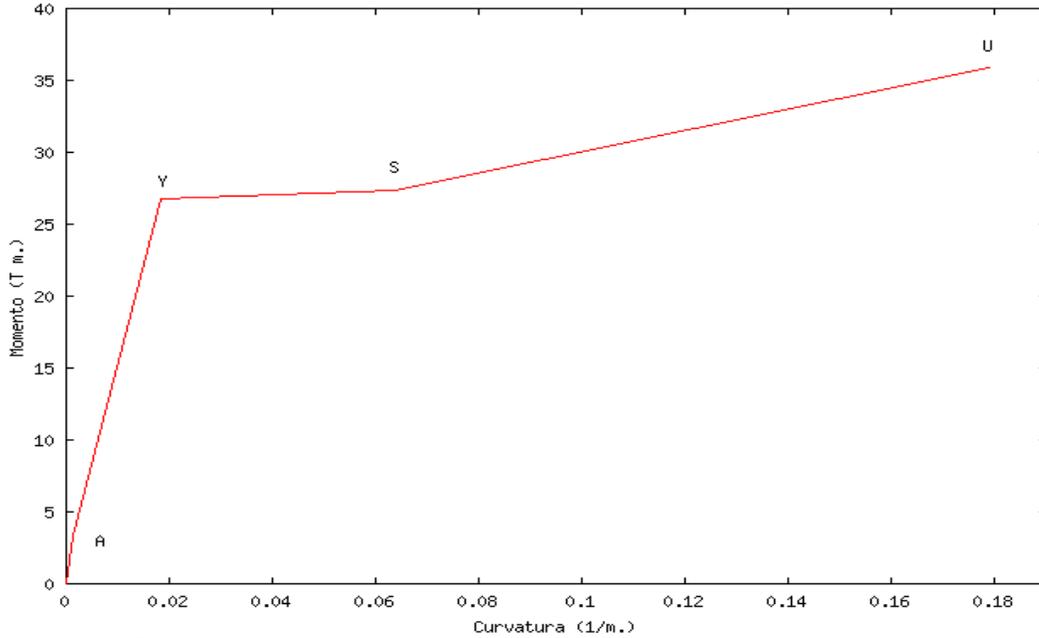


Figura 2.3 Diagrama momento-curvatura de una sección transversal de viga  
Fuente: Aguiar, (2003)

### Rótulas plásticas

Es muy común trabajar el diagrama momento curvatura en base a tres puntos notables: A, Y, U. En consecuencia, el punto S se suele ignorar. Ahora bien, una definición bastante utilizada en el campo de la Ingeniería Sísmica es el de “rótula plástica”, se define este punto como aquel en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. (Aguiar, 2003)

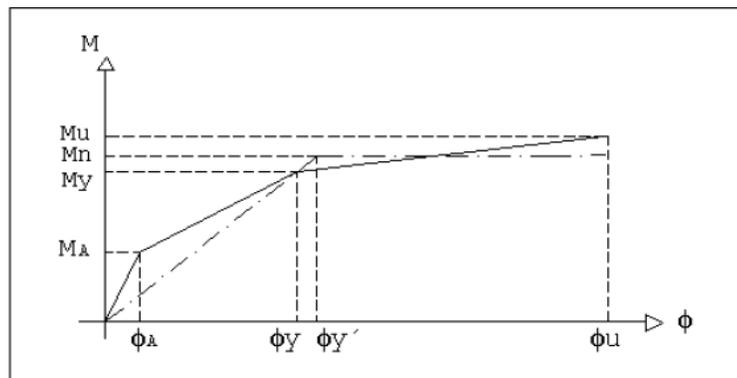


Figura 2.4 Modelo bilineal en función de rótula plástica  
Fuente: Aguiar, (2003)

## Modelos de elementos finito para análisis no lineal

Existen dos principales enfoques de modelado en el desarrollo del análisis numérico de elementos de pórticos de concreto armado con no linealidad del material, éstos son: modelos de inelasticidad distribuida (el cual incluye modelos de fibra) y de inelasticidad concentrada (Calabrese, Almeida, & Pinho, 2010).

Actualmente, por la potencia de las computadoras, está siendo muy popular el uso del modelo de inelasticidad distribuida para la ingeniería sísmica por su aproximación más cercana a la realidad. Dicho método modela los miembros estructurales como elementos inelásticos, siendo la inelasticidad global obtenida a través de la integración con la que cada sección del elemento contribuye (Calabrese, Almeida, & Pinho, 2010).

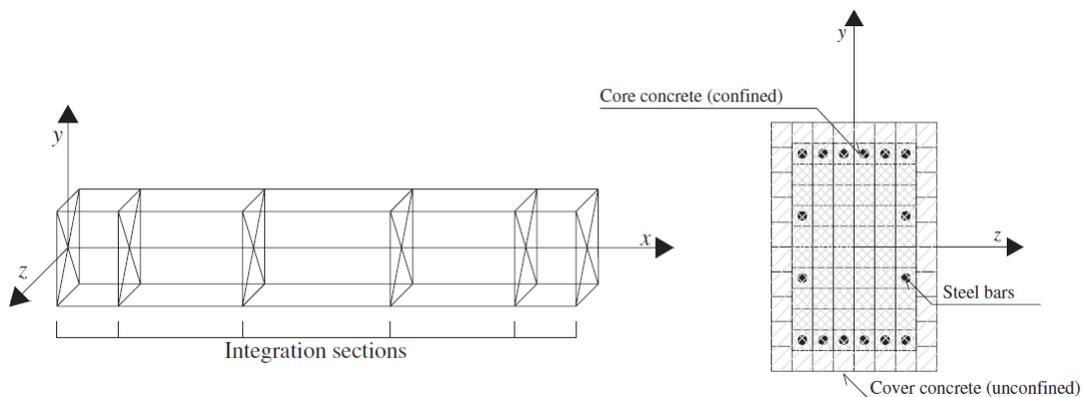


Figura 2.5 Secciones de integración para una formulación de inelasticidad distribuida.

Fuente: Calabrese, Almeida, & Pinho, (2010)

Como se muestra en la figura 2.5, un buen criterio para el análisis de la respuesta seccional de un elemento es a través de discretizaciones por sección, el cual sigue un comportamiento inelástico uniaxial del material.

Para el modelado de estos elementos fibras son comúnmente usados las formulaciones basadas en desplazamientos “DB-por sus siglas en inglés” y basadas en fuerzas “FB-por sus siglas en inglés”; el cual el primero DB se basa en la rigidez del elemento, considerando una

variación lineal de la curvatura a lo largo del elemento, y el otro FB se basa en la flexibilidad del elemento, con una variación lineal del momento; es decir, el dual de la variación lineal de curvatura previo mencionado (Calabrese, Almeida, & Pinho, 2010).

Cabe mencionar que ambas formulaciones producen el mismo resultado cuando se evalúa el comportamiento lineal elástico del material; sin embargo, para la formulación DB esto cambia notablemente al evaluar la inelasticidad del material no capturando la real deformación porque la curvatura es altamente no lineal (Calabrese, Almeida, & Pinho, 2010). Caso contrario pasa con la formulación FB, ya que no retiene en ningún sentido el desplazamiento del elemento, y con solo la integración numérica de las secciones de control a lo largo del elemento puede ser considerado una formulación “exacta” (Calabrese, Almeida, & Pinho, 2010).

De esta manera, se debe tener presente que, al tener una respuesta seccional de endurecimiento, un esquema de integración numérica Gauss-Lobatto deberá ser usado para los elementos FB. Asimismo, los puntos de integración o de secciones pueden aumentar de 4 a 6 para proporcionar resultados estables a nivel global y local, respectivamente (Calabrese, Almeida, & Pinho, 2010).

## **Modelos numéricos para muros estructurales**

### **Modelo “Stick”**

Este tipo de modelo se usan para muros bi-dimensionales, es decir para los muros “I”, ya que proporciona buen resultado de las fuerzas de la sección (Beyer, Dazio, & Priestley, 2008).

### **Modelo “Columna-ancha” (WCMs)**

Este tipo de modelo representan las secciones, que conforman una “C”, a través de un elemento vertical ubicado en el centro de gravedad de la sección, siendo conectados por elementos horizontales, teniendo nodos comunes en las esquinas (ver figura 3.15). Dichos

elementos horizontales son modelados como rígidos para la flexibilidad torsional (Beyer, Dazio, & Priestley, 2008).

### **Capacidad estructural**

Según, Duarte et al. (2017), se define como la capacidad que poseen las estructuras para resistir deformaciones máximas en sus elementos individuales. Para poder determinar la capacidad estructural de una edificación más allá del límite elástico, es necesario utilizar un análisis no lineal, como, por ejemplo, el análisis estático no lineal (Análisis Pushover). Procedimiento que utiliza una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido como “curva de capacidad”. La capacidad estructural puede determinarse en base a un solo modo de vibración o a través de la combinación de los efectos de varios modos de vibración; lo cual dependerá del tipo de edificación, propiedades geométricas, condiciones del suelo y del espectro de diseño (Goel & Chopra, 2005).

De esta manera, podemos entender la importancia de considerar los efectos de los modos para obtener la respuesta estructural en términos de deformación. Tal como se analizó la deficiencia del método MAP-mode-adaptive pushover aplicado a edificaciones de 4 y 12 pisos, en donde se evaluó la deficiencia de no considerar los modos más altos (Kuramoto & Matsumoto, 2004).

### **Curva de capacidad**

“Esta curva es la que relaciona las fuerzas que se generan a nivel de la base de la estructura (cortante basal,  $V$ ) y los desplazamientos ( $D$ ) en el nivel superior de la estructura” (Duarte, Martinez, & Santamaria, 2017, pág. 52). La curva de capacidad podría fácilmente basarse en el desplazamiento de algún piso; sin embargo, se prefiere el desplazamiento del techo de la estructura porque provee mejores estimaciones numéricas, incluso, cuando se trata toman en cuenta los modos de vibración más alto (Hernández, Kwon, & Aschheim, 2004).

La curva de capacidad se construye generalmente para mostrar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura, basándose en la hipótesis que el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante; pero, posee ciertos límites como por ejemplo son generalmente válidos para estructuras con periodos de vibración natural menores a 1 segundo; de modo que, para estructuras más flexibles, el análisis debe considerar la influencia de los modos de vibración más altos (Duarte, Martinez, & Santamaria, 2017). Es decir, existen diversas metodologías para evaluar la capacidad de una edificación para periodos altos y bajos, siendo éstos últimos las de mejores estimaciones para metodologías básicas, y que tienen la capacidad de evadir la integración de los modos altos; de modo que, para dicha característica la edificación puede tomar medidas de optimización como hacer que las derivas se desarrollen a lo largo de toda la edificación, en la que se podría lograr una reducción del periodo de hasta un 6.2%. Y a pesar de que exista poca reducción del periodo, esto puede traer grandes beneficios para aumentar la plataforma de la curva de capacidad, y así mejorar la ductilidad de la estructura (Arroyo, Liel, & Gutiérrez, 2018).

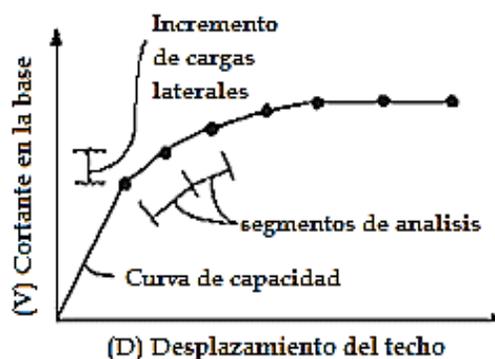


Figura 2.6 “Curva de capacidad de una estructura en general (ATC-40)”  
Fuente: Duarte et al., (2017)

Respecto a la secuencia de fallas, Según Chen, Chen, & Zhang (2014), menciona que en la secuencia de falla existen dos tipos de mecanismos de falla, una local y otra global. Este último es el mecanismo de falla preferido para la mayoría de las estructuras; de modo que, la secuencia

de falla ideal global para sistemas estructurales es: elementos redundantes, elementos secundarios, elementos comunes, elementos importantes y elementos claves.

Con este concepto de mecanismo de falla, en la figura 2.6 podemos observar que el primer punto de la curva de capacidad representa el inicio de cedencia de la estructura; es decir, la estructura deja de tener un comportamiento lineal y pasa a un comportamiento no lineal. Por lo tanto, se empiezan a secuenciar los mecanismos de falla global, siendo resultado de los incrementos de cargas laterales.

Sin embargo, se debe tener en cuenta que la curva de capacidad es sensible respecto del tipo de carga lateral impuesta (triangular o rectangular), al modelo geométrico adoptado, propiedades del material, propiedades de rótulas, localización de las rótulas y modelos de esfuerzo-deformación del acero y del concreto (confinado y no confinado) (Panandikar & Narayan, 2015).

### **Modelo bilineal de la curva de capacidad**

Se define como la representación idealizada que será la representación de la curva real por medio de líneas, rigidez tangente y rigidez secante, de la curva de capacidad de una estructura en general, y se utiliza para estimar el espectro inelástico reducido (Duarte, Martinez, & Santamaria, 2017).

Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de fluencia y el punto de agotamiento de la estructura. En la actualidad no existe un consenso dentro de la comunidad internacional para la definición de estos dos puntos. Han sido formuladas varias propuestas, que se traducen en un amplio espectro de desplazamientos límites y ductilidades (Duarte, Martinez, & Santamaria, 2017).

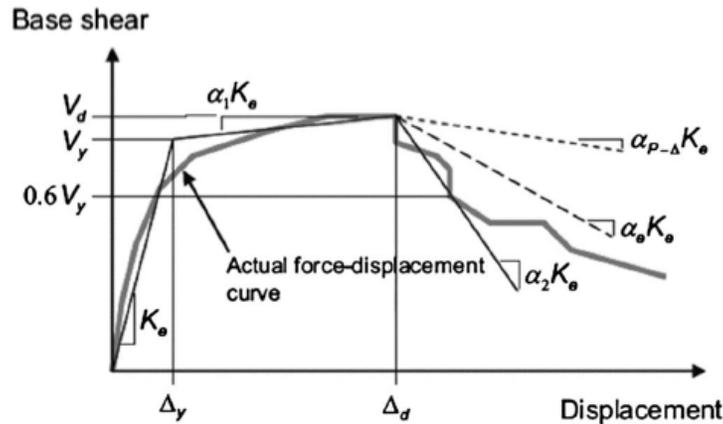


Figura 2.7 Curva bilineal de la curva de capacidad fuerza-desplazamiento  
Fuente: ASCE 41-17, (2017)

De la figura 2.7 se presenta que la primera línea empieza en el origen hasta la cortante cedente, ésta pendiente es la rigidez efectiva lateral “ $K_e$ ”. La rigidez “ $K_e$ ” será calculada a un 60% de la cortante de base cedente “ $V_y$ ”, (ASCE 41-17, 2017). Según, (Aguiar, 2015) el 60% de  $V_y$  es recomendada por algunos investigadores como Bertero (1997).

La segunda línea representa la cedencia positiva post-cedente, determinado por el punto de desplazamiento final “ $\delta t$ ” y el punto de intersección entre  $(V_y - \delta y)$ , tanto que las áreas de abajo y arriba de la curva actual sean aproximadamente balanceadas (ASCE 41-17, 2017).

### Método de análisis estático no lineal

Hasta recientemente por los años 2000, el análisis no lineal era poco notado para la práctica de la ingeniería estructural, ya que era considerado poca económica y casi no entendible para los profesionales. Pero, con el avance tecnológico las computadoras fueron capaces de aplicar este método no lineal a las estructuras. La necesidad de poder entender y analizar los fuertes daños ocasionados por los terremotos es una de las razones por la cual muchos especialistas se enfocan en este novedoso método (Malley & Hom, 2015).

Aguiar y Ruiz, como fue citado en (Guevara, Osorio, & Arturo, 2006), definen que el análisis estático no lineal es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura, en lugar de un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado, pero que a la vez es bastante complejo. El análisis no lineal estático, es un gran avance en comparación con la forma de análisis actual que utiliza la teoría lineal (Guevara, Osorio, & Arturo, 2006). Existiendo incongruencias en la teoría actual que espera se produzca daños en los elementos de las estructuras en un rango elástico.

Asimismo, Krawinkler & Seneviratna, como se citó en (Guevara, Osorio, & Arturo, 2006), menciona que durante la técnica pushover adquirió importancia debido a su fácil aplicación y buenas aproximaciones en los resultados obtenidos. Todas las publicaciones que inicialmente se elaboraron de este método estuvieron enfocadas en discutir las ventajas y desventajas que conlleva la aplicación de la Técnica de Pushover, comparándolas con los procedimientos elásticos lineales y los procedimientos dinámicos no lineales. (Guevara, Osorio, & Arturo, 2006),

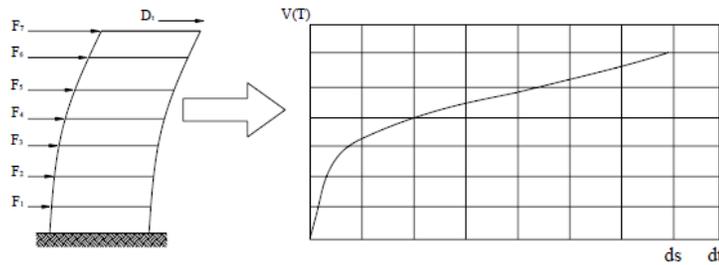


Figura 2.8 “Esquema de la Técnica del Pushover”  
Fuente: Guevara et al., (2006)

Este análisis está basado en los resultados obtenidos de investigaciones en las que se sometían a los elementos estructurales a cargas laterales para observar la formación secuencial de rótulas plásticas. Dicho análisis (AENL) con el tiempo se ha empleado en estructuras que necesitan reforzarse, debido a que son vulnerables a acciones de eventos naturales, tales como sismos y vientos. La aplicación del análisis estático no lineal, permite determinar la capacidad resistente

de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento natural. La demanda está relacionada con la amenaza sísmica y del sitio de ubicación de la estructura, así como de las características globales, mientras que la capacidad de la estructura depende de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de sus miembros (Duarte, Martinez, & Santamaria, 2017).

En general, el avance para evaluar una edificación en el rango no lineal y poder determinar la respuesta estructural ante posibles amenazas sísmicas fue de mucha importancia a lo largo de los años. Sin embargo, a medida que las edificaciones fueron experimentando fuertes amenazas sísmicas y acumulación de daños especialmente en edificios altos y no simétricos, la técnica pushover fue prediciendo con ciertas limitaciones y esto es debido a que esta técnica trabaja solo con el modo fundamental de vibración e ignora la influencia de los modos más altos y los efectos de torsión (Koçak, Zengin, & Kadioğlu, 2015). Por esta razón, el análisis pushover convencional es normalmente usado para predecir la respuesta de demanda sísmica para edificaciones de baja a mediana altura, con la finalidad de que la estructura no pase el periodo de 1 segundo (Grierson, Gong, & Xu, 2006).

### ***Mejoras del análisis estático no lineal***

Papanikolaou & Elnashai, (2005), nos menciona que la necesidad de aplicar enfoques avanzados de pushover, como es el caso de pushover adaptivo se debe a que existe deficiencias del enfoque pushover convencional en comparación con el análisis dinámico inelástico.

De este modo, Chopra y Goel extendieron dicha técnica pushover convencional a un análisis pushover modal (MPA) para edificaciones de planta simétrica y asimétrica. Sin embargo, a pesar de considerar la influencia de los modos más altos, éste método MPA no genera la interacción de los modos cuando la estructura incursiona en el rango no lineal; asimismo, mantiene

intercambiable la aplicación del patrón de carga del primer modo hasta que la estructura falla (Shakeri, Tarbali, & Mohebbi, 2012).

Una de las principales categorías que existe en el método de análisis pushover multi-modal es el análisis single-run, cuya metodología trabaja con la contribución de las fuerzas y desplazamientos combinados (Sürmeli & Yüksel, 2018). En dicha categoría se encuentra el análisis pushover adaptativo basado en fuerzas (FAP), en desplazamientos (DPA) y en cortes (SSAP); siendo el pushover adaptativo-DPA un esquema que cuenta en su análisis con los cambios en las propiedades de la rigidez del sistema y con las propiedades específicas del espectro requerido. Una de las principales ventajas en usar el DPA es el hecho de que las fuerzas o cortes ya no son aplicadas a la estructura directamente; sino que, son el resultado de emplear un patrón de desplazamientos, permitiendo así la reproducción inversa de la distribución de cortes de piso, observadas en el análisis dinámico (Meireles et al., 2006).

El método DPA en comparación con el FAP muestra mejores predicciones de respuestas en todo el rango de deformación; pues su procedimiento permite evaluar a las estructuras de grandes alturas donde sus modos de vibración natural y las grandes aceleraciones de sismo son consideradas en el rango no lineal, es así que el método DPA entiende el comportamiento estructural más cercano a la realidad (Atik, Sadek, & Shahrour, 2013).

Según menciona (Pinho et al., 2006), las razones por las que existen certeza de la aplicación del método DPA son: (i) adecuada predicción de las deformaciones cuando los modos más altos adquieren importancia y/o la estructura es altamente empujada a su rango post-cedente no lineal, (ii) adecuada predicción de la concentración de daño local, el cual es el responsable del cambio de la respuesta modal, (iii) habilidad de reproducir efectos dinámicos, considerando fuentes de

disipación de energía tanto como la energía cinética, amortiguamiento viscoso, y efectos de duración, (iv) facilidad de incorporar los efectos tridimensionales y cíclicos de la carga sísmica.

Del mismo modo (Tarța & Pintea, 2012), menciona que el ultimo enfoque y el que se considera que brinda mejores resultados es el método DPA frente al de combinaciones modales, ya que en la distribución vertical de fuerzas se actualizan en cada incremento, durante el análisis, para así detectar los cambios que se dan en la rigidez de la estructura.

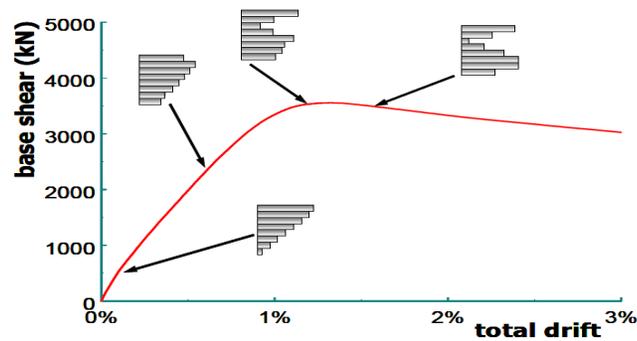


Figura 2.9 Curva pushover adaptativo: se muestran los vectores de cargas actualizados en cada paso de análisis. Fuente: Pinho et al., (2006)

El método análisis adaptativo estático no lineal puede predecir tanto el desplazamiento como las respuestas de fuerza ya sea en estructuras de edificaciones y puentes con una gran precisión (Mohtashami & Shooshtari, 2013); asimismo, se controla la intensidad del movimiento del suelo, los modos de vibración más altos, la degradación de la rigidez en los estados de inelasticidad y la elongación de los periodos (Antoniou & Pinho, 2004a).

### ***Pasos del análisis adaptativo estático no lineal basado en desplazamiento-DPA***

El algoritmo del método propuesto puede ser dividido en cuatro principales estados:

i) **Vector carga nominal y masa de inercia,**

$$P = \lambda * P_0$$

Donde, “P” es la magnitud de carga incremental basada en desplazamiento, “λ” representa el factor de carga, “P<sub>0</sub>” es el vector de carga nominal que usa un patrón de carga lateral uniforme

rectangular inicial, cuya magnitud puede ser arbitraria (conveniente usar un valor tal que el factor de carga del análisis pueda estar entre 0 y 1), es decir, iguales en todos los nodos estructurales, para evitar la mala configuración del factor de carga. Esta última recomendación es porque, ahora, el factor de carga será afectado por el producto del vector de carga nominal (lo contrario que ocurre en un pushover no adaptativo, donde el vector de carga nominal es menos relevante ya que no afecta los resultados alcanzados, debido a que el algoritmo de solución pushover escalan automáticamente el factor de carga).

La **masa de inercia** debe ser modelada para realizar el análisis “Eigenvalue”, el cual será empleado en la actualización del factor de carga. Esta masa puede obtenerse directamente de las cargas gravitatorias verticales, las cuales ya son incluidas en cualquier tipo de análisis estático no lineal.

ii) **Computar el factor de carga “ $\lambda$ ”**, está en base a las características de respuesta dinámica de la estructura en cada paso del análisis. Cuya forma es determinada por un vector de escala normalizado basado en desplazamiento (paso iii), ya que, esta forma representa la distribución de desplazamientos modales. La forma del factor de carga será actualizada por un algoritmo de solución en cada paso de análisis. Este factor de carga “ $\lambda$ ” es controlada e incrementada automáticamente por una fase de control de respuesta, ya que con esta fase de control es posible capturar las características de respuestas irregulares (ej. piso blando), la rama de ablandamiento en la post-fluencia de la curva y obtener una distribución uniforme de los puntos de la curva de fuerza-desplazamiento.

iii) **Cálculo del vector de escala modal normalizado basado en desplazamiento “Dij”**, es usado para determinar la forma del factor de carga “ $\lambda$ ” en cada paso; es computado al inicio de cada incremento de carga. Este vector de escala refleja el estado de rigidez actual de la

estructura, por lo que, se debe realizar primero un análisis “Eigenvalue” con el algoritmo de Lanczos para determinar la forma modal y factor de participación de un determinado número de modos ( $n$  modos  $> 90\%$  de la masa participativa).

La siguiente ecuación usa el programa para la determinación de los modos de vibración en el cálculo de la forma del vector de escala normalizado basado en desplazamiento:

$$(K_e + K_G * \lambda_i) * \varphi_i = 0$$

Donde:

$K_e$ : matriz de rigidez elástica lineal

$K_G$ : matriz de rigidez geométrica

$\varphi_i$ : forma modal; donde “ $i$ ” representa el modo de pandeo “ $i$ ”

$\lambda_i$ : vector de carga

Los modos resultantes pueden ser combinados por las reglas de combinación modal SRSS o CQC.

La forma del vector de escala modal normalizado basado en desplazamiento es calculada en base a la forma modal, al factor de participación modal y el desplazamiento espectral en cada modo de interés (Abbasnia, Tajik, & Maddah, 2014):

$$D_{ij} = F_j * \varphi_{ij} * S_{dj}(\xi_j, T_j)$$

Donde, “ $S_{dj}$ ” corresponde al desplazamiento espectral para  $j$ -ésimo modo en el periodo “ $T_j$ ” para el modo “ $j$ ” y la razón de amortiguamiento “ $\xi_j$ ”, “ $D_{ij}$ ” es el desplazamiento modal en el piso “ $i$ ” relacionado al  $j$ -ésimo modo, “ $\varphi_{ij}$ ” es la forma modal normalizado de masa para el  $i$ -ésimo piso y el  $j$ -ésimo modo, y “ $T_{ij}$ ” factor de participación modal en el  $j$ -ésimo modo.

Por otro lado, si bien es cierto que el desplazamiento espectral correspondiente al periodo de vibración en el  $j$ -ésimo modo es usado, cabe resaltar que para que esto suceda, se usa un espectro

de respuesta de desplazamiento con un amortiguamiento viscoso invariable (5%) (Abbasnia, Tajik, & Maddah, 2014).

iv) **Actualización del vector de desplazamiento de carga “Pi”**, se da una vez conocido el vector de carga nominal “Po” inicial, el factor de incremento de carga “ $\lambda_i$ ” actual y el vector de escala normalizada “Di” actual. Se obtiene sumando al vector de carga del incremento anterior “Pi-1” (cargas existentes equilibradas) un nuevo vector de carga incremental, calculado como el producto entre el incremento del factor de carga actual “ $\lambda_i$ ”, el vector de escala modal actual “Di” y el vector de carga nominal definido inicialmente “Po”, la siguiente ecuación es del tipo de actualización incremental:

$$P_i = P_{i-1} + \lambda_i * D_i * P_o$$

Los pasos i) y ii) son los mismo usados para el pushover adaptativo basado en fuerza; la única diferencia es que ahora es basado en desplazamiento, en vez que la fuerza (Antoniou & Pinho, 2004b).

### **Demanda sísmica**

La demanda sísmica es la que se representa a través de un espectro de respuesta, el cual representa la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad como una fracción de sus frecuencias (Aguiar, 2003). Tradicionalmente, en la ingeniería sísmica, se ha utilizado un espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basándose en la fuerza; sin embargo, durante los últimos años se ha identificado que los parámetros más relevantes en el diseño son los desplazamientos y las deformaciones (Aguiar, 2003). Por lo tanto, la comunidad internacional ha promovido el uso de espectros de respuesta considerando la relación aceleración-desplazamiento para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (ATC-40) (Aguiar, 2003). La ventaja de este formato es que la capacidad y

la demanda pueden superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de una estructura. (Aguilar, 2003)

Existen diferentes métodos para estimar la demanda sísmica una de ellas es a través del análisis dinámico incremental, sin embargo, diferentes investigadores usan la aceleración máxima del registro (PGA), pero esto conlleva a evaluar la estructura con un periodo cero para la aceleración espectral y esto significaría no tomar en cuenta el factor de amplificación dinámica en algunas estructuras con un bajo periodo. (Loa, 2017)

Los efectos de torsión en los edificios pueden aumentar o disminuir, en consecuencia, las demandas sísmicas no pueden evaluarse mediante simples procedimientos de un análisis convencional, comúnmente adoptados para estructuras regulares. (Lucchini, Monti, & Kunath, 2008)

### **Objetivo de desplazamiento**

El desplazamiento objetivo puede o no ser optimizado de la misma forma en que se calculan los puntos de desempeño para cada espectro elástico de cada nivel de demanda sísmica, en el que un factor de amplificación será usado, para una estructura sin diafragma rígido como en el método análisis adaptativo estático no lineal basado en desplazamiento, con fuerzas aplicadas a cada nodo estructural. La siguiente fórmula del ASCE 41-17, queda de la siguiente manera:

$$\delta_t = \left( C_0 C_1 C_2 S_a \left( \frac{T_e^2}{4\pi^2} \right) g \right) * FI$$

Donde:

$\delta_t$ : objetivo de desplazamiento amplificación (m)

FI: factor de amplificación del objetivo de desempeño ( $\delta_{pr}/\delta_{cmr}$ )

$\delta_{pr}$ : máximo desplazamiento en un punto del techo basado en un análisis de espectro de respuesta

$\delta_{cmr}$ : máximo desplazamiento en el centro de masa del techo basado en un análisis de espectro de respuesta

$S_a$ : aceleración interceptada por el periodo efectivo “ $T_e$ ” en el espectro elástico de análisis

$g$ : aceleración de la gravedad (m/s<sup>2</sup>)

$C_o$ : factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema simple de un grado de libertad, al desplazamiento del techo para un sistema de múltiples grados de libertad (ver tabla 2.7)

$C_1$ : factor de modificación que relaciona el desplazamiento máximo inelástico esperado al desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal.

$C_2$ : factor de modificación que representa el efecto de la forma de histéresis, la degradación de la rigidez y el deterioro de la fuerza sobre el máximo desplazamiento.

$T_e$ : periodo fundamental efectivo (s)

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

Donde:

$T_i$ : periodo fundamental elástico (s)

$K_i$ : rigidez lateral elástica, calculado de la curva bilineal que represente la curva de capacidad (kg/m)

$K_e$ : rigidez lateral efectiva, calculado en la curva bilineal post-fluencia (kg/m)

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{aT_e^2}$$

Donde:

$a$ : factor según el sitio:

130 para sitio clase A o B

90 para sitio clase C

60 para sitio clase D, E o F

$$\mu_{strength} = \frac{S_a * C_m}{V_y / W}$$

Donde:

$V_y$ : cortante de cedencia ubicado en la curva bilineal que represente la curva de capacidad

(kg)

$W$ : peso sísmico efectivo = 100%CM + 25%CV para edificios comunes tipo “C” RNE-E030

(kg)

$C_m$ : factor de masa efectiva (ver tabla 2.8)

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} * \left( \frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2$$

Tabla 2.7

Valores para el factor de modificación “ $C_o$ ” propuesto por el ASC 41-17

N.Pisos	Shear Build		Other Build
	Carga Triangular	Carga Uniforme	
1	1.00	1.00	1.00
2	1.20	1.15	1.20
3	1.20	1.20	1.30
4	1.26	1.20	1.34
5	1.30	1.20	1.40
6	1.30	1.20	1.42
7	1.30	1.20	1.44
8	1.30	1.20	1.46
9	1.30	1.20	1.48

Tabla 2.8

*Valores para el factor de masa efectiva “Cm” propuestos por el ASCE 41-17*

N.Pisos	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall
1	1	1
2	1	1
3	0.9	0.8
4	0.9	0.8
5	0.9	0.8
6	0.9	0.8
7	0.9	0.8
8	0.9	0.8
9	0.9	0.8

### Niveles de desempeño

Los niveles de desempeño o llamado también puntos de desempeño objetivos son características de resistencia que las estructuras deben cumplir, para proporcionar un comportamiento detallado de nivel operacional, nivel de ocupación inmediata, nivel de seguridad de vida y nivel de prevención de colapso (ASCE 41-17, 2017). A continuación, se presenta la descripción estructural y no estructural de una edificación para cada nivel de desempeño, y los niveles de peligro sísmico:

**Nivel operacional (1-A)**, probabilidad de excedencia 5%/50 años con un periodo de retorno 72 años: presentan daños muy ligeros. No existe deriva permanente. No existe pérdida de rigidez y resistencia. Se percibe algunos agrietamientos menores en fachadas, particiones y cielo raso; así como, en aquellos elementos de función estructural. Todos los sistemas de resistencia importante se mantienen funcional.

**Nivel de ocupación inmediata (1-B)**, probabilidad de excedencia 20%/50 años con un periodo de retorno 225 años: presenta daño ligero. Existe resistencia y rigidez lateral retenida sustancialmente. Existe menores agrietamiento en fachadas, particiones y cielo raso; así como,

en aquellos elementos de función estructural. Elevadores pueden reiniciar. Las protecciones contra incendio aún siguen operables.

**Nivel de seguridad de vida (3-C)**, probabilidad de excedencia 10%/50 años con un periodo de retorno 475 años: presenta daño moderado. Existe poca resistencia y rigidez residual en cada nivel de piso. Existe la función de los elementos de carga gravitacional. No existe falla de muros o parapetos fuera del plano. Existe algo de deriva permanente. Presencia de daños en particiones. Existe posible reparación no económica de la estructura.

**Nivel de prevención de colapso (5-D)**, probabilidad de excedencia 2%/50 años con un periodo de retorno 2475 años: presenta daño severo. Existe poca rigidez y resistencia, pero aún los muros y columnas de carga funcionan. Existen grandes derivas permanentes. Evacuaciones o salidas casi bloqueadas. Falla de rellenos o parapetos, o de falla inminente. Estructura cerca del colapso.

Con esta Filosofía del análisis sismo-resistente se prioriza el que, aunque haya varios tipos y niveles de fallas o daños en la estructura, se evita el colapso total de la estructura y por tanto se está priorizando el controlar el tiempo de evacuación de las personas, así como el resguardo de sus propias vidas (Pico, 2017).

Adicionalmente, (Gallego, 2013) menciona que para poder estimar el peligro sísmico en una estructura es necesario conocer algunos aspectos como: ubicación de epicentros, con qué frecuencia se presentan los eventos, la distribución de los tamaños de eventos y las intensidades después del tren de ondas o más conocido como “efecto de atenuación”.

### **Desempeño sísmico estructural**

Hoy en día existen diferentes códigos y normas, con los cuales debe diseñarse una estructura, esto conlleva a realizar un diseño por desempeño que no solo es evitar el colapso frente a un

sismo, independientemente de la magnitud que sea, sino también esta metodología cuenta con otros aspectos como es la estimación de la demanda en términos de la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura (Carrillo, 2008).

En términos generales, el diseño basado por desempeño es la manera de controlar el comportamiento estructural ante un nivel de peligro sísmico a la cual la estructura estará sometida; de modo que, dicha estructura deberá permanecer en el límite pre-establecido según la categoría de edificación (Paredes, 2019). Para tal diseño, se deben tener en cuenta dos conceptos: nivel y objetivos de desempeño (Paredes, 2019).

Asimismo, una gran ventaja del diseño por desempeño es que sea mucho más económico, ya que permite al propietario de la estructura a tener la seguridad adecuada y así no tener que realizar reparaciones posteriores generando un costo menor de los elementos estructurales y no estructurales (Botas, 2013).

Uno de los métodos para un diseño por desempeño es el análisis pushover, que puede evaluar el comportamiento esperado de un sistema estructural, estimando las demandas de esfuerzo deformación por el sismo de diseño, y comparando esas demandas con las capacidades disponibles de las demandas de interés (Chen et al., 2014).

### **Umbrales de daño**

Los umbrales de daño son rangos de desplazamientos espectrales que ayudan a definir el nivel de daño que tiene una edificación cuando se someten a un peligro sísmico (Marte, 2014).

El análisis de una edificación en base a su capacidad de resistencia ante los efectos sísmicos es determinado inicialmente por los puntos de desempeño propuestos una norma sísmica; sin embargo, éstos deben estar evaluados correctamente sobre una base de umbrales o sectores de

daños que la edificación puede presentar. De modo que, se pueda evaluar dicha capacidad y verificar el cumplimiento de los objetivos de comportamiento propuestos (Marte, 2014).

Actualmente, no existen únicos criterios para sectorizar los daños de una edificación, y no existen muchos métodos que empleen la curva de capacidad para generar los umbrales de daño. Uno de dichos métodos, es el propuesto por (Lagomarsino & Penna, 2003). Dicho método se basa en el uso de los desplazamientos espectrales correspondientes a la capacidad de cendencia “Dy” y capacidad última “Du”; cuyos valores son presentados en la curva de capacidad bilineal. Y considera un detallado más completo de la capacidad estructural, endurecimiento que presenta la curva y ductilidad (Marte, 2014).

Los umbrales de daño que se usan son: i) daño leve “Sd1”, alcanzado antes del 70% del punto cedente, ii) daño moderado “Sd2”, ubicado antes del punto cedente, iii) daño severo “Sd3”, pasa del punto cedente hasta cierto límite, iv) daño completo “Sd4”, rango con daños inevitables, sin colapso, tiene como límite la capacidad última de la curva (Marte, 2014).

Tabla 2.7

*Umbrales de daño propuestos por (Lagomarsino y Penna, 2003)*

<b>Estado de daño*</b>	<b>Intervalo de Sd</b>
Sin daño (1-A)	$Sd1 \leq 0.70Dy$
Leve (1-B)	$0.70Dy < Sd2 \leq Dy$
Moderado (3-C)	$Dy < Sd3 \leq Dy+0.25(Du-Dy)$
Severo (5-D)	$Dy+0.25(Du-Dy) < Sd4 \leq Du$
Colapso	$Sd4 > Du$

\*Los estados de daños (1-A), (1-B), (3-C), (5-D) fueron adaptados a los niveles de daño del ASCE 41-17.

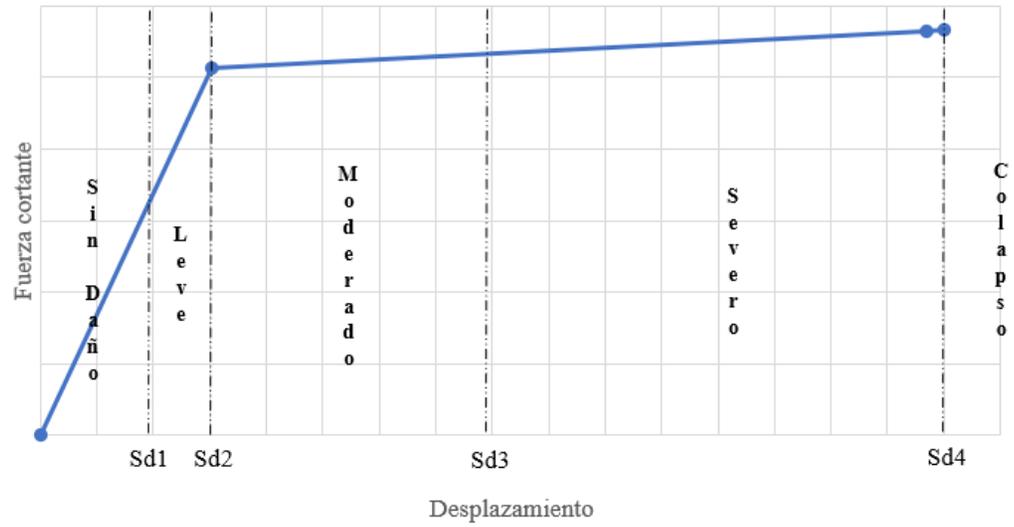


Figura 2.10 Umbrales de daño ubicados en una curva de capacidad bilineal.  
Fuente: Elaboración propia

## Capítulo III

### Metodología

Se realiza un análisis adaptativo estático no lineal (DPA) de una edificación multifamiliar, teniendo en cuenta la irregularidad de la misma; luego, obtendremos los niveles o puntos de desempeño por el método propuesto del ASCE 41-17 (curva bi-lineal y el método del coeficiente de desplazamientos); y finalmente, verificar si los puntos de desempeño cumplen con los establecidos por la norma ASCE 41-17. Los procedimientos son:

1. Modelado de la edificación a través de un análisis modal espectral por el RNE-E030, en el programa Etabs 2016 (ver anexo B).
2. Diseño estructural según el código ACI 318-14, en el programa Etabs 2016 (ver anexo C).
3. Creación de la curva de capacidad estructural por el método DPA en el programa SeismoStruct 2020.
4. Determinación de la curva bilineal en el programa SeismoStruct 2020.
5. Obtención de los puntos de desempeño mediante el método ASCE 41-17 en el programa SeismoStruct 2020 (ver anexo D).
6. Verificación de los puntos de desempeño obtenidos con los propuestos por la norma ASCE 41-17.

### Modelamiento de la edificación

Para el análisis modal espectral de la edificación, se consideró la zona de mayor sismicidad en el Perú (zona 4), suelo intermedio, el tipo de edificación es de uso multifamiliar (factor  $U=1$ , edificaciones comunes) con 9 niveles de piso (altura total=28.50m), según el RNE-E030. Los pórticos especiales resistentes a momento, muros estructurales y losas en dos direcciones fueron

diseñados para una categoría de diseño sísmico “D” según el código ACI 318-14; en el programa Etabs 2016.

Tabla 3.1

*Resumen de cargas distribuidas en la edificación*

	<b>Etabs 2016</b>	<b>SeismoStruct 2020</b>
1°-8° piso	kg/cm2	kN/m2
CV	0.025	3.14
SCM	0.032	2.45
9° piso		
CVt	0.01	0.99
SCM	0.012	1.18

Nota: la sobrecarga muerta (SCM) contiene el peso de la losa, sus acabados y tabiquería.

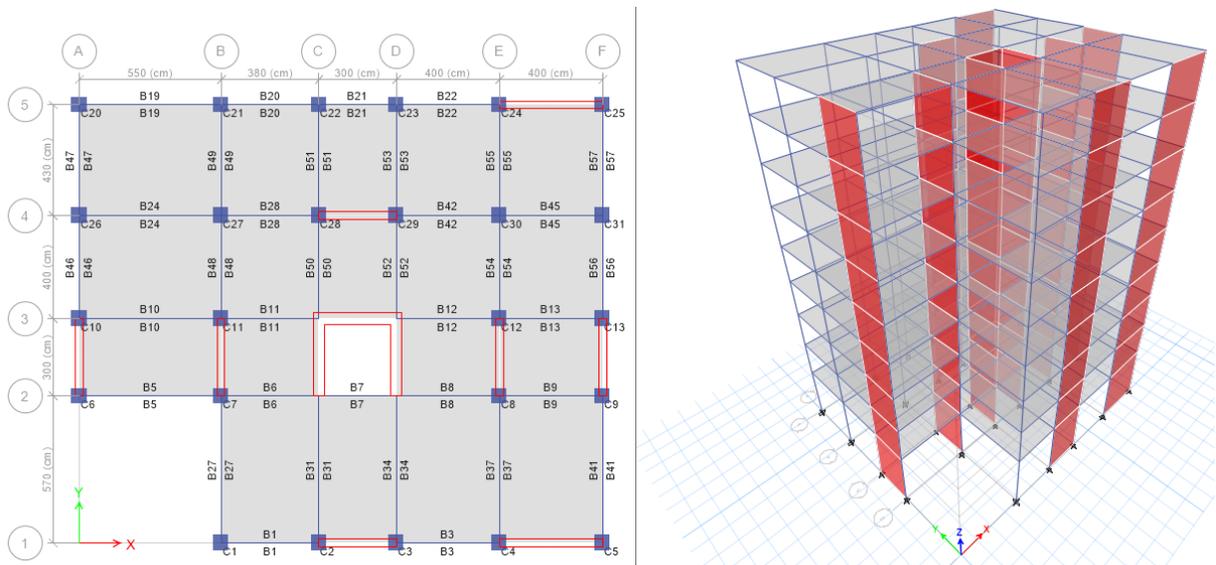


Figura 3.1 Modelo de la edificación multifamiliar, vista en planta y 3D.

**Longitudes globales**

En dirección “X” del eje 1 (vista en planta)

- De eje B-C, vigas de sección 45x60cm y longitud de 3.48m.
- De eje C-D, muro estructural sección “I”, espesor 30cm y longitud de 3.00m.

- De eje D-E, vigas de sección 45x60cm (1°-2°, 6°-9° piso) y vigas de sección 45x70 (3°,4° y 5° piso) con longitud de 4.00m.

- De eje E-F, muro estructural sección "I", espesor 30cm y longitud de 4.00m.

En dirección "X" del eje 2 (vista en planta)

- De eje A-B, vigas de sección 45x60cm y longitud de 5.50m.
- De eje B-C, vigas de sección 45x60cm y longitud de 3.80m.
- De eje C-D, vigas de sección 35x50cm y longitud de 3.00m.
- De eje D-E, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.00m.
- De eje E-F, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.00m.

En dirección "X" del eje 3 (vista en planta)

- De eje A-B, vigas de sección 45x60cm y longitud de 5.50m.
- De eje B-C, vigas de sección 45x60cm y longitud de 3.80m.
- De eje C-D, muro estructural sección "C", espesor 45cm y longitud de 3.00m.
- De eje D-E, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.00m.
- De eje E-F, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.00m.

En dirección "X" del eje 4 (vista en planta)

- De eje A-B, vigas de sección 45x60cm y longitud de 5.50m.
- De eje B-C, vigas de sección 45x60cm y longitud de 3.80m.
- De eje C-D, muro estructural sección "I", espesor 30cm y longitud de 3.00m.
- De eje D-E, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.00m.
- De eje E-F, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.00m.

En dirección "X" del eje 5 (vista en planta)

- De eje A-B, vigas de sección 45x60cm y longitud de 5.50m.

- De eje B-C, vigas de sección 45x60cm y longitud de 3.80m.
- De eje C-D, vigas de sección 45x60cm y longitud de 3.00m.
- De eje D-E, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.00m.
- De eje E-F, muro estructural sección “I”, espesor 30cm y longitud de 4.00m.

En dirección “Y” del eje A (vista en planta)

- De eje 2-3, muro estructural sección “I”, espesor 30cm y longitud de 3.00m.
- De eje 3-4, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.00m.
- De eje 4-5, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.30m.

En dirección “Y” del eje B y E (vista en planta)

- De eje 1-2, vigas sección 45x60cm y longitud de 5.70m.
- De eje 2-3, muro estructural sección “I”, espesor 30cm y longitud de 3.00m.
- De eje 3-4, vigas de sección 45x60cm (1°-2° y 6°-7° piso) y vigas de sección 45x70 (3°,4° y 5° piso) con longitud de 4.00m.
- De eje 4-5, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.30m.

En dirección “Y” del eje C y D (vista en planta)

- De eje 1-2, vigas sección 45x60cm y longitud de 5.70m.
- De eje 2-3, muro estructural sección “C”, espesor 45cm y longitud de 3.00m.
- De eje 3-4, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.00m.
- De eje 4-5, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.30m.

En dirección “Y” del eje F (vista en planta)

- De eje 1-2, vigas sección 45x60cm y longitud de 5.70m.
- De eje 2-3, muro estructural sección “I”, espesor 30cm y longitud de 3.00m.

- De eje 3-4, vigas de sección 45x70cm (solo 4° piso) y vigas de sección 45x60cm con longitud de 4.00m.
- De eje 4-5, vigas de sección 45x60cm y longitud de 4.30m.

Las columnas son de sección 60x60cm para todos los niveles de piso; tienen una altura de 4.50m en todo el primer nivel y 3.50m en el resto del nivel de piso.

La losa bidireccional tiene un espesor de 15cm.

### Dimensión y Armado de elementos estructurales

#### Columnas

Las dimensiones de 60x60cm y recubrimiento de 4cm fueron inicialmente propuestos por un pre-dimensionamiento de cargas de gravedad sin mayoración (carga viva + carga muerta), cuyos datos principales se mencionan en la siguiente tabla.

Tabla 3.2

*Datos iniciales a considerar en el pre-dimensionado y análisis*

Datos iniciales			
Carga viva (CV)		0.025	kg/cm <sup>2</sup>
(CV) para último piso		0.01	kg/cm <sup>2</sup>
Columna	0.60 x	0.60	m
		0.36	m <sup>2</sup>
Viga principal	0.45 x	0.70	m
		0.32	m <sup>2</sup>
Viga secundaria	0.45 x	0.60	
		0.27	m <sup>2</sup>
Tabiquería		0.01	kg/cm <sup>2</sup>
Acabados		0.012	kg/cm <sup>2</sup>
P.esp.Concreto		2.4x10 <sup>9</sup>	kg/cm <sup>3</sup>
P.específico de arcilla cocida hueca		1.35x10 <sup>9</sup>	kg/cm <sup>3</sup>
Peso de losa		0.036	kg/cm <sup>2</sup>
Columna (1°-9° piso)	0.60 x	0.60	m
		0.36	m <sup>2</sup>
f'c		240	kg/cm <sup>2</sup>
Altura columna 1° piso		4.5	m
Altura columna 2°-9°piso		3	m

La cuantía colocada de aceros longitudinales es de 1.43%, 2.07% y 2.32% y una distribución de aceros transversales  $\phi 3/8'' @ 9\text{cm}$  con 4 ramas,  $\phi 3/8'' @ 9\text{cm}$  con 4 ramas y  $\phi 1/2'' @ 9\text{cm}$  con 3 ramas, respectivamente; todas las ramas están en dirección “x” e “y”. Con dicha dimensión y aceros propuestos se buscó que la relación demanda/capacidad sea  $< 90\%$ . El diseño fue realizado y verificado en el programa Etabs 2016 (ver anexo C).

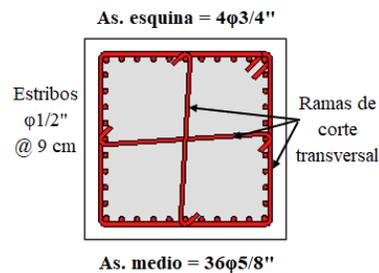


Figura 3.2 Sección transversal de la columna estructural con sus refuerzos longitudinales y transversales.

Tabla 3.3

*Diseño final de columna 60x60cm desde 1°-5° piso*

<b>Configuración estructural de la columna 60x60</b>		
Smáx estribo	9	cm
$\Phi$ estribo 1/2"	1.27	cm <sup>2</sup>
Número de ramas en “X” e “Y”	3	
Doblado estribo	135	grados
b	60	cm
h	60	cm
$\Phi$ barra longitudinal 5/8"	1.979	cm <sup>2</sup>
$\Phi$ barra esquinas 3/4"	2.84	cm <sup>2</sup>
Cuantía de demanda	1.00	%
Cuantía colocada	2.32	%
Recubrimiento	4.00	cm

Tabla 3.4

*Diseño final de columna 60x60cm desde 6°-9° piso*

<b>Configuración estructural de la columna 60x60</b>		
Smáx estribo	9	cm
Φ estribo 3/8"	0.71	cm2
Número de ramas en "X" e "Y"	4	
Doblado estribo	135	grados
b	60	cm
h	60	cm
Φ barra longitudinal 5/8"	1.979	cm2
Φ barra esquinas 3/4"	2.84	cm2
Cuantía de demanda	1.00	%
Cuantía colocada	2.07	%
Recubrimiento	4.00	cm

**Vigas**

Las vigas fueron predimensionadas inicialmente según las cargas de gravedad sin mayorar y su longitud libre, con un recubrimiento de 4cm. En cada vano se cuidó la relación longitud libre/peralte efectivo ( $L_n/d \geq 4$ ) para ser parte de los pórticos especiales resistentes a momentos que señala el capítulo 18 del código ACI 318-14. Asimismo, inicialmente se verificó la resistencia al corte sin tomar en cuenta la resistencia del concreto. El diseño fue realizado y verificado en el programa Etabs 2016 (ver anexo C).

Tabla 3.5

*Diseño final de vigas 35x50cm*

<b>Configuración estructural de la viga 35x50</b>		
Smáx estribo	9	cm
Φ estribo 3/8"	0.71	cm2
Número de ramas	2	
Doblado estribo	135	grados
b	35	cm
h	50	cm
Φ barra longitudinal 5/8"	1.979	cm2
Φ barra esquinas 5/8"	1.979	cm2
Cuantía mínima permitida	0.33	%
Variación de cuantía de demanda*	0.10, 0.29	%

Cuantía colocada	0.49	%
Cuantía máxima permitida	1.23	%
Recubrimiento	4.00	cm

\*Las cuantías 0.10%, 0.29% refieren desde el mínimo hasta el máximo en sus extremos, respectivamente.

Tabla 3.6

*Diseño final de vigas 45x60cm*

<b>Configuración estructural de la viga 45x60</b>		
Smáx estribo	9	cm
Smáx estribo (B48_6,7)	8	cm
$\Phi$ estribo 3/8"	0.71	cm <sup>2</sup>
Número de ramas	3	
Doblado estribo	135	grados
b	45	cm
h	60	cm
$\Phi$ barra longitudinal 5/8"	1.979	cm <sup>2</sup>
$\Phi$ barra esquinas 5/8"	1.979	cm <sup>2</sup>
Cuantía mínima permitida	0.33	%
Variación de cuantía de demanda*	0.15, 0.72	%
Variación-cuantía colocada*	0.39, 0.79	%
Cuantía máxima permitida	1.23	%
Recubrimiento	4.00	cm

\*Las cuantías 0.15%, 0.72% refieren desde el mínimo hasta el máximo en sus extremos, respectivamente.

Tabla 3.7

*Diseño final de vigas 45x70cm*

<b>Configuración estructural de la viga 45x70</b>		
Smáx estribo	8	cm
Smáx estribo (B3_3 y B48_4,5)	6	cm
$\Phi$ estribo 3/8"	0.71	cm <sup>2</sup>
Número de ramas	3	
Doblado estribo	135	grados
b	45	cm
h	70	cm
$\Phi$ barra longitudinal 5/8"	1.979	cm <sup>2</sup>
$\Phi$ barra esquinas 5/8"	1.979	cm <sup>2</sup>
Cuantía mínima permitida	0.33	%
Variación de cuantía de demanda*	0.53, 0.84	%
Variación-cuantía colocada*	0.60, 0.93	%

Cuantía máxima permitida	1.23	%
Recubrimiento	4.00	cm

\*Las cuantías 0.53%, 0.84% refieren desde el mínimo hasta el máximo en sus extremos, respectivamente.

Viga B48-45x70, piso 3:

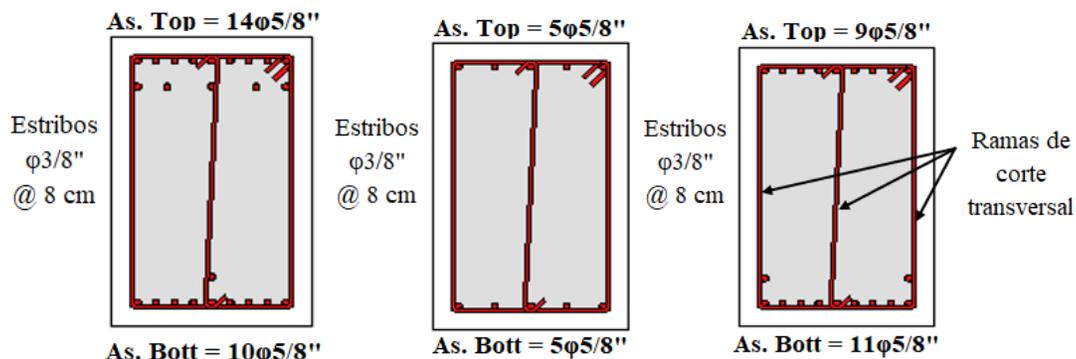


Figura 3.3 Armado de la sección transversal extremo I, medio, extremo J de la viga B48\_3.

Viga B48-45x70, piso 4, 5:

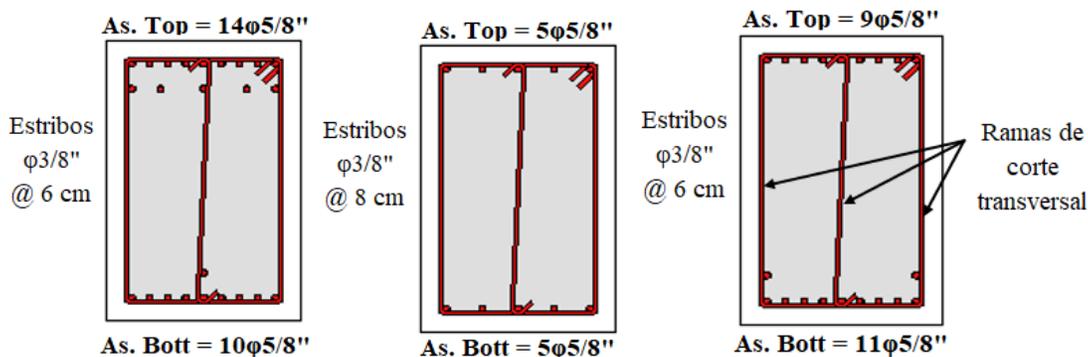


Figura 3.4 Armado de la sección transversal extremo I, medio, extremo J de la viga B48\_4, 5.

Los nudos de encuentros entre viga-columna se verificó la resistencia nominal al corte, siendo cada nudo confinado en sus lados que llega la viga; ya que, el ancho de cada viga cumple con el 75% del ancho de columna que conecta. Asimismo, se verificó el mecanismo columna fuerte-viga débil para garantizar la formación de rótulas plásticas primero en las vigas y luego en columnas (ver anexo C)

### Muros estructurales de corte

Las placas o muros de corte fueron dimensionados con un espesor igual a 30cm, con elementos de borde confinados de 60x60cm (recubrimiento=4cm); y su longitud está de acorde al aporte de rigidez para el control de deriva de la estructura ante cortante sísmica dinámica por efecto de un espectro inelástico ( $R=5.4$ ). La sección transversal se muestra en las siguientes figuras:

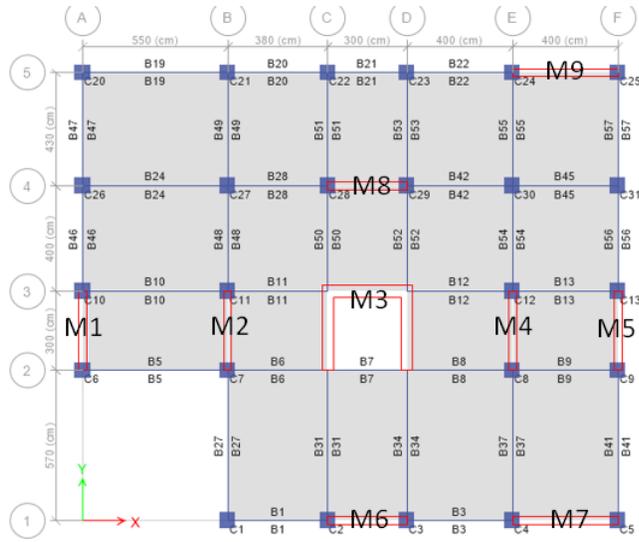


Figura 3.5 Muros estructurales de la edificación.

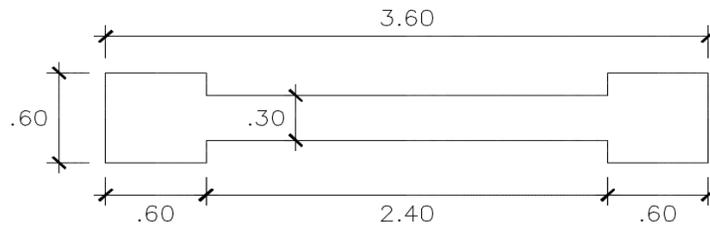


Figura 3.6 Sección transversal de los muros M1, M2, M4, M5, M6, M8.  
Fuente: Elaboración propia

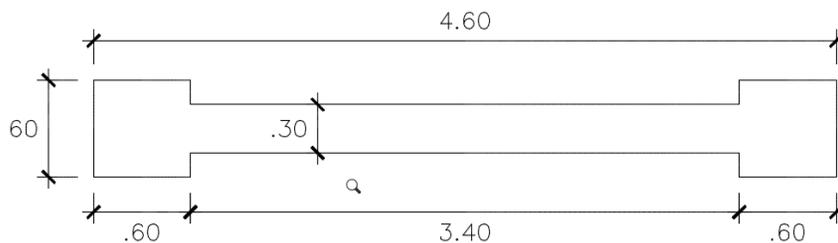


Figura 3.7 Sección transversal de los muros M7, M9.  
Fuente: Elaboración propia

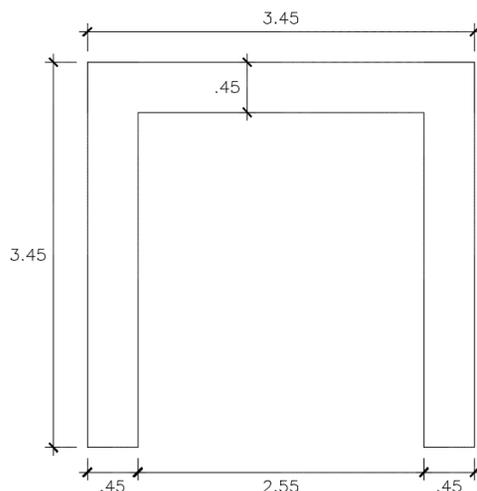


Figura 3.8 Sección transversal del muro M3.  
Fuente: Elaboración propia

Las dimensiones de la caja de ascensor fueron calculadas en base a la capacidad permitida por el RNE-EM070 “Transporte mecánico”.

Los aceros de refuerzo para muros bi-dimensionales (M1, M2, M4, M5, M6, M7, M8, M9) se empleó un “diseño simplificado C & T” con solo 2 curvas de interacción (0° y 180° grados) con 11 puntos por cada curva, ya que considera cargas axiales y momentos flectores; asimismo, para conocer la cortante de demanda “Vu” en el alma de los muros, se empleó el diseño “general reinforcing”. Para muros tri-dimensionales (M3) se empleó un diseño por “general reinforcing” con 24 curvas de interacción en los 360° grados; es decir, 1 curva por cada 15° grados ya que considera cargas axiales, momentos flectores y torsión. El diseño fue realizado y verificado en el programa Etabs 2016 (ver anexo C).

Muro “M1”:

- Cuantía total 2.20% (1º piso) y 1.71% (2º-9º piso)
- Cuantía de borde 2.55% (1º piso) y 1.94% (2º-9º piso)
- Cuantía en el alma 0.26% (1º-9º piso)
- Profundidad de borde 1.30m
- Acero transversal borde  $\phi 1/2'' @7\text{cm}$
- Acero transversal alma  $\phi 1/2'' @7\text{cm}$

Muro “M2”:

- Cuantía total 2.63% (1º piso) y 1.66% (2º-9º piso)
- Cuantía de borde 3.10% (1º piso) y 1.88% (2º-9º piso)
- Cuantía en el alma 0.26% (1º-9º piso)
- Profundidad de borde 1.30m
- Acero transversal borde  $\phi 1/2'' @7\text{cm}$
- Acero transversal alma  $\phi 1/2'' @7\text{cm}$

Muro “M3”:

- Cuantía total 1.24%
- Cuantía en el alma para el lado “Leg 2” 0.31%
- Cuantía en el alma para el lado “Leg 1 y 3” 0.27%
- Profundidad de borde “Leg 1, 2 y 3” 0.85m
- Acero transversal borde del lado “Leg 1, 2 y 3”  $\phi 1/2'' @9\text{cm}$
- Acero transversal alma del lado “Leg 1, 2 y 3”  $\phi 1/2'' @9\text{cm}$

Muro “M4”:

- Cuantía total 2.63% (1º piso) y 1.66% (2º-9º piso)

- Cuantía de borde 3.10% (1º piso) y 1.88% (2º-9º piso)
- Cuantía en el alma 0.26% (1º-9º piso)
- Profundidad de borde 1.30m
- Acero transversal borde  $\phi 1/2'' @ 7\text{cm}$
- Acero transversal alma  $\phi 1/2'' @ 7\text{cm}$

Muro "M5":

- Cuantía total 2.20% (1º piso) y 1.49% (2º-9º piso)
- Cuantía de borde 2.55% (1º piso) y 1.67% (2º-9º piso)
- Cuantía en el alma 0.26% (1º-9º piso)
- Profundidad de borde 1.30m
- Acero transversal borde  $\phi 1/2'' @ 7\text{cm}$
- Acero transversal alma  $\phi 1/2'' @ 7\text{cm}$

Muro "M6":

- Cuantía total 1.49% (1º piso) y 1.49% (2º-9º piso)
- Cuantía de borde 1.67% (1º piso) y 1.67% (2º-9º piso)
- Cuantía en el alma 0.26% (1º-9º piso)
- Profundidad de borde 1.30m
- Acero transversal borde  $\phi 1/2'' @ 7\text{cm}$
- Acero transversal alma  $\phi 1/2'' @ 7\text{cm}$

Muro "M7":

- Cuantía total 1.78% (1º piso) y 1.37% (2º-9º piso)
- Cuantía de borde 2.31% (1º piso) y 1.78% (2º-9º piso)
- Cuantía en el alma 0.26% (1º-9º piso)

- Profundidad de borde 1.40m
- Acero transversal borde  $\phi 1/2'' @ 7\text{cm}$
- Acero transversal alma  $\phi 1/2'' @ 13\text{cm}$  (1° piso)
- Acero transversal alma  $\phi 1/2'' @ 18\text{cm}$  (2°-9° piso)

Muro "M8":

- Cuantía total 1.88% (1° piso) y 1.49% (2°-9° piso)
- Cuantía de borde 2.15% (1° piso) y 1.67% (2°-9° piso)
- Cuantía en el alma 0.29% (1° piso)
- Cuantía en el alma 0.26% (2°-9° piso)
- Profundidad de borde 1.30m
- Acero transversal borde  $\phi 1/2'' @ 7\text{cm}$
- Acero transversal alma  $\phi 1/2'' @ 7\text{cm}$

Muro "M9":

- Cuantía total 2.32% (1° piso) y 1.23% (2°-9° piso)
- Cuantía de borde 3.04% (1° piso) y 1.52% (2°-9° piso)
- Cuantía en el alma 0.30% (1° piso)
- Cuantía en el alma 0.26% (2°-9° piso)
- Profundidad de borde 1.40m
- Acero transversal borde  $\phi 1/2'' @ 7\text{cm}$
- Acero transversal alma  $\phi 1/2'' @ 11\text{cm}$  (1° piso)
- Acero transversal alma  $\phi 1/2'' @ 13\text{cm}$  (2°-9° piso)

Tabla 3.8

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M1-piso 1"*

Muro "M1"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.3	2.55%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.3	2.55%	2.20%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1	0.26%		φ1/2"@7cm	2	-

Tabla 3.9

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M1-piso 2 a 9"*

Muro "M1"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.3	1.94%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.3	1.94%	1.71%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1	0.26%		φ1/2"@7cm	2	-

Tabla 3.10

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M2-piso 1"*

Muro "M2"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.3	3.10%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.3	3.10%	2.63%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1	0.26%		φ1/2"@7cm	2	-

Tabla 3.11

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M2-piso 2 a 9"*

Muro "M2"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.3	1.88%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.3	1.88%	1.66%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1	0.26%		φ1/2"@7cm	2	-

Tabla 3.12

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M3-piso 1-9"*

Muro "M3"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Leg 1 y 3	0.45	3	1.23%				
Borde 1	0.45	0.85			φ1/2"@9cm	3	4
Borde 2	0.45	0.85			φ1/2"@9cm	3	4
Alma	0.45	1.15	0.27%	1.24%	φ1/2"@9cm	2	-
Leg 2	0.45	3	1.26%				
Borde 1	0.45	0.85			φ1/2"@9cm	3	4
Borde 2	0.45	0.85			φ1/2"@9cm	3	4
Alma	0.45	1.15	0.31%		φ1/2"@9cm	2	-

Tabla 3.13

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M4-piso 1"*

Muro "M4"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.3	3.10%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.3	3.10%	2.63%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1	0.26%		φ1/2"@7cm	2	-

Tabla 3.14

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M4-piso 2 a 9"*

Muro "M4"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.3	1.88%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.3	1.88%	1.66%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1	0.26%		φ1/2"@7cm	2	-

Tabla 3.15

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M5-piso 1"*

Muro "M5"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.3	2.55%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.3	2.55%	2.20%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1	0.26%		φ1/2"@7cm	2	-

Tabla 3.16

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M5-piso 2 a 9"*

Muro "M5"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.3	1.67%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.3	1.67%	1.49%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1	0.26%		φ1/2"@7cm	2	-

Tabla 3.17

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M6-piso 1 a 9"*

Muro "M6"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.3	1.67%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.3	1.67%	1.49%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1	0.26%		φ1/2"@7cm	2	-

Tabla 3.18

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M7-piso 1"*

Muro "M7"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.4	2.31%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.4	2.31%	1.78%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1.2	0.26%		φ1/2"@13cm	2	-

Tabla 3.19

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M7-piso 2 a 9"*

Muro "M7"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.4	1.78%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.4	1.78%	1.37%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1.2	0.26%		φ1/2"@18cm	2	-

Tabla 3.20

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M8-piso 1"*

Muro "M8"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.3	2.15%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.3	2.15%	1.88%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1	0.29%		φ1/2"@7cm	2	-

Tabla 3.21

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M8-piso 2 a 9"*

Muro "M8"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.3	1.67%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.3	1.67%	1.49%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1	0.26%		φ1/2"@7cm	2	-

Tabla 3.22

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M9-piso 1"*

Muro "M9"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.4	3.04%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.4	3.04%	2.32%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1.2	0.30%		φ1/2"@11cm	2	-

Tabla 3.23

Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M9-piso 2 a 9"

Muro "M9"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.4	1.52%		$\phi 1/2''@7\text{cm}$	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.4	1.52%	1.23%	$\phi 1/2''@7\text{cm}$	3	7
Alma	0.3	1.2	0.26%		$\phi 1/2''@13\text{cm}$	2	-

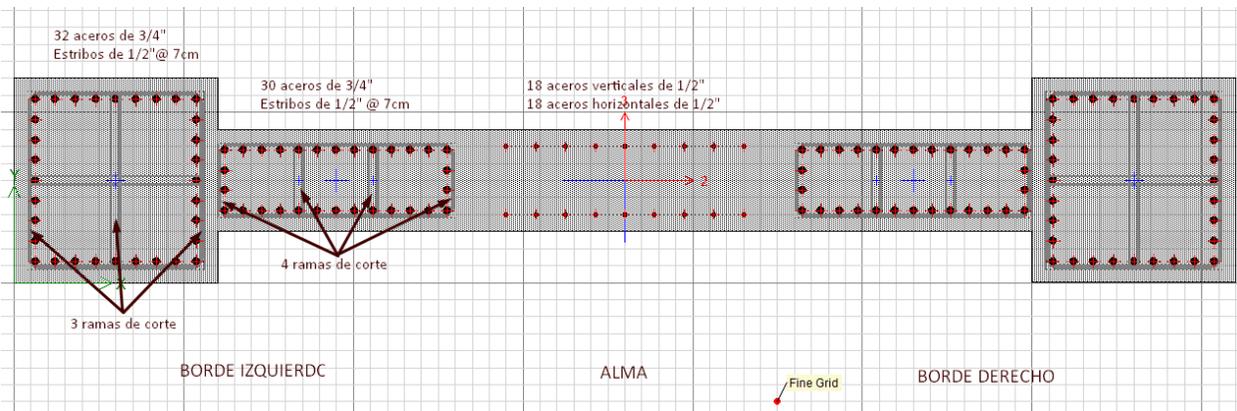


Figura 3.9 Detalles de la sección transversal del muro "M2" con 7 ramas perpendicular al lado mayor del borde confinado.

Fuente: Elaboración propia

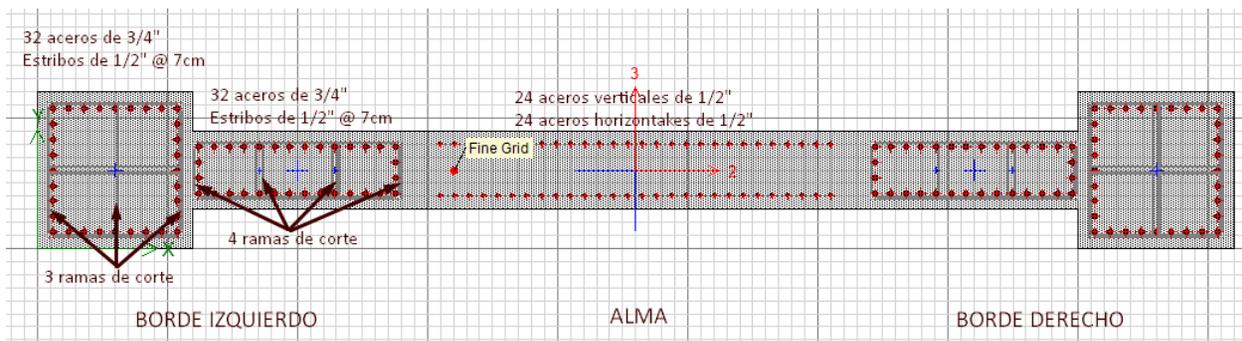


Figura 3.10 Detalles de la sección transversal del muro "M9" con 7 ramas perpendicular al lado mayor del borde confinado.

Fuente: Elaboración propia

## Losas

El tipo de losa maciza bi-direccional cuenta con un espesor de 15cm, el cual controla deflexiones y cortante según el procedimiento del ACI 318-14. El diseño fue realizado por

“Strip” colocados en cada eje y en el medio. Como diseño final tenemos aceros de  $\phi 3/8'' @ 10\text{cm}$  tanto en la parte superior e inferior de la losa, con un espesor de 2.50cm. (ver anexo C).

Tabla 3.24

*Resumen de acero colocado en dos direcciones para losa maciza*

Refuerzo uniforme colocado		Dirección
Superior	$\phi 3/8'' @ 10\text{cm}$	X e Y
Inferior	$\phi 3/8'' @ 10\text{cm}$	X e Y
Espesor de losa	15 cm	
Recubrimiento	2.50 cm	

### Materiales

- Concreto

Para el diseño y análisis se empleó un concreto de  $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_t=2\sqrt{f'c}$ ,  $E=15100\sqrt{f'c}$  y  $\gamma_c=2.4 \times 10^9 \text{ kg/cm}^3$  para cada elemento estructural mencionado arriba. Se usó el modelo esfuerzo-deformación no lineal de Mander (ver figura 3.11).

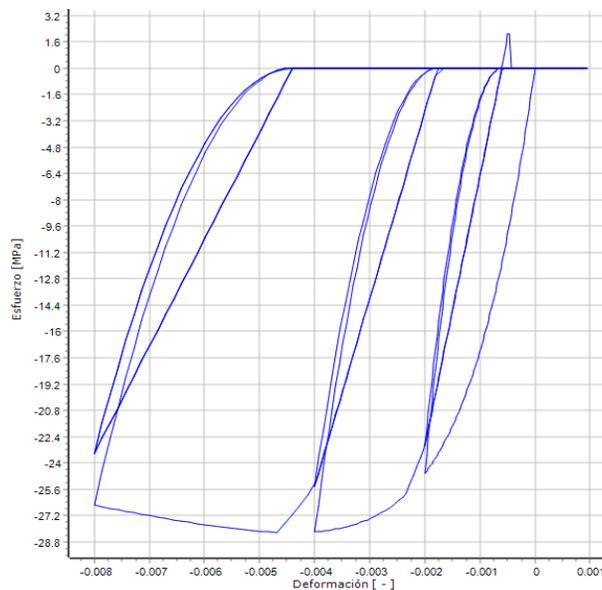


Figura 3.11 Curva de esfuerzo-deformación del concreto confinado para un  $f'c=240 \text{ kg/cm}^2$ , modelo Mander.

- Acero

Para el diseño y análisis se empleó un acero de  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f_u=6300 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\epsilon_y=0.0021 \text{ mm/mm}$ ,  $\epsilon_u=0.084 \text{ mm/mm}$ , factor de endurecimiento por deformación ( $\mu$ ) = 0.0128,  $E=2000000 \text{ kg/cm}^2$  y  $\gamma_s=7.8 \times 10^9 \text{ kg/cm}^3$ . Se usó el modelo esfuerzo deformación de Menegotto-Pinto, (ver figura 3.12).

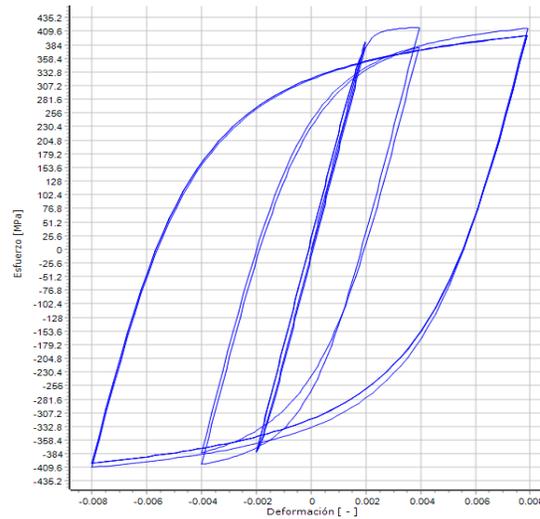


Figura 3.12 Curva de esfuerzo-deformación del acero para un  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ , modelo Menegotto-Pinto.

Tabla 3.25

*Propiedades generales del material para el modelo*

Nombre del material	Tipo	Mód. de elasticidad (E)	P. unitario	$\epsilon_y$	$\epsilon_u$	$\mu^*$	Esfuerzos
		$\text{kg/cm}^2$	$\text{kg/cm}^3$				
$f_y 4200 \text{ kg/cm}^2$	Refuerzo	2000000	$7.8 \times 10^9$	0.0021	0.084	0.0128	$f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$ , $f_u=6300 \text{ kgf/cm}^2$
$f'_c 240 \text{ kg/cm}^2$	Concreto	232379	$2.4 \times 10^9$	0.0035	0.008		$f'_c=240 \text{ kgf/cm}^2$

\*Factor de endurecimiento que refiere a la capacidad última del acero.

## Criterios de desempeño

### Categorización

La estructura se trata de una edificación de uso multifamiliar de 9 pisos; por tal motivo, el RNE-E030 lo clasifica como categoría “C”-edificaciones comunes cuyo factor de uso (U) es 1.

### **Zona sísmica de estudio**

El lugar de estudio propuesto es en la zona 4 (Lima, Perú), ya que es uno de los lugares que se encuentra en el cinturón del fuego, lo que lo hace muy susceptible a daños por sismicidad muy alta. Según el RNE-E030 dicha zona tiene una aceleración 0.45g considerada como “sismo raro” con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años y un periodo de retorno de 475 años, cuyo nivel de desempeño deberá estar en seguridad de vida (clasificada como “3-C” según ASCE 41-17)

### **Tipo de suelo**

Se escogió un tipo de suelo intermedio, clasificado como “S2” según el RNE-E030 y como suelo “D” según el ASCE 41-17.

### **Modelos de formulación para elementos finitos**

El tipo de formulación de elementos finitos escogido fue el basado en fuerzas (“FB” por sus siglas en inglés), que se enfoca a un modelo de inelasticidad distribuida; ya que no restringe el desarrollo de las formaciones de rótulas plásticas o deformaciones inelásticas en toda la longitud de elemento. Asimismo, para el modelo se escogió un esquema de integración numérica por Gauss-Lobatto, y más de 100 fibras por sección.

**-Vigas-Columnas**, para el modelado de estos elementos se consideró más de 100 fibras por sección, ya que se prevé que los elementos alcanzarán su respuesta de endurecimiento y así proporcionar un resultado fiable a nivel global y local.

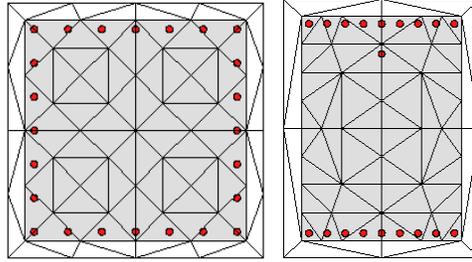


Figura 3.13 Discretización de las secciones a integrar en cada elemento (viga-columna).

- **Muros**, para el modelamiento de este elemento con bordes confinados, se prevé cierto comportamiento inelástico, ya que su principal función es dar rigidez a la estructura. De modo que, se integran solo dos secciones extremas con más de 300 fibras por sección controlando la precisión de la longitud de las rótulas plásticas.

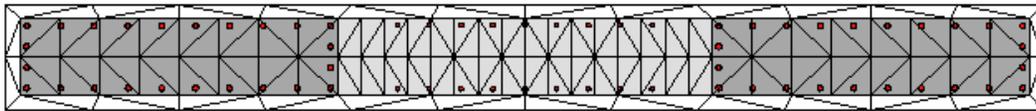


Figura 3.14 Discretización de las secciones a integrar de los muros estructurales de corte.

## Modelos numéricos para muros estructurales

### Modelo “Stick”

Estos son los muros M1, M2, M4, M5, M6, M7, M8, M9.

### Modelo “Columna-ancha” (WCMs)

Para el modelado de muros estructurales de corte tri-dimensionales o de secciones compuestas en “C” (estos son M3), se escogió el modelo tipo “columna-ancha” por precisión en los resultados de la distribución de la fuerza de corte y rigidez en cada elemento individual.

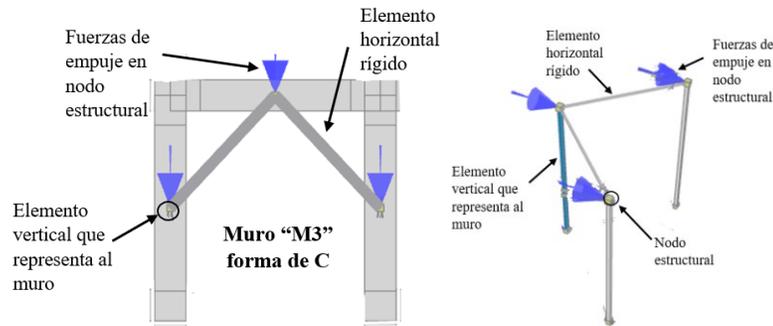


Figura 3.15 a) Sección transversal del muro “M3” representado por elementos verticales y horizontales, b) Modelo idealizado del muro “M3”.

### Escalamiento de sismos para la evaluación por desempeño

Para evaluar una edificación del tipo “C” (según RNE-E030) o de categoría de riesgo tipo “I y II” (según ASCE 41-17), se escogió la combinación de desempeño llamado “Límites mejorados” (ver tabla 2.5) cuyos límites son operacional (1-A), seguridad de vida (3-C) y prevención del colapso (5-D), refiriendo cada una de ellos a niveles sísmicos frecuente (50%/50años), raro (10%/50años) y muy raro (2%/50años) respectivamente con 5% de amortiguamiento. Cabe señalar que el sismo de 20%/50años fue escalado como el sismo de 10%/50años.

Tabla 3.26

*Escala de los niveles de peligro sísmico para los límites de desempeño propuestos por el ASCE 41-17*

Sismo	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno (años)	Factor "k"	Factor de escala
Frecuente	50%	72	0.35	0.52
Raro	10%	475	0.35	1.00
Muy raro	5%	975	0.35	1.30

De la tabla 3.26 tenemos que el sismo raro para **20%** será escalado con el valor de 1 (ver figura 3.29), por tanto, será representado por el sismo con probabilidad de excedencia del **10%**; ya que, se trata de evaluar a la edificación con el sismo que propone la norma E030 para dicha zona 4, Lima Perú.

## Metodología en el programa de análisis estructural SesimoStruct 2020

### Análisis adaptativo estático no lineal basado en desplazamiento - DPA

A continuación, presentamos los pasos a desarrollar un análisis DPA:

- 1) Establecer los materiales para el acero de refuerzo ( $f_y$  4200kg/cm<sup>2</sup>) y el concreto ( $f'_c$  240kg/cm<sup>2</sup>), teniendo en cuenta el modelo del material para cada uno (modelo Menegotto-Pinto para aceros y modelo Mander para el concreto). Asimismo, establecer las secciones de las columnas, muros, vigas, con sus respectivos aceros de refuerzos longitudinales y transversales.

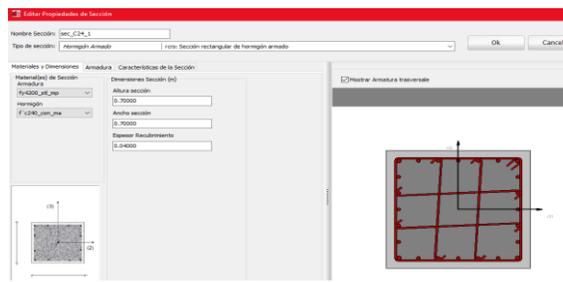


Figura 3.16 Dimensionamiento la sección columna de concreto armado.



Figura 3.17 Armado longitudinal y transversal de la sección columna de concreto armado.

- 2) Determinar la clase de elemento “Basado en fuerzas-FB en términos de rótulas plásticas” para el modelamiento de las columnas, vigas y muros, con sus parámetros de inelasticidad distribuidas que requiere dicha formulación “FB”.

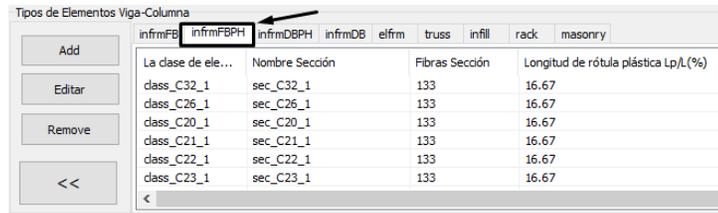


Figura 3.18 Ubicación de los elementos estructurales en la formulación “FBPH” (columnas, vigas y muros).

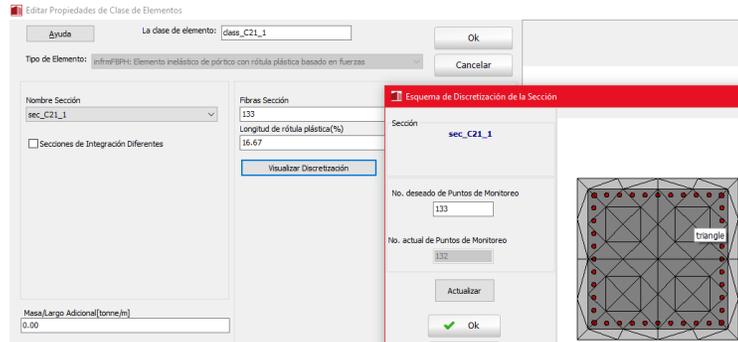


Figura 3.19 Discretización de las secciones a integrar en sección columna.

- 3) Crear nodos estructurales que conecten cada elemento, y así formar el sistema. Cabe resaltar que en este paso podemos crear el nodo de control que será ubicado en el centro de gravedad del último piso. Se establecen los brazos rígidos para columnas 0%, ya que al trabajar con su longitud total sin acortamiento se efectuará mejor su deformación al estar en un análisis DPA por desempeño, lo cual nos importa saber de las columnas en el rango inelástico de la edificación con no linealidades geométricas; y para vigas del 100% para que éstas tengan mayor sollicitación al acortar su longitud, y así tener un mayor cuidado en que se efectúe una falla dominada por flexión cumpliéndose el criterio de columna fuerte-viga débil del capítulo 18 del código ACI 318-14.

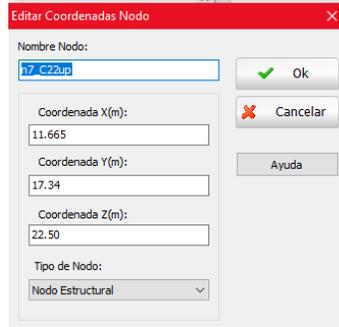


Figura 3.20 Creación de nodos estructurales con coordenadas de ubicación en el plano 3D.

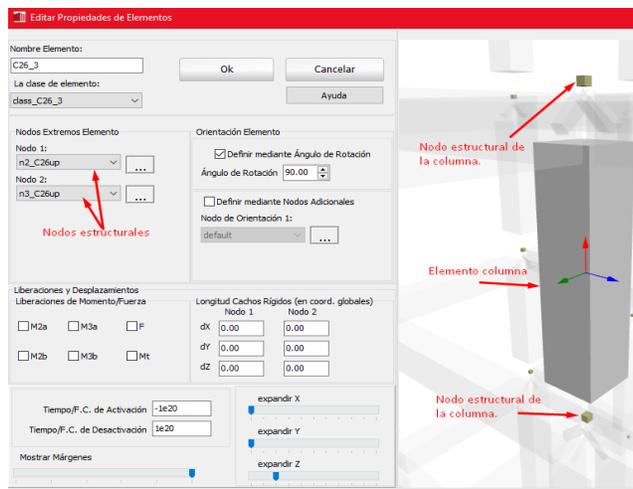


Figura 3.21 Configuración de la conexión de los elementos creados con sus respectivos nodos estructurales.

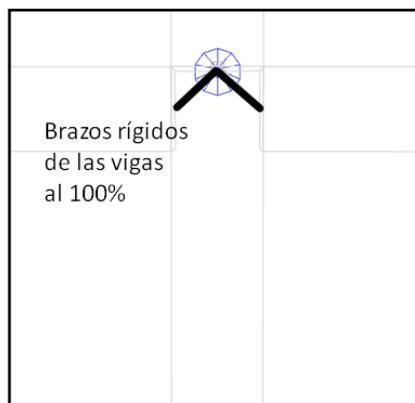


Figura 3.22 Visualización de los brazos rígidos de las vigas conectadas a un nodo estructural; se observa que la columna posee un 0% de brazo rígido.

- 4) Crear los vínculos rígidos que conectarán a los elementos estructurales y formar la sección de muro tri-dimensional (muro M3); asimismo, conectan para formar la sección bi-dimensional (muros M1, M2, M4, M5, M6, M7, M8, M9) entre columna (elemento de borde) y muro. En este punto no se considera el diafragma rígido, ya que el tipo de análisis DPA debe controlar el comportamiento de cada nodo, por tanto, las fuerzas son empleadas en cada nodo estructural y no en el diafragma. Asimismo, se crean las restricciones en la base de la edificación para los desplazamientos y rotaciones.



Figura 3.23 Elementos horizontales rígidos o links rígidos que conectan elementos verticales para conformar una sección de muro en “C” o “I”.

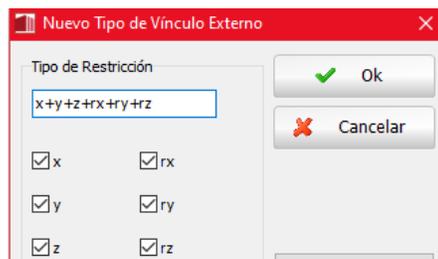


Figura 3.24 Restricciones en la base como empotrada, sin desplazamientos y rotaciones.

- 5) Establecemos las cargas nominales “Po” en cada nodo estructural (no en el nodo de control) según la dirección de análisis “x”, “y”, “- x”, “- y”, cuyo valor está referenciado a 0.20 ya que el factor de carga del análisis deberá estar entre 0 y 1; puesto que, será un análisis adaptativo estático no lineal basado en desplazamiento con cargas incrementales. Dicha carga incremental será resultado del producto de la carga nominal “Po” y el factor

de carga “ $\lambda$ ”, el cual se actualiza a medida que corre el análisis de manera automática, ya que se considerará una fase de “**control de respuesta**”.

$$P_i = P_o * \lambda_i$$

Donde:

$P_i$ : es la carga incremental actual (m)

$P_o$ : es la carga nominal inicial definida por el usuario (m)

$\lambda_i$ : es el factor o vector de carga actual

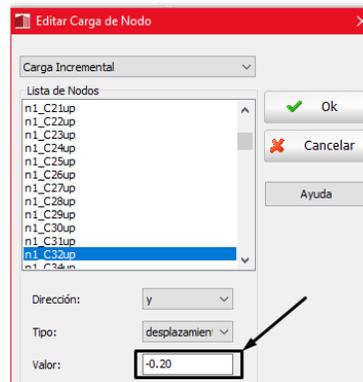


Figura 3.25 Creación de las cargas nominales para cada nodo, basado en desplazamiento.

- 6) Seleccionar la fase de control adaptativo de la respuesta, el cual verificará el desplazamiento máximo de la edificación en el nodo de control. Con este tipo de fase de control es posible tomar en cuenta la respuesta post-pico de la curva de capacidad, las respuestas irregulares de la edificación y finalmente presentar una curva de fuerza-desplazamiento con puntos uniformes. En esta fase consideraremos establecer 100 puntos de incremento en todo el análisis para cada dirección en el nodo de control, con un límite de desplazamiento objetivo menor al 1.20% de la altura total de la edificación 28.50m. Es decir, deberá ser menor a 0.34m; puesto que, se trata de una edificación rígida (frecuencia natural  $> 1$ ) con grandes muros estructurales.

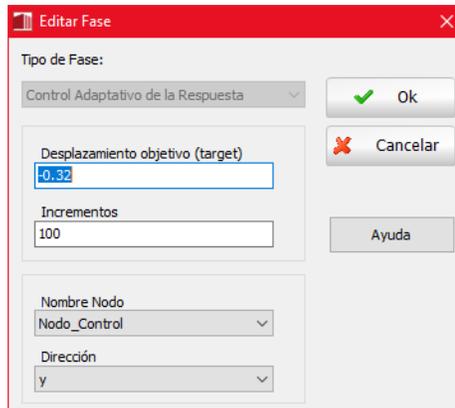


Figura 3.26 Creación de la fase de control, con el cual el factor de carga “λ” será actualizado.

- 7) Seleccionar los niveles de desempeño propuestos por el ASCE 41-17 para los sismos frecuente (10%/50años), raro (10%/50años) y muy raro (5%/50años).

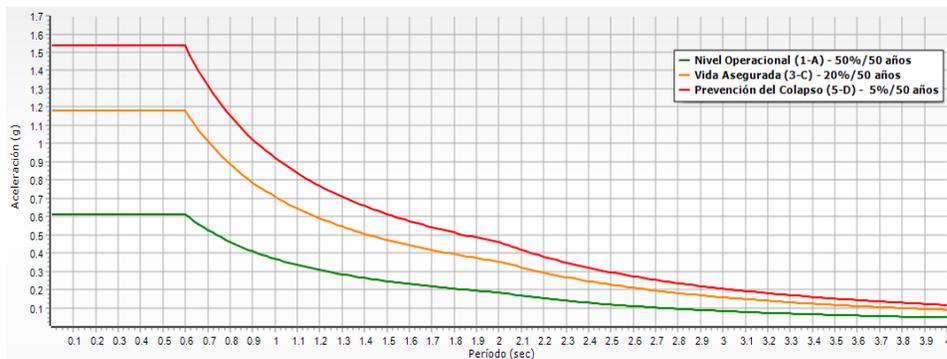


Figura 3.27 Espectro sísmico elástico de demanda ( $S_a$  vs  $T$ ) para cada nivel de desempeño propuestos por el ASCE 41-17.



Figura 3.28 Selección de los niveles de desempeño para una edificación común (tipo “C”) de categoría de riesgo “I y II” según el ASCE 41-17.

Cabe recordar que en la figura 3.27 se muestra el valor de 20%/50 años para el sismo raro; sin embargo, dicho sismo es tomado con una escala = 1.00 para representarlo con el 10%/50 años tal como se explicó párrafos anteriores (ver tabla 3.26 y figura 3.29).

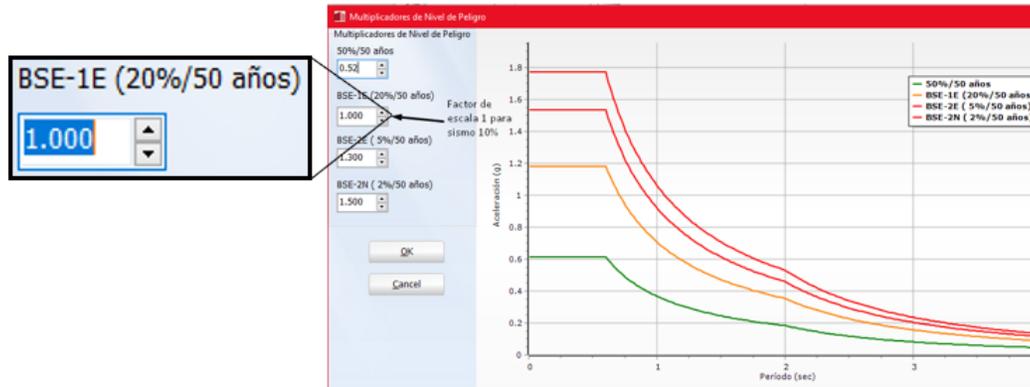


Figura 3.29 Modificación de los factores de escala para sismo frecuente 0.52, sismo raro 1.00 y sismo muy raro 1.30.

8) Determinar el tipo de vector de escala normalizado basado en desplazamiento para representar la distribución de los desplazamientos modales “ $D_{ij}$ ” (i-ésimo piso para el j-ésimo modo), en cada incremento de análisis. De modo que, se debe tener en cuenta la regla de combinación modal CQC para obtener una sola distribución de desplazamientos ante varios modos de vibrar (ver figura 3.37).

Asimismo, se define el espectro de amplificación de desplazamiento basado en el espectro de respuesta del RNE-E030 para una zona sísmica 4. Este espectro se usará para determinar el desplazamiento espectral “ $S_{dj}$ ” en cada periodo “ $T_j$ ” (j-ésimo modo).

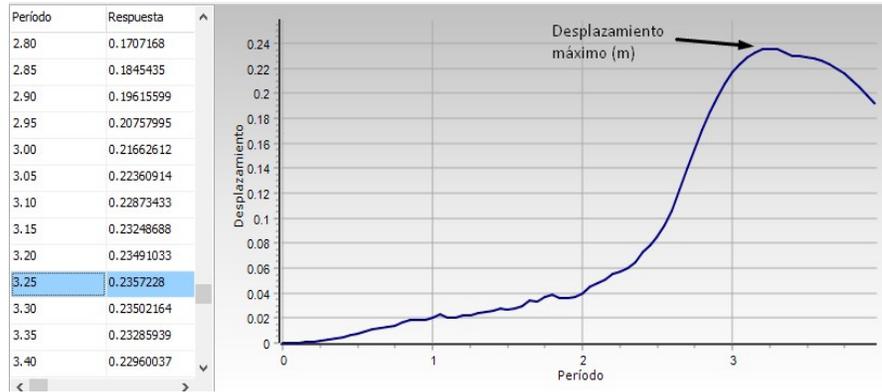


Figura 3.30 Espectro de respuesta elástico de Desplazamiento (m) vs Período (s), para una zona 4 (Sa=0.45g).

En la configuración del análisis de “Eigenvalue” se consideran la participación de varios modos de vibración >10 ya que se trata de una edificación irregular para que se puedan alcanzar el 90% de la masa participativa en cada dirección, con un algoritmo más adecuado de resolución “Lanczos” (ver figura 3.31).

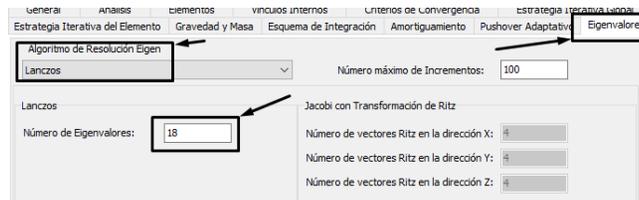


Figura 3.31 Configuración de los parámetros para el ítem “Eigenvalue”.

La forma del vector de escala normalizado se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$D_{ij} = \Gamma_j * \phi_{ij} * S_{dj}(\xi_j, T_j)$$

Donde:

S<sub>dj</sub>: corresponde al desplazamiento espectral para j-ésimo modo en el periodo “T<sub>j</sub>” para el modo “j” y la razón de amortiguamiento “ξ<sub>j</sub>”

D<sub>ij</sub>: es el desplazamiento modal en el piso “i” relacionado al j-ésimo modo

φ<sub>ij</sub>: es la forma modal normalizado de masa para el i-ésimo piso y el j-ésimo modo

Γ<sub>ij</sub>: factor de participación modal en el j-ésimo modo.

El tipo de **actualización incremental** es usado para la actualización del vector de carga “Pi”; ya que, debido a la modificación gradual de los perfiles provee precisión para estimar las características de respuesta dinámica de la estructura analizada. No presenta problemas de estabilidad numérica.

$$P_i = P_{i-1} + \lambda_i * D_i * P_o$$

Donde:

Pi: vector de carga incremental actual

Pi-1: vector de carga del incremento anterior

$\lambda_i$ : factor de carga actual

Di: vector de escala modal actual

Po: vector de carga nominal inicial definida por el usuario

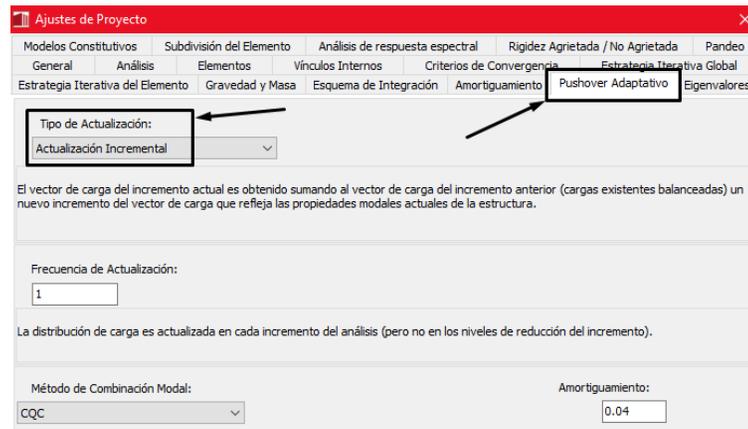


Figura 3.32 Configuración de los parámetros para el ítem “Pushover Adaptativo”.

En este punto se procede a establecer el criterio de convergencia del modelo, siendo el objetivo primario del análisis llegar a una solución estructural final con buena precisión; por tanto, el tipo de criterio de control de la convergencia será basado en “Desplazamiento/Rotaciones” con valores límites de 0.0001(m)/0.0001(radianes); es decir, la

convergencia se alcanza cuando ambos criterios se verifican. Cabe señalar que dichos criterios de convergencia no son utilizados en el análisis “Eigvalue”.

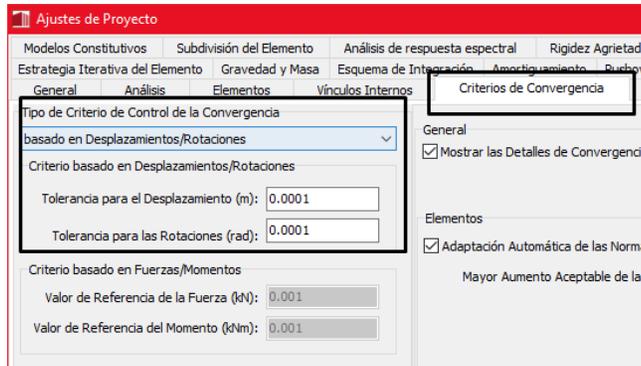


Figura 3.33 Configuración de los parámetros para el ítem “Criterios de convergencia”.

Asimismo, se toman en cuenta los valores de convergencia global del análisis, siendo el máximo número de iteraciones 40, número de actualizaciones de la rigidez 35, iteración de divergencias 32. Dichos valores son importantes para definir la precisión y eficiencia del modelo; es decir, si el número de iteración en todos los pasos de análisis es menor que el 20% de la máxima iteración definida, se considera un modelo eficiente otorgando respuestas fiables.

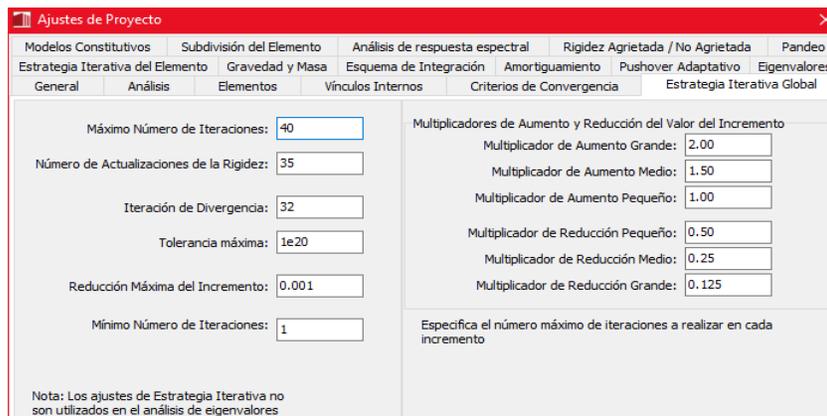


Figura 3.34 Configuración de los parámetros para el ítem “Estrategia Iterativa Global”.

9) Finalmente, corremos el modelo y en tiempo real podemos ir viendo las iteraciones en cada incremento del análisis, así como la formación de la curva de capacidad de la

estructura (ver figura 3.35) y los elementos que alcanzan el inicio de fluencia del acero. Al término del análisis observaremos en el “Post-procesador” la curva de capacidad final con su curva bilineal superpuesta con sus respectivos niveles de desempeños propuestos por el ASCE 41-17 (ver figura 3.36). Asimismo, podemos verificar los modos de vibración en cada paso de análisis y chequear que se cumplan el 90% de la masa participativa en cada dirección (ver figura 3.37).

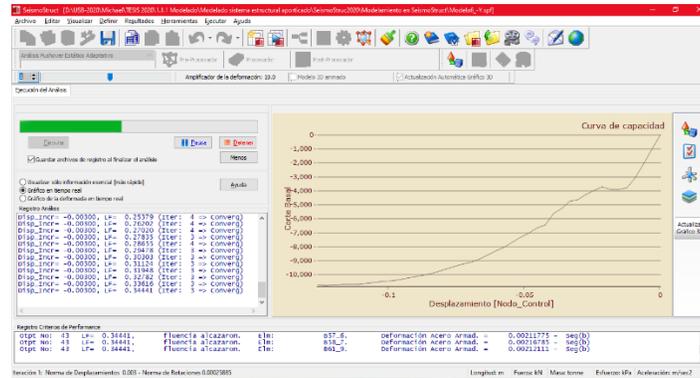


Figura 3.35 Ventana del “Procesador” mostrando el análisis en tiempo real, junto a las iteraciones alcanzadas en cada incremento y la curva de capacidad de la estructura.

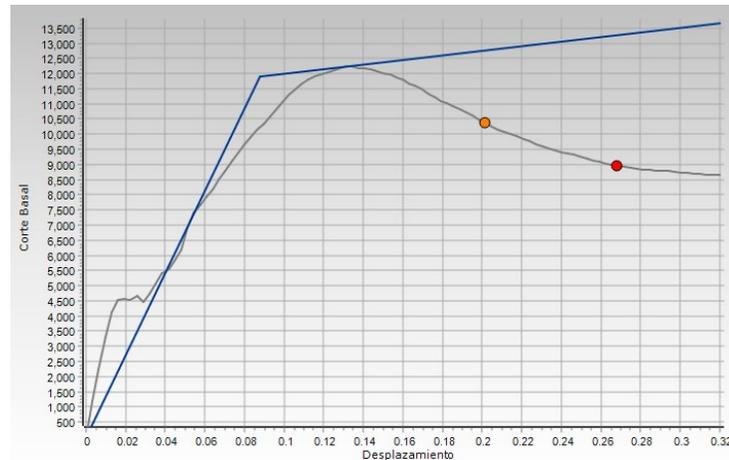


Figura 3.36 Curva de capacidad para una sola dirección de análisis con su respectiva curva bilineal (error 0.12%) y puntos de desempeño basados en la norma ASCE 41-17.

Modo	Periodo	[ Masa Acumulativa ]	
		[ Ux ]	[ Uy ]
1	0.45957782	0.000120%	75.174412%
2	0.40781795	74.953241%	75.174673%
3	0.35204633	75.750173%	75.175267%
4	0.19306625	76.008237%	75.181480%
5	0.16701393	76.018613%	75.208104%
6	0.15555368	76.025872%	75.209340%
7	0.12589177	76.365489%	89.708730%
8	0.12526011	88.636066%	90.208532%
9	0.10918262	89.495343%	90.297885%
10	0.10582864	89.495476%	90.298111%
11	0.09686527	89.495496%	90.592661%
12	0.09581250	89.755818%	90.593318%
13	0.09154247	89.807276%	90.593581%
14	0.07928644	89.857131%	90.599133%
<b>15</b>	<b>0.07567310</b>	<b>91.586873%</b>	<b>90.599810%</b>
16	0.07239645	91.695240%	90.600327%
17	0.07128388	91.698420%	90.601882%
18	0.07027084	92.035164%	90.645593%

Figura 3.37 Masa participativa > 90% en el paso 1 de análisis, con 15 modos de vibración.

Modo	Periodo	[ Masa Acumulativa ]	
		[ Ux ]	[ Uy ]
1	0.93875711	0.000117%	75.625933%
2	0.53054743	77.378711%	75.628972%
3	0.51089266	78.056395%	75.721771%
4	0.26074185	78.793075%	75.721907%
5	0.23689600	78.900550%	75.725227%
6	0.22385178	79.335680%	75.733033%
7	0.19949445	79.394904%	91.925726%
8	0.18682437	88.457632%	92.197085%
9	0.16075428	89.150690%	92.612269%
10	0.14700714	89.151709%	92.617118%
11	0.13632168	89.153099%	92.977370%
12	0.13037622	89.166066%	92.978433%
<b>13</b>	<b>0.12710688</b>	<b>91.341910%</b>	<b>92.978506%</b>
14	0.10396332	91.355993%	92.989316%
15	0.09772680	92.091329%	92.993529%
16	0.09546964	92.693756%	93.008242%
17	0.09358063	92.826927%	93.035522%
18	0.09032330	92.855698%	97.058360%

Figura 3.38 Masa participativa > 90% en el paso 50 de análisis, con 13 modos de vibración.

Modo	Periodo	[ Masa Acumulativa ]	
		[ Ux ]	[ Uy ]
1	1.25479861	0.049884%	79.066129%
2	0.61554796	0.163786%	79.074594%
3	0.57747331	77.427920%	79.091465%
4	0.32228571	78.034786%	79.180316%
5	0.27914029	78.055009%	79.199255%
6	0.25026852	78.129035%	93.329887%
7	0.24120967	78.782910%	94.694579%
8	0.21144324	83.467390%	95.330087%
9	0.19954574	88.844198%	95.463703%
10	0.17219993	88.849116%	95.512774%
11	0.16929205	88.873320%	95.512935%
12	0.15507685	88.925049%	95.516300%
<b>13</b>	<b>0.14170198</b>	<b>91.435693%</b>	<b>95.516452%</b>
14	0.12406344	91.441449%	95.525445%
15	0.11193821	91.441763%	97.846171%
16	0.10937862	92.086555%	97.886958%
17	0.10531277	92.244434%	97.891708%
18	0.10300873	92.766688%	97.986812%

Figura 3.39 Masa participativa > 90% en el paso 100 de análisis, con 13 modos de vibración.

## Capítulo IV

### Resultados y discusión

En los siguientes resultados se presentan la curva de capacidad más desfavorable para la dirección de análisis “-X” presentando el desplazamiento máximo en el nodo de control (en unidades metro “m”) versus la fuerza cortante (en unidades “kN”). La curva bilineal presenta la rigidez inicial elástica “ $K_i$ ” y rigidez lateral efectiva “ $K_e$ ” a medida que la estructura incursiona en el rango inelástico. De esta manera, podemos conocer la capacidad resistente última estructural “ $D_u$ ”, la ductilidad de resistencia global “ $\mu$ ”, y los niveles de desempeño (1-A, 3-C, 5-D) para los tres niveles de peligro sísmico (frecuente 50%, raro 10% y muy raro 5%); y finalmente verificar si los niveles de desempeño cumplen con los niveles de desempeño propuestos por el ASCE 41-17.

### Análisis adaptativo estático no lineal basado en desplazamiento-DPA

A continuación, se detallan los gráficos de la curva de capacidad y curva bilineal en la dirección de análisis, con un error de área bajo la curva menor al 1.00%; sus respectivos punto de fluencia ( $V_y$ ,  $D_y$ ), capacidad última ( $V_u$ ,  $D_u$ ), rigidez inicial elástica “ $K_i$ ”, rigidez lateral efectiva “ $K_e$ ”, ductilidad de resistencia global “ $\mu$ ”, mecanismo de falla por la formación de rótulas plásticas y los puntos de desempeño para los niveles sísmicos frecuente, raro y muy raro.

### Curva de capacidad para la dirección “-X”

Las cargas incrementales a cada nodo estructural fueron patrones de cargas pseudoestáticas basadas en desplazamiento, con un vector de carga nominal constante de  $P_o=0.20m$ . (Antoniou, S. & Pinho, R., 2004) multiplicado a los factores de carga “ $\lambda_i$ ”, el cual fue actualizado en cada incremento del análisis. Dichos patrones de cargas representaron la forma de los desplazamientos modales, para los cuales se empleó 18 formas del modo de vibrar en cada paso del análisis

(alcanzando más del 90% de masa participativa en el modo 15 para el primer incremento, modo 13 en el incremento del punto de cedencia y modo 15 en el último paso de análisis), que a través de la regla de combinación modal CQC se logró obtener un patrón de carga lateral por cada paso analizado (Chopra & Goel, 2017). En total se usó más de 100 patrones de cargas diferentes con 18 modos de vibrar en cada patrón. El término del análisis ocurrió por el objetivo de desplazamiento 0.26m., y no por falla numérica o degradación total de la capacidad estructural. La deriva de control del desplazamiento objetivo fue de 0.91%, el cual es menor al máximo permitido 1.20%, ya que se trató de una estructura rígida (con frecuencia natural  $> 1$ , según el análisis modal) y de grandes muros.

Finalmente, se obtiene la curva de capacidad bilineal con un error mínimo de 0.03% respecto del área bajo la curva de capacidad real; mostrando una rigidez elástica inicial  $K_i=554\ 665.39$  kN/m, rigidez lateral efectiva  $K_e=171\ 147.66$  kN/m, un desplazamiento cedente  $D_y=0.0626$ m, una cortante cedente  $V_y=10\ 722.17$  kN y cortante última de  $V_u=11\ 363.2$  kN; de este modo, se obtiene la ductilidad de resistencia global  $\mu=Du/Dy=4.15$ .

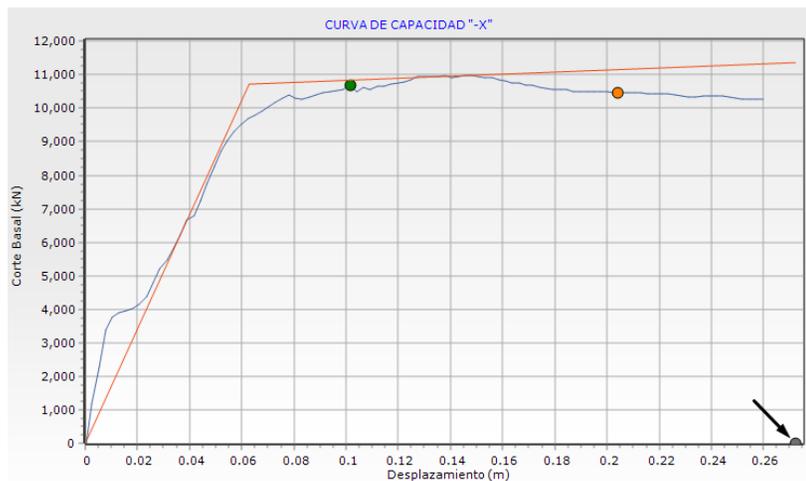


Figura 4.1. Curva de capacidad y curva bilineal para la dirección “-X” y los puntos de desempeño (1-A), (3-C) y (5-D).

En la figura 4.1 se presentan los desplazamientos de los puntos de desempeño (1-A)=0.101m, (3-C)=0.204m, (5-D)=0.272m; los cuales tienen una ductilidad de demanda 1.62, 3.26, 4.35 respectivamente. En la siguiente tabla se muestran la ductilidad remanente de cada punto de desempeño.

Tabla 4.1

*Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico*

Nivel sísmico	Ductilidad de demanda ( $\mu_d$ )	Ductilidad resistente ( $\mu_r$ )	Ductilidad remanente ( $\mu_r$ )
Frecuente (1-A)	1.62	4.15	-2.53
Raro (3-C)	3.26	4.15	-0.89
Muy raro (5-D)	4.35	4.15	0.20

Nota: La ductilidad remanente es el resultado de la ductilidad de demanda menos la ductilidad resistente global; siendo negativo (-) los valores de sobra para resistir posibles sismos más fuertes, y los positivos (+) los valores que ya sobrepasaron la capacidad de resistencia estructural.

De la tabla 4.1, podemos clasificar la ductilidad de demanda como baja, moderada y alta para los puntos de desempeño 1-A, 3-C y 5-D respectivamente, según la tabla 10-6 de la norma ASCE 41-17.

Asimismo, se observa que el punto de desempeño 5-D está fuera del límite de la capacidad resistente estructural, por lo que la estructura sufre colapso en dicho nivel de desempeño.

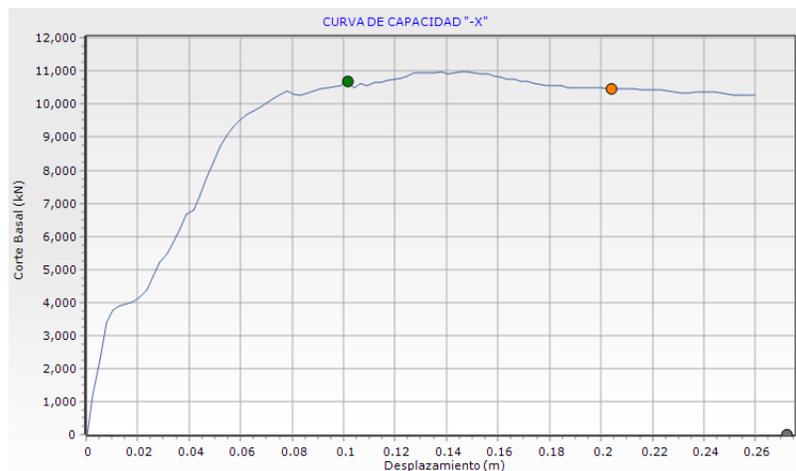


Figura 4.2. Curva de capacidad para la dirección “-X” y puntos de desempeño basados en la norma ASCE 41-17.

En la figura 4.2 presentamos la curva de capacidad real de la estructura, cuya inclinación de la pendiente inicial se ve moderadamente rígida, el cual se debe al aporte de rigidez que realizan los muros estructurales de corte. En la rama post-fluencia notamos una leve respuesta de endurecimiento; sin embargo, al llegar al pico de resistencia, la curva empieza su descenso hasta cierta carga de empuje (aprox.  $V=10200$  kN,  $D=0.23$ m) con la que procura mantenerse casi invariable a medida que sigue deformándose.

Desde un análisis general, la curva presenta un comportamiento a la cedencia casi brusca en el punto ( $V_y$ ,  $D_y$ ); que, en definitiva, se debe a que la estructura, por tener muros rígidos que conectan a las vigas, genera grandes deformaciones en dichas vigas y consecuentemente los muros “M3-piso 1”, “M7-piso 1”, “M8-piso 1” y “M9-piso 1” forman rótulas plásticas (ver figura 4.3); por lo tanto, el muro, por ser un elemento más rígido que dúctil, pierde capacidad de deformación propia y sumado al problema generado en las vigas, hace que la estructura pierda rápidamente su capacidad de disipación de energía. Es decir, a pesar que toda la estructura presenta un mecanismo de falla bueno (ver figura D.1-6, Anexo D), no será capaz de resistir los sismos demandantes y mantener niveles de desempeño adecuados.

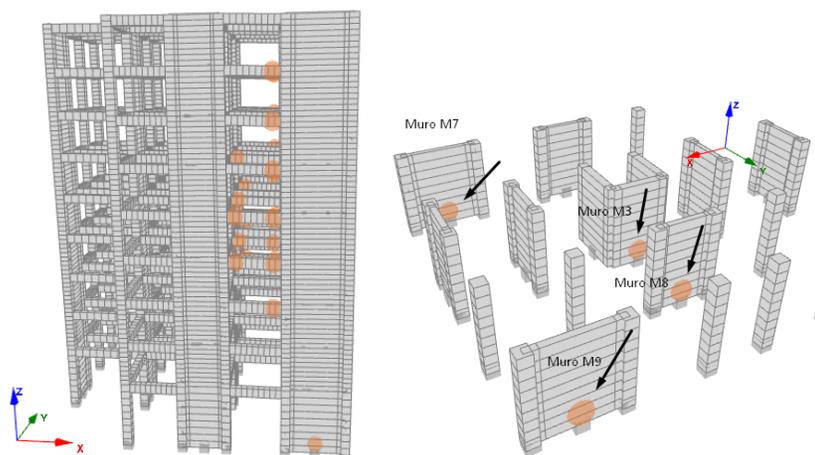


Figura 4.3. Formación de rótulas plásticas en el punto de fluencia para la dirección “-X”.

La estructura aperticada presenta un total de 5.24% de rótulas plásticas en el punto de cedencia de la curva de capacidad bilineal; siendo el total 496 rótulas, y 26 rótulas en el punto cedente.

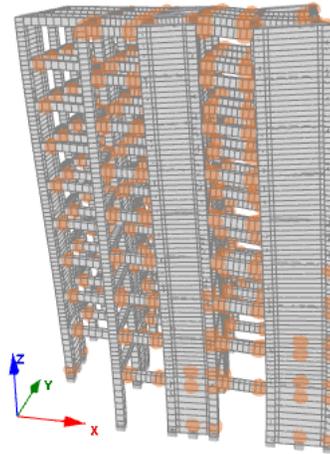


Figura 4.4. Formación de rótulas plásticas en la capacidad última de la estructura, en dirección “-X”.

### Niveles de desempeño alcanzados

Finalmente, presentamos los niveles de desempeño (operacional 1-A, seguridad de vida 3-C, prevención del colapso 5-D) para cada nivel de peligro sísmico (frecuente 50%, raro 10%, muy raro 5%), propuestos por el ASCE 41-17; ubicados en la curva de capacidad bilineal de la estructura en la dirección de análisis “-X”, y sectorizados por umbrales o intervalos de daño propuestos por Lagomarsino y Penna (ver figura 4.5).

Tabla 4.3

*Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "-X"*

Nivel sísmico	Probabilidad de excedencia	Nivel desempeño en la curva	Verificación	Umbrales de daño*	Estado de daño límite por el ASCE 41-17
Frecuente (1-A)	50%/50 años	0.101m	no cumple	$(1-A) \leq 0.0438m$	Operacional (1-A)
Raro (3-C)	10%/50 años	0.204m	no cumple	$0.0626m < (3-C) \leq 0.112m$	Seguridad de vida (3-C)
Muy raro (5-D)	5%/50 años	0.272m	no cumple	$0.112m < (5-D) \leq 0.26m$	Prevención de colapso (5-D)

\*Los umbrales de daño sin daño (Sd1), moderado (Sd3) y severo (Sd4) fueron modificados por (1-A), (3-C) y (5-D).

### Curva bilineal para la dirección “-X”

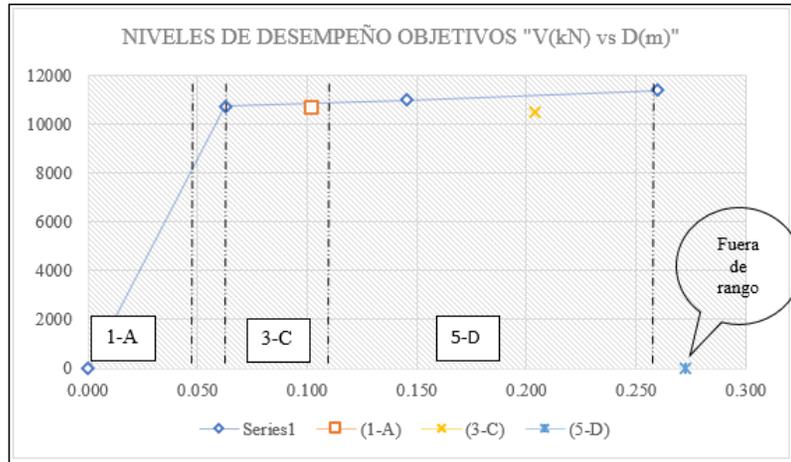


Figura 4.5. Niveles de desempeño estructural para la dirección “-X” en cada umbral de daño.  
Fuente: Elaboración propia

La figura 4.5, muestra que los puntos de desempeño de la estructura 1-A, 3-C, 5-D, para cada nivel de peligro sísmico de demanda, no se encuentran dentro de los umbrales de daño; de modo que, dichos niveles de desempeño no cumplen con los niveles de desempeños propuestos por la norma ASCE 41-17. El incumplimiento de dicha verificación se debe a que la estructura presenta poca resistencia a las deformaciones en el rango inelástico, siendo una de las razones, que la mayoría de las vigas ceden formando rótulas plásticas estando recién en el paso 56 del empuje de fuerza lateral; caso contrario sucediera, si dichas vigas tuviesen deformaciones en desplazamientos moderados (con pocos muros rígidos conectados) para cada incremento de fuerza cortante.

## Capítulo V

### Conclusiones y recomendaciones

#### Conclusiones

Se construye la curva de capacidad para cada dirección de análisis “+X”, “-X”, “+Y” y “-Y” con el software SeismoStruct 2020, mostrando su capacidad máxima de deformación global y el mecanismo de formación de las rótulas plásticas en columnas, muros y vigas.

Tabla 5.1

*Resumen de la capacidad resistente estructural de la edificación multifamiliar de concreto armado*

Curva de capacidad	Dy (m)	Vy (tn)	Vy (kn)	Du (m)	Vu (tn)	Vu (kn)	Ki (tn/m)	Ki (kn/m)	Ke (tn/m)	Ke (kn/m)
Dirección "+X"	0.0628	1106.28	10848.87	0.30	1219.13	11955.55	42029.43	412166.36	17605.59	172651.24
Dirección "-X"	0.0626	1093.36	10722.17	0.26	1158.73	11363.2	56560.34	554665.39	17452.27	171147.66
Dirección "+Y"	0.0684	1022.78	10030.05	0.30	1146.88	11246.98	40745.48	399575.16	14948.34	146592.57
Dirección "-Y"	0.0879	1214.25	11907.72	0.32	1392.69	13657.55	34823.53	341500.87	13815.99	135488.11

Se dibuja la curva bilineal que representa a la curva de capacidad en cada dirección de análisis “X e “Y” con el software SeismoStruct 2020, cumpliendo los estándares de porcentaje de error respecto al área bajo la curva < 1.00%.

Tabla 5.2

*Resultados de la curva capacidad bilinealizada con errores menores al 1.00%*

Curva de capacidad	$\mu$	Dy (m)	Du (m)	error%
Dirección "+X"	4.78	0.0628	0.30	0.24
Dirección "-X"	4.15	0.0626	0.26	0.03
Dirección "+Y"	4.39	0.0684	0.30	0.02
Dirección "-Y"	3.64	0.0879	0.32	0.12

Se evalúan los niveles de desempeño para cada nivel de peligro sísmico con sus respectivos puntos de desempeño.

Tabla 5.3

*Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico, en la dirección “+X”*

<b>Nivel sísmico</b>	<b>Ductilidad de demanda (<math>\mu_d</math>)</b>	<b>Ductilidad resistente (<math>\mu</math>)</b>	<b>Ductilidad remanente (<math>\mu_r</math>)</b>
Frecuente (1-A)	1.41	4.78	-3.36
Raro (3-C)	2.96	4.78	-1.81
Muy raro (5-D)	4.09	4.78	-0.68

Nota: La ductilidad remanente es el resultado de la ductilidad de demanda menos la ductilidad resistente global; siendo negativo (-) los valores de sobra para resistir posibles sismos más fuertes, y los positivos (+) los valores que ya sobrepasaron la capacidad de resistencia estructural.

Tabla 5.4

*Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico, en la dirección “-X”*

<b>Nivel sísmico</b>	<b>Ductilidad de demanda (<math>\mu_d</math>)</b>	<b>Ductilidad resistente (<math>\mu</math>)</b>	<b>Ductilidad remanente (<math>\mu_r</math>)</b>
Frecuente (1-A)	1.62	4.15	-2.53
Raro (3-C)	3.26	4.15	-0.89
Muy raro (5-D)	4.35	4.15	0.20

Nota: La ductilidad remanente es el resultado de la ductilidad de demanda menos la ductilidad resistente global; siendo negativo (-) los valores de sobra para resistir posibles sismos más fuertes, y los positivos (+) los valores que ya sobrepasaron la capacidad de resistencia estructural.

Tabla 5.5

*Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico, en la dirección “+Y”*

<b>Nivel sísmico</b>	<b>Ductilidad de demanda (<math>\mu_d</math>)</b>	<b>Ductilidad resistente (<math>\mu</math>)</b>	<b>Ductilidad remanente (<math>\mu_r</math>)</b>
Frecuente (1-A)	1.53	4.39	-2.85
Raro (3-C)	3.08	4.39	-1.31
Muy raro (5-D)	4.11	4.39	-0.28

Nota: La ductilidad remanente es el resultado de la ductilidad de demanda menos la ductilidad resistente global; siendo negativo (-) los valores de sobra para resistir posibles sismos más fuertes, y los positivos (+) los valores que ya sobrepasaron la capacidad de resistencia estructural.

Tabla 5.6

*Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico, en la dirección “-Y”*

Nivel sísmico	Ductilidad de demanda ( $\mu_d$ )	Ductilidad resistente ( $\mu$ )	Ductilidad remanente ( $\mu_r$ )
Frecuente (1-A)	1.14	3.64	-2.50
Raro (3-C)	2.29	3.64	-1.35
Muy raro (5-D)	3.05	3.64	-0.59

Nota: La ductilidad remanente es el resultado de la ductilidad de demanda menos la ductilidad resistente global; siendo negativo (-) los valores de sobra para resistir posibles sismos más fuertes, y los positivos (+) los valores que ya sobrepasaron la capacidad de resistencia estructural.

Finalmente, los niveles de desempeño para la estructura de uso multifamiliar no cumplen con los niveles de desempeño límite propuesto por el ASCE 41-17 para una edificación de categoría de riesgo “I y II” o de tipo “C”; ya que, no todos sus valores están dentro del umbral de daño operacional, seguridad de vida y prevención de colapso, para cada dirección de análisis; siendo la curva de capacidad más desfavorable en la dirección “-X”, que a pesar de tener un mecanismo de falla bueno, no es capaz de resistir ningún sismos de demanda en cada nivel de desempeño, el cual genera la probabilidad de colapso total de la estructura para un sismo muy raro con 5% de probabilidad de excedencia en 50 años.

Tabla 5.7

*Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección “+X”*

Nivel sísmico	Probabilidad de excedencia	Punto de desempeño en la curva	Verificación	Umbral de daño	Estado de daño límite por el ASCE 41-17
Frecuente (1-A)	50%/50 años	0.089m	no cumple	$(1-A) \leq 0.044m$	Operacional (1-A)
Raro (3-C)	10%/50 años	0.186m	no cumple	$0.0628m < (3-C) \leq 0.1221m$	Seguridad de vida (3-C)
Muy raro (5-D)	5%/50 años	0.257m	sí cumple	$0.1221m < (5-D) \leq 0.3m$	Prevención de colapso (5-D)

Tabla 5.8

*Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "-X"*

Nivel sísmico	Probabilidad de excedencia	Punto desempeño en la curva	Verificación	Umbrales de daño	Estado de daño límite por el ASCE 41-17
Frecuente (1-A)	50%/50 años	0.101m	no cumple	$(1-A) \leq 0.0438m$	Operacional (1-A)
Raro (3-C)	10%/50 años	0.204m	no cumple	$0.0626m < (3-C) \leq 0.112m$	Seguridad de vida (3-C)
Muy raro (5-D)	5%/50 años	0.272m	no cumple	$0.112m < (5-D) \leq 0.26m$	Prevención de colapso (5-D)

Tabla 5.9

*Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "+Y"*

Nivel sísmico	Probabilidad de excedencia	Punto desempeño en la curva	Verificación	Umbrales de daño	Estado de daño límite por el ASCE 41-17
Frecuente (1-A)	50%/50 años	0.105m	no cumple	$(1-A) \leq 0.0479m$	Operacional (1-A)
Raro (3-C)	10%/50 años	0.211m	no cumple	$0.0684m < (3-C) \leq 0.1263m$	Seguridad de vida (3-C)
Muy raro (5-D)	5%/50 años	0.281m	sí cumple	$0.1263m < (5-D) \leq 0.3m$	Prevención de colapso (5-D)

Tabla 5.10

*Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "-Y"*

Nivel sísmico	Probabilidad de excedencia	Punto desempeño en la curva	Verificación	Umbrales de daño	Estado de daño límite por el ASCE 41-17
Frecuente (1-A)	50%/50 años	0.100m	no cumple	$(1-A) \leq 0.0615m$	Operacional (1-A)
Raro (3-C)	10%/50 años	0.201m	no cumple	$0.0879m < (3-C) \leq 0.1459m$	Seguridad de vida (3-C)
Muy raro (5-D)	5%/50 años	0.268m	no cumple	$0.1459m < (5-D) \leq 0.32m$	Prevención de colapso (5-D)

## Recomendaciones

- ✓ Generar cargas vivas alternadas para el diseño de los elementos estructurales; ya que, no siempre una carga distribuida en toda la superficie será la que mayor sollicitación reciba el elemento estructural que se está diseñando.
- ✓ Considerar las cargas de viento aplicando directamente desde el programa Etabs, a través de la norma ASCE 7-10 (con la velocidad de diseño del RNE-E020), considerando que si tenemos una edificación irregular en planta deberemos aplicar las cargas de viento en pantallas superficiales creadas desde los pisos en toda la altura de la edificación (en Etabs es llamado “Auto Draw Cladding”), aplicando sus respectivos coeficientes de presión “Cp” a barlovento y sotavento en dirección “+x”, “-x”, “+y”, “-y”.
- ✓ Establecer brazos rígidos para vigas y columnas a un 70%; puesto que, si colocamos 0% o 20% no es cierto que dicho nodo no sea rígido, tampoco si colocamos 100% no será cierto que dicho nodo es totalmente rígido. Cabe señalar que dichos brazos rígidos simplemente afectarán a que los elementos estructurales acorten su longitud para volverlos más rígidos y menos flexible, obteniendo las mayores sollicitaciones para el diseño estructural.
- ✓ Controlar las derivas aumentando muros estructurales de corte en zonas muy estratégicas cuando se tiene especialmente irregularidades; ubicando en casi todas las esquinas y/o cerca al centro de gravedad de la edificación; antes debemos verificar la dirección de mayor demanda de control de derivas (“x” o “y”). Asimismo, tener precaución al momento de crear los muros de corte en la dirección de las vigas, ya que podríamos acortar demasiado la longitud libre “Ln” de las vigas ocasionando las

grandes demandas por corte en sus extremos, obligando aumentar el peralte de las mismas; de modo que, si esto ocurre en una esquina podríamos generar mayores desplazamientos en otros puntos de la edificación o si ocurriese en una zona cerca del centro de gravedad podríamos controlar totalmente las derivas en dicha dirección; sin embargo, dichos elementos (muro, viga y columna) formaran un solo elemento sólido, haciendo que las vigas sean dominadas por corte y no por flexión como manda las recomendaciones del capítulo 18 del código ACI 318-14 para diseños en pórticos especiales resistentes a momentos, es decir, no se cumplirá  $L_n > 4d$ .

- ✓ Realizar una evaluación por desempeño con un análisis estático no lineal “AENL” o dinámico no lineal “ADNL”; siendo la primera, recomendable usar el método análisis adaptativo estático no lineal “DPA” basado en desplazamiento como el propuesto en esta investigación, cuando se tienen la consideración de los modos de vibración más altos, irregularidades en la estructura y demanda sísmica considerables; dicho método actualiza la rigidez de la estructura en cada incremento hasta el comportamiento inelástico, dando resultados más cercanos a la realidad.
- ✓ Analizar en el estado inelástico las columnas (evaluación por desempeño) con brazos rígidos al 0% para tener su mayor comportamiento flexible; por otro lado, las vigas deberán estar al 100% para suponer un caso desfavorable que sea dominado por corte, ya que su longitud se acortará y será menos flexible.
- ✓ Elegir el tipo de modelamiento columna-ancha “WCMS” para secciones de muros estructurales tri-dimensionales con deformaciones exigentes en el rango inelástico, ya que, nos ayudará a determinar mejor la distribución de la cortante para los elementos que compongan dicha sección “C”, “L”, “T”, etc. Asimismo, podemos modelar

secciones tipo “I”, es decir, muros unidos a columnas (elementos de borde) conectados por elementos horizontales rígidos.

- ✓ Escoger el tipo de formulación de elementos finitos basados en fuerza “FB”, porque, éstos no restringen las deformaciones inelásticas a lo largo de todo el elemento (viga-columna); es decir, se considera una formulación de inelasticidad distribuida.
- ✓ Seleccionar una fase de control de respuesta, ya que controla adecuadamente la respuesta de edificaciones irregulares. Asimismo, se recomienda trabajar con un criterio de convergencia de “Desplazamiento/Rotación”; ya que, garantiza un modelamiento eficaz.
- ✓ Limitar el desplazamiento máximo de la curva de capacidad al 2% de la altura del edificio, en términos generales; sin embargo, este valor será reducido al 1% o 1.2% para edificaciones altas y rígidas con muros de tamaño considerable. Esto define cuán dúctil será la edificación, y si los niveles de desempeño esperado están dentro del alcance de la capacidad estructural, es decir, si llega a estar dentro o fuera de la curva.
- ✓ Evaluar una edificación irregular de más de 9 pisos con grandes demandas sísmicas, en la que se requieran la participación de varios modos de vibración y elongación del periodo, con un análisis adaptativo estático no lineal basado en desplazamiento (DPA) usando múltiples espectros de respuesta de desplazamiento para la determinación de las formas del vector de escala modal normalizado, y así considerar la disipación de energía actual de la estructura en cada paso de incremento de carga.

## Referencias

- Abbasnia, R., Tajik, A., & Maddah, M. M. (2014). An improved displacement-based adaptive pushover procedure for the analysis of frame buildings. *Journal of Earthquake Engineering*, 18(7), 987–1008. <https://doi.org/10.1080/13632469.2014.919242>
- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Sangolquí - Ecuador: Ediespe.
- Aguiar, R. (2015). Método del coeficiente de desplazamiento para el análisis sísmico por desempeño. *Research Gate*.
- Antoniou, S., & Pinho, R. (2004a). Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(4), 497–522. <https://doi.org/10.1142/S1363246904001511>
- Antoniou, S., & Pinho, R. (2004b). Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(5), 643–661. <https://doi.org/10.1080/13632460409350504>
- Beyer, K., Dazio, A., & Priestley, M. J. N. (2008). Inelastic wide-column models for U-shaped reinforced concrete walls. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(SUPPL. 1), 1–33. <https://doi.org/10.1080/13632460801922571>
- ACI 318-14. (2014). *American Concrete Institute*.
- Arroyo, O., Liel, A., & Gutiérrez, S. (2018). A performance-based evaluation of a seismic design method for reinforced concrete frames. *Journal of Earthquake Engineering*, 22(10), 1900–1917. <https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1309605>
- ASCE 41-17. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Atik, M., Sadek, M., & Shahrour, I. (2013). Adaptive pushover procedure for seismic assessment of shear wall structures abstract : 21ème Congrès Français de Mécanique, 1–6.
- Bobadilla, H., & Chopra, A. K. (2008). Evaluation of the MPA procedure for estimating seismic demands: RC-SMRF buildings. *Earthquake Spectra*, 24(4), 7. <https://doi.org/10.1193/1.2945295>
- Botas, G. (2013). Diseño por desempeño, 1–28.
- Calabrese, A., Almeida, J., & Pinho, R. (2010). *Numerical issues in distributed inelasticity*

- modeling of RC frame elements for seismic analysis. Journal of Earthquake Engineering* (Vol. 14). <https://doi.org/10.1080/13632461003651869>
- Calcina, R. M. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once piso utilizando análisis estático y dinámico no-lineal.
- Carrillo, J. (2008). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño. *DYNA (Colombia)*, 75(155), 13.
- Chen, Z.-Y., Chen, W., & Zhang, W. (2014). Seismic performance evaluation of multi-story subway structure based on pushover analysis. *Advances in Soil Dynamics and Foundation Engineering*, 444–454.
- Chopra, A. K., & Goel, R. K. (2001). *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings : theory and preliminary evaluation. Pacific earthquake engineering research center*. <https://doi.org/10.1002/eqe.144>
- Duarte, C. E., Martínez, M. E., & Santamaría, J. J. (Junio de 2017). Análisis estático no lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la facultad de medicina de la universidad de el salvador. Ciudad Universitaria, El Salvador.
- Guevara, N. E., Osorio, S. A., & Arturo Vargas, E. (Enero de 2006). Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingeniería y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover). Ciudad Universitaria, El Salvador.
- Gallego, M. (2013). Demanda sísmica en Colombia para nuevos criterios de diseño sísmo-resistente. *Journal of Chemical Information and Modeling*, 53(9), 15. <https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- Goel, R. K., & Chopra, A. K. (2005). Role of higher-"mode" pushover analyses in seismic analysis of buildings. *Earthquake Spectra*, 21(4), 1027–1041. <https://doi.org/10.1193/1.2085189>
- Grierson, D. E., Gong, Y., & Xu, L. (2006). Optimal performance-based seismic design using modal pushover analysis. *Earthquake Engineering*, 10(1), 73–96.
- G.P., A.C., T., G., & García, D. (2017). Bidirectional pushover analysis of irregular structures. ASCE, 13.
- Hernández, E., Kwon, O. S., & Aschheim, M. A. (2004). An energy-based formulation for first- and multiple-mode nonlinear static (Pushover) analyses. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(1), 69–88. <https://doi.org/10.1080/13632460409350481>

- Irtem, E., & Hasgul, U. (2009). Investigation of effects of nonlinear static analysis procedures to performance evaluation on low-rise RC buildings. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 23(6), 456–466. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000047](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000047)
- Jianmeng, M., Changhai, Z., & Lili, X. (2008). An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structures. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 7(1), 25–31. <https://doi.org/10.1007/s11803-008-0786-y>
- Koçak, A., Zengin, B., & Kadioğlu, F. (2015). Performance assessment of irregular RC buildings with shear walls after Earthquake. *Engineering Failure Analysis*, 55, 157–168. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2015.05.016>
- Kuramoto, H., & Matsumoto, K. (2004). Mode-adaptive pushover analysis for multi-story. *13 Th World Conference on Earthquake Engineering*, (2500), 10.
- Loa, G. J. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997, 70.
- Lopez, O. A., & Ruiz, G. del R. (2008). Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar la demanda sísmica en estructuras aporricadas de concreto armado, 46, 28.
- Lucchini, A., Monti, G., & Kunnath, S. (2008). a Simplified Pushover Method for Evaluating the Seismic Demand in Asymmetric-Plan Multi-Storey Buildings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Malley, J., & Hom, D. (2015). The role of nonlinear analysis in modern engineering practice related to performance-based seismic design. *Advanced Technology in Structural Engineering*, 8.
- Marte, C. (2014). *Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante análisis estático no lineal (“push-over”)*.
- Meireles, H., Pinho, R., Bento, R., & Antoniou, S. (2006). Verification of an adaptive pushover technique for the 3D case. *First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 10.
- Mohtashami, E., & Shooshtari, A. (2013). A multimode adaptive pushover procedure for seismic assessment of integral bridges. *Advances in Civil Engineering*, 2013. <https://doi.org/10.1155/2013/941905>
- Panandikar, N., & Narayan, K. S. B. (2015). Sensitivity of pushover curve to material and

- geometric modelling-An analytical investigation. *Structures*, 2, 91–97.  
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2015.02.004>
- Papanikolaou, V. K., & Elnashai, A. S. (2005). Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis I: Methodology. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(6), 923–941.  
<https://doi.org/10.1080/13632460509350572>
- Paredes, M. Á. (2019). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover*.
- Pico, J. R. (2017). Evaluación estructural lineal de dos bloques de aulas de la pontificia universidad católica del Ecuador sede esmeraldas para la determinación de la capacidad estructural. Guayaquil, Ecuador.
- Pinho, R., Antoniou, S., Casarotti, C., & López, M. (2006). A displacement-based adaptive pushover for assessment of buildings and bridges. *Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction*, (June), 79–94. [https://doi.org/10.1007/1-4020-4571-9\\_6](https://doi.org/10.1007/1-4020-4571-9_6)
- Pinho, R., Antoniou, S., & Pietra, D. (2006). A displacement-based adaptive pushover for seismic assessment of steel and reinforced concrete buildings. *8th US National Conference on Earthquake Engineering*, 4(1701), 2252–2261.
- Rahul, L. (2017). A study on pushover analysis using eurocode based capacity spectrum method. *16th World Conference on Earthquake Engineering*, (January), 1–13.
- RNE. (2018). *Reglamento nacional de edificaciones*.
- Rofooei, F. R., Attari, N. K., & Shodja, A. H. (2007). Adaptive pushover analysis. *Asian Journal of Civil Engineering*, 8(3), 343–358.
- Romero, M. L. A. (2016). Análisis del desempeño sísmico en estructuras de instituciones educativas del sector de Azapampa, distrito de Chilca, Huancayo - 2016, 1–39. Retrieved from  
[http://repositorio.upla.edu.pe/bitstream/handle/UPLA/189/Luz\\_Ravelo\\_Tesis\\_Titulo\\_2017.pdf?sequence=1&isAllowed=y](http://repositorio.upla.edu.pe/bitstream/handle/UPLA/189/Luz_Ravelo_Tesis_Titulo_2017.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Shakeri, K., Tarbali, K., & Mohebbi, M. (2012). An adaptive modal pushover procedure for asymmetric-plan buildings. *Engineering Structures*, 36, 160–172.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.11.032>
- Sürmeli, M., & Yüksel, E. (2018). An adaptive modal pushover analysis procedure (VMPPA-A) for buildings subjected to bi-directional ground motions. *Bulletin of Earthquake*

- Engineering*, 16(11), 5257–5277. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0324-x>
- Tarța, G., & Pinteș, A. (2012). Seismic evaluation of multi-storey moment-resisting steel frames with stiffness irregularities using standard and advanced pushover methods. *Procedia Engineering*, 40, 445–450. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2012.07.123>
- Villagran A., E. I., Vera M., C., & Posada S., A. E. (2013). Modelo esfuerzo-deformación para elementos de concreto reforzado que cumple con las hipótesis de las NTC RCDF 2004. *Concreto y Cemento, Investigación y Desarrollo*, 5(1), 32–39.
- Santana, R. D. (2012). Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada. Lima, Perú.
- SesmoSoft. (2020). *SeismoStruct* - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures: <http://seismosoft.com>

## **Anexo**

## **Anexo A Modelo estructural**

## Ubicación

Ubicación	
Departamento /región	Lima
Región geográfica:	Costa

## Configuración Arquitectónica

La Edificación es de 9 pisos, en cada nivel podemos encontrar 02 departamentos; los cuales constan de 02 dormitorios, un baño privado, una sala, un comedor, cocina por cada departamento haciendo la suma total de 18 departamentos con 3m de altura por cada piso. La edificación tiene una altura total desde la cimentación hasta el techo terminado = 28.5m.

El edificio tiene un sistema estructural formado por placas, vigas y columnas de continuidad vertical, como se tiene presente las placas absorben mayormente las fuerzas cortantes.

Asimismo, cuenta con tabiquerías y muros de ladrillos con las característica panderetas, tarrajeados y las paredes pintadas con pintura látex en un buen estado, con ventanas de vidrio y con puertas de madera apaneladas en la parte baja y con estructura de madera cubiertas de policarbonato alveolar traslucido  $e=6\text{mm}$ , por la parte interior.

Por otro lado, para toda la edificación se tiene un ascensor construido con placas y un área de  $9\text{m}^2$ .

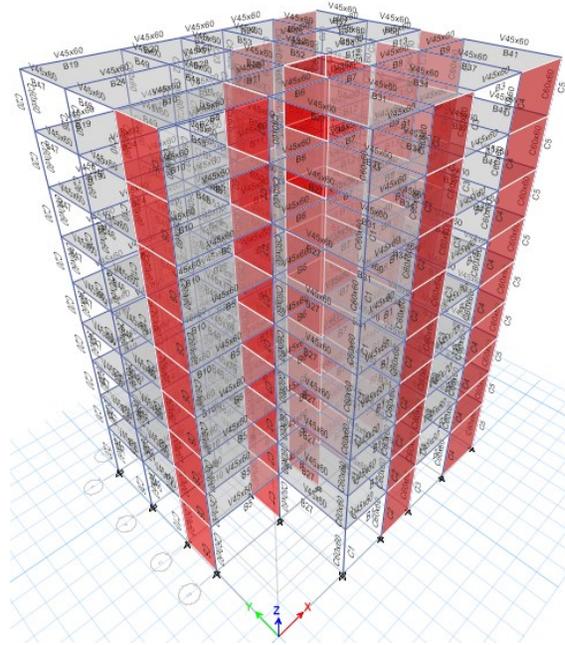


Figura A.1 Modelo estructural 3D de la edificación multifamiliar de 9 pisos.

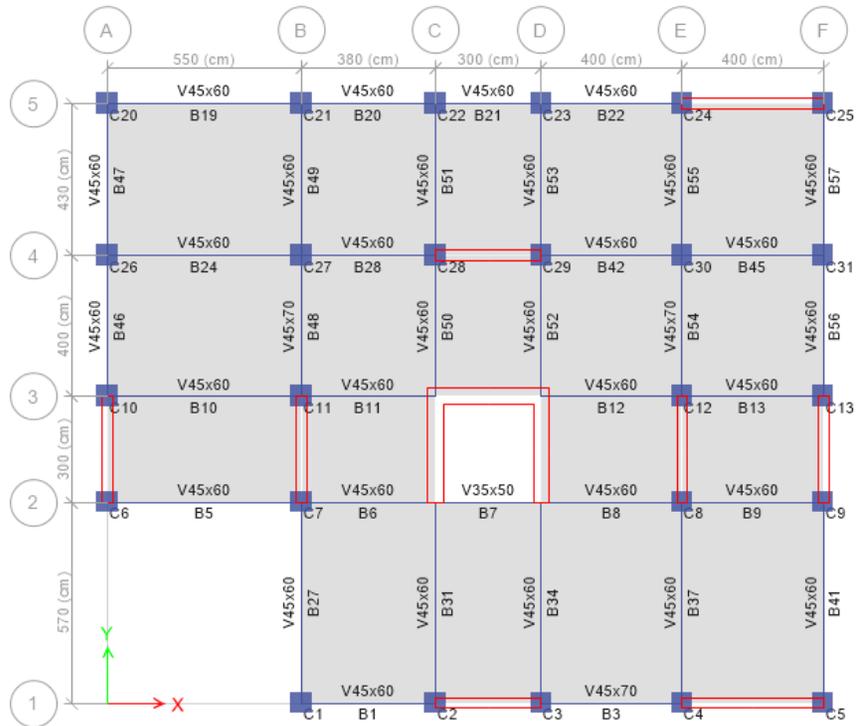


Figura A.2 Vista en planta del modelo estructural de la edificación multifamiliar de 9 pisos con 17m x 20.30m.

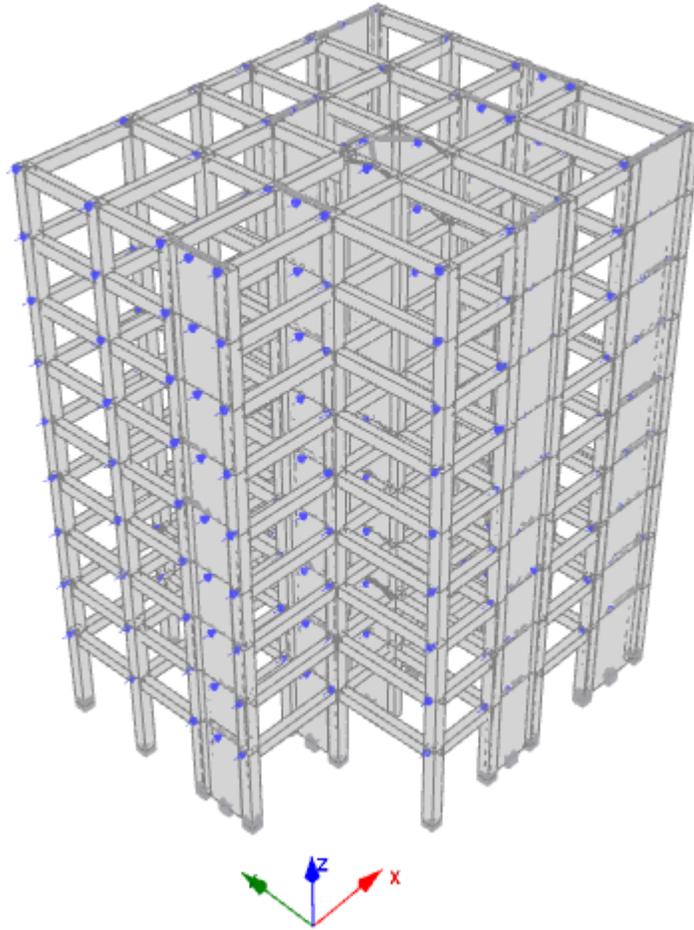


Figura A.3 Vista 3D del modelo estructural de la edificación multifamiliar de 9 pisos con cargas aplicadas en los nodos estructurales.

Tabla A.1

*Propiedades generales del material para el modelo*

Nombre del material	Tipo	Mód. de elasticidad (E)	P. unitario	$\epsilon_y$	$\epsilon_u$	$\mu^*$	Esfuerzos
		kgf/cm <sup>2</sup>	kgf/cm <sup>3</sup>				
f <sub>y</sub> 4200kg/cm <sup>2</sup>	Refuerzo	2000000	7.8x10 <sup>9</sup>	0.0021	0.084	0.0128	f <sub>y</sub> =4200 kgf/cm <sup>2</sup> , f <sub>u</sub> =6300 kgf/cm <sup>2</sup>
f'c 240 kg/cm <sup>2</sup>	Concreto	232379	2.4x10 <sup>9</sup>	0.0035	0.008		f'c=240 kgf/cm <sup>2</sup>

\*Factor de endurecimiento que refiere a la capacidad última del acero.

## **Anexo B Análisis modal espectral por el RNE-E030**

Tabla B.1

Resumen de masa y peso por piso del Etabs 2016, según el RNE-E020

Piso	Masa	Peso
	ton-s <sup>2</sup> /m	ton
9	32.43	318.135
8	47.46	465.624
7	47.46	465.624
6	47.46	465.624
5	47.58	466.725
4	47.61	467.093
3	47.58	466.725
2	47.46	465.624
1	51.29	503.166
Base	11.48	112.628
<b>Peso sísmico del edificio*</b>		<b>4196.97 tn</b>

\*El peso sísmico es calculado para una edificación tipo "C" = 100%CM + 25%CV.

Verificación de irregularidad en altura

- Irregularidad de rigidez-piso blando

Tabla B.2

Irregularidad en altura de rigidez-piso blando para el sismo en dirección "X"

Piso	VX (tn)	h (cm)	$\beta_{CM}(m)$	$\beta_{CMi}(m)$	Ki (tn/m)	0.7K(i+1)	0.8*[(ki+1)+(ki+2)+(ki+3)]/3	Condición
9	131.0969	300	0.019844	0.0019	69473.71			
8	295.6389	300	0.017957	0.0020	144284.48	48631.60		Regular
7	433.2728	300	0.015908	0.0023	191544.12	100999.14		Regular
6	546.9286	300	0.013646	0.0024	224242.97	134080.88		Regular
5	640.853	300	0.011207	0.0025	252901.74	156970.08	75656.43	Regular
4	717.5505	300	0.008673	0.0025	283728.94	177031.22		Regular
3	776.7927	300	0.006144	0.0024	326795.41	198610.26		Regular
2	816.6636	300	0.003767	0.0020	403489.92	228756.79		Regular
1	838.3733	450	0.001743	0.0017	480994.43	282442.94	161172.87	Regular

$\beta$  es el desplazamiento en el centro de masa por efecto del sismo en "X"

Tabla B.3

*Irregularidad en altura de rigidez-piso blando para el sismo en dirección "Y"*

Piso	VY (tn)	h (cm)	$\beta_{CM}(m)$	$\beta_{CMi}(m)$	Ki (tn/m)	0.7K(i+1)	0.8*[(ki+1)+(ki+2)+(ki+3)]/3	Condición
9	130.3069	300	0.02513	0.0023	56605.95			
8	293.3768	300	0.022828	0.0026	113011.09	39624.17		<b>Regular</b>
7	429.6631	300	0.020232	0.0029	149240.40	79107.77		<b>Regular</b>
6	542.3436	300	0.017353	0.0031	173883.81	104468.28		<b>Regular</b>
5	635.6034	300	0.014234	0.0033	195149.95	121718.67	59520.06	<b>Regular</b>
4	711.6221	300	0.010977	0.0033	218222.05	136604.97		<b>Regular</b>
3	769.7738	300	0.007716	0.0031	250740.65	152755.43		<b>Regular</b>
2	807.9733	300	0.004646	0.0026	312199.88	175518.46		<b>Regular</b>
1	827.6794	450	0.002058	0.0021	402176.58	218539.92	123967.70	<b>Regular</b>

$\beta$  es el desplazamiento en el centro de masa por efecto del sismo en "Y"

Tabla B.4

*Irregularidad en altura de extrema rigidez para el sismo en dirección "X"*

Piso	Ki (tn/m)	0.6K(i+1)	0.7*[(ki+1)+(ki+2)+(ki+3)]/3	Condición
9	69473.71			
8	144284.48	41684.23		<b>Regular</b>
7	191544.12	86570.69		<b>Regular</b>
6	224242.97	114926.47		<b>Regular</b>
5	252901.74	134545.78	56742.32	<b>Regular</b>
4	283728.94	151741.04		<b>Regular</b>
3	326795.41	170237.37		<b>Regular</b>
2	403489.92	196077.25		<b>Regular</b>
1	480994.43	242093.95	120879.65	<b>Regular</b>

Tabla B.5

*Irregularidad en altura de extrema rigidez para el sismo en dirección "Y"*

<b>Piso</b>	<b>Ki (tn/m)</b>	<b>0.6K(i+1)</b>	<b><math>0.7 * [(ki+1)+(ki+2)+(ki+3)]/3</math></b>	<b>Condición</b>
9	56605.95			
8	113011.09	33963.57		<b>Regular</b>
7	149240.40	67806.66		<b>Regular</b>
6	173883.81	89544.24		<b>Regular</b>
5	195149.95	104330.29	44640.04	<b>Regular</b>
4	218222.05	117089.97		<b>Regular</b>
3	250740.65	130933.23		<b>Regular</b>
2	312199.88	150444.39		<b>Regular</b>
1	402176.58	187319.93	92975.77	<b>Regular</b>

Tabla B.6

*Irregularidad en altura de masa o peso del edificio*

<b>Piso</b>	<b>Peso (tn)</b>	<b>1.5*Pi+1</b>	<b>1.5*Pi-1</b>	<b>Condición</b>
9	318.135		698.44	<b>Regular</b>
8	465.624	477.20	698.44	<b>Regular</b>
7	465.624	698.44	698.44	<b>Regular</b>
6	465.624	698.44	700.09	<b>Regular</b>
5	466.725	698.44	700.64	<b>Regular</b>
4	467.093	700.09	700.09	<b>Regular</b>
3	466.725	700.64	698.44	<b>Regular</b>
2	465.624	700.09	754.75	<b>Regular</b>
1	503.166	698.44		<b>Regular</b>

Tabla B.7

*Irregularidad torsional en planta, para el sismo en dirección “X”*

Pis o	h (m)	$\beta_{\text{máx}}$ (m)	$\beta_{\text{mín}}$ (m)	$\beta_{\text{máx}}$ (m)	$\beta_{\text{mín}}$ (m)	$\Delta(i)_{\text{máx}}$ (m)	$\Delta(i)_{\text{perm}}$ (m)	$\beta_{\text{prom}}$ (m)	$1.3*\beta_{\text{prom}}$ (m)	Condi ción
9	3	0.0227	0.0188	0.0020	0.0018	0.0094	0.021	0.0019	0.00250	Regular
8	3	0.0207	0.0170	0.0023	0.0020	0.0106	0.021	0.0022	0.00280	Regular
7	3	0.0183	0.0151	0.0026	0.0022	0.0118	0.021	0.0024	0.00309	Regular
6	3	0.0158	0.0129	0.0028	0.0023	0.0128	0.021	0.0026	0.00333	Regular
5	3	0.0130	0.0105	0.0029	0.0024	0.0134	0.021	0.0027	0.00346	Regular
4	3	0.0101	0.0081	0.0029	0.0024	0.0134	0.021	0.0027	0.00345	Regular
3	3	0.0071	0.0058	0.0028	0.0022	0.0126	0.021	0.0025	0.00325	Regular
2	3	0.0044	0.0035	0.0023	0.0019	0.0108	0.021	0.0021	0.00276	Regular
1	4.5	0.0020	0.0016	0.0020	0.0016	0.0093	0.032	0.0018	0.00237	Regular

$\beta$  son los desplazamientos máximos y mínimos ocurridos en el nodo de cada piso, por efecto del sismo en “X”

Tabla B.8

*Irregularidad torsional en planta, para el sismo en dirección “Y”*

Pis o	h (m)	$\beta_{\text{máx}}$ (m)	$\beta_{\text{mín}}$ (m)	$\beta_{\text{máx}}$ (m)	$\beta_{\text{mín}}$ (m)	$\Delta(i)_{\text{máx}}$ (m)	$\Delta(i)_{\text{perm}}$ (m)	$\beta_{\text{prom}}$ (m)	$1.3*\beta_{\text{prom}}$ (m)	Condi ción
9	3	0.0265	0.0251	0.0025	0.0023	0.0115	0.021	0.0024	0.00313	Regular
8	3	0.0240	0.0228	0.0027	0.0026	0.0125	0.021	0.0027	0.00346	Regular
7	3	0.0213	0.0202	0.0030	0.0029	0.0137	0.021	0.0029	0.00382	Regular
6	3	0.0183	0.0173	0.0033	0.0031	0.0149	0.021	0.0032	0.00415	Regular
5	3	0.0150	0.0142	0.0034	0.0033	0.0157	0.021	0.0033	0.00434	Regular
4	3	0.0116	0.0110	0.0034	0.0033	0.0157	0.021	0.0033	0.00434	Regular
3	3	0.0082	0.0077	0.0032	0.0031	0.0149	0.021	0.0032	0.00410	Regular
2	3	0.0050	0.0046	0.0027	0.0026	0.0126	0.021	0.0027	0.00347	Regular
1	4.5	0.0022	0.0021	0.0022	0.0021	0.0102	0.032	0.0021	0.00277	Regular

$\beta$  son los desplazamientos máximos y mínimos ocurridos en el nodo de cada piso, por efecto del sismo en “X”

Tabla B.9

*Irregularidad por esquina entrante en planta en coordenada “X”*

a	A	$0.20*A$	Condi ción
5.5 m	21.3 m	4.26 m	Irregular

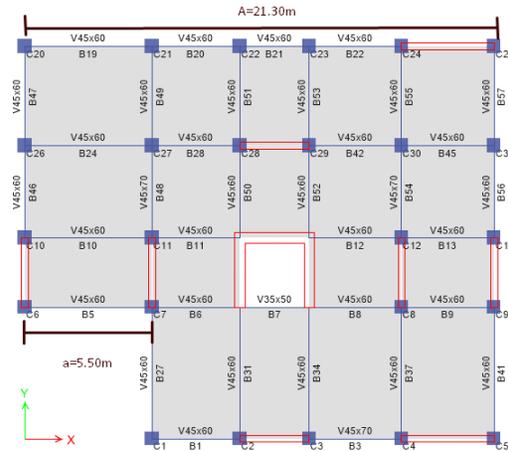


Figura B.1 Verificación de la irregularidad por esquina entrante en dirección X.

Tabla B.10

*Irregularidad por esquina entrante en planta en coordenada "Y"*

<b>b</b>	<b>B</b>	<b>0.20*B</b>	<b>Condición</b>
5.7	17	3.4	Irregular

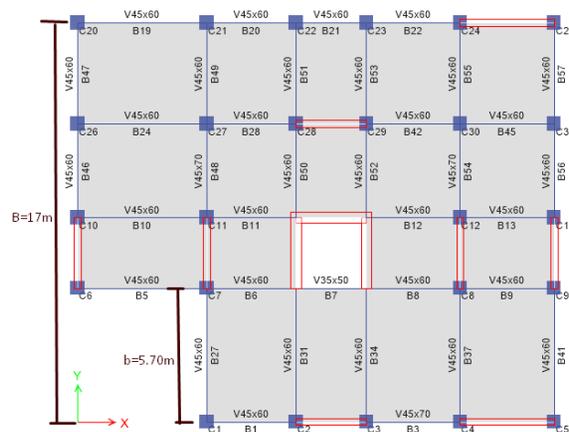


Figura B.2 Verificación de la irregularidad por esquina entrante en dirección Y.

Tabla B.11

*Masa participativa modal a más del 90% en el modo 6*

Caso	Modo	Periodo	Sum UX	Sum UY
		segundo		
Modal	1	0.52	1.36E-05	0.7578
Modal	2	0.461	0.7482	0.7578
Modal	3	0.403	0.7619	0.7578
Modal	4	0.14	0.7619	0.9081
Modal	5	0.125	0.9131	0.9082
Modal	6	0.11	0.9179	0.9085

Tabla B.12

*Periodos y frecuencias modales del Etabs 2016*

Caso	Modo	Periodo	Frecuencia natural	Frecuencia circular	Eigenvalue
		seg	cyc/seg	rad/seg	rad <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup>
Modal	1	0.52	1.922	12.0759	145.8281
Modal	2	0.461	2.171	13.6378	185.9889
Modal	3	0.403	2.479	15.5732	242.5254
Modal	4	0.14	7.166	45.0248	2027.2332
Modal	5	0.125	7.98	50.1393	2513.9471
Modal	6	0.11	9.108	57.2298	3275.2466

Nota: el modelo tiene una frecuencia natural mayor a 1, por tanto, se considera una estructura rígida, según el ASCE 7.

### **Tipo de suelo S2-intermedio en Lima**

En la figura B.4, presentamos los tipos de suelos que poseen los distritos de Lima (clasificado como zona 4 según el RNE-E030-ver figura B.3), siendo una de ellas las del tipo de suelo S2.

Dicha superficie de suelo está conformada por un estrato de suelos granulares finos y suelos arcillosos. Los periodos predominantes del terreno varían entre 0.3 y 0.5 s. Para la evaluación del peligro sísmico a nivel de superficie del terreno, se considera que el factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo en esta zona es de  $S=1.05$  y el periodo natural del suelo es

Ts=0.6s, correspondiendo a un tipo de suelo intermedio S2 de la norma sismorresistente peruana E030.



Figura B.3 Mapa de riesgo sísmico del Perú presentado por el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE-E030).

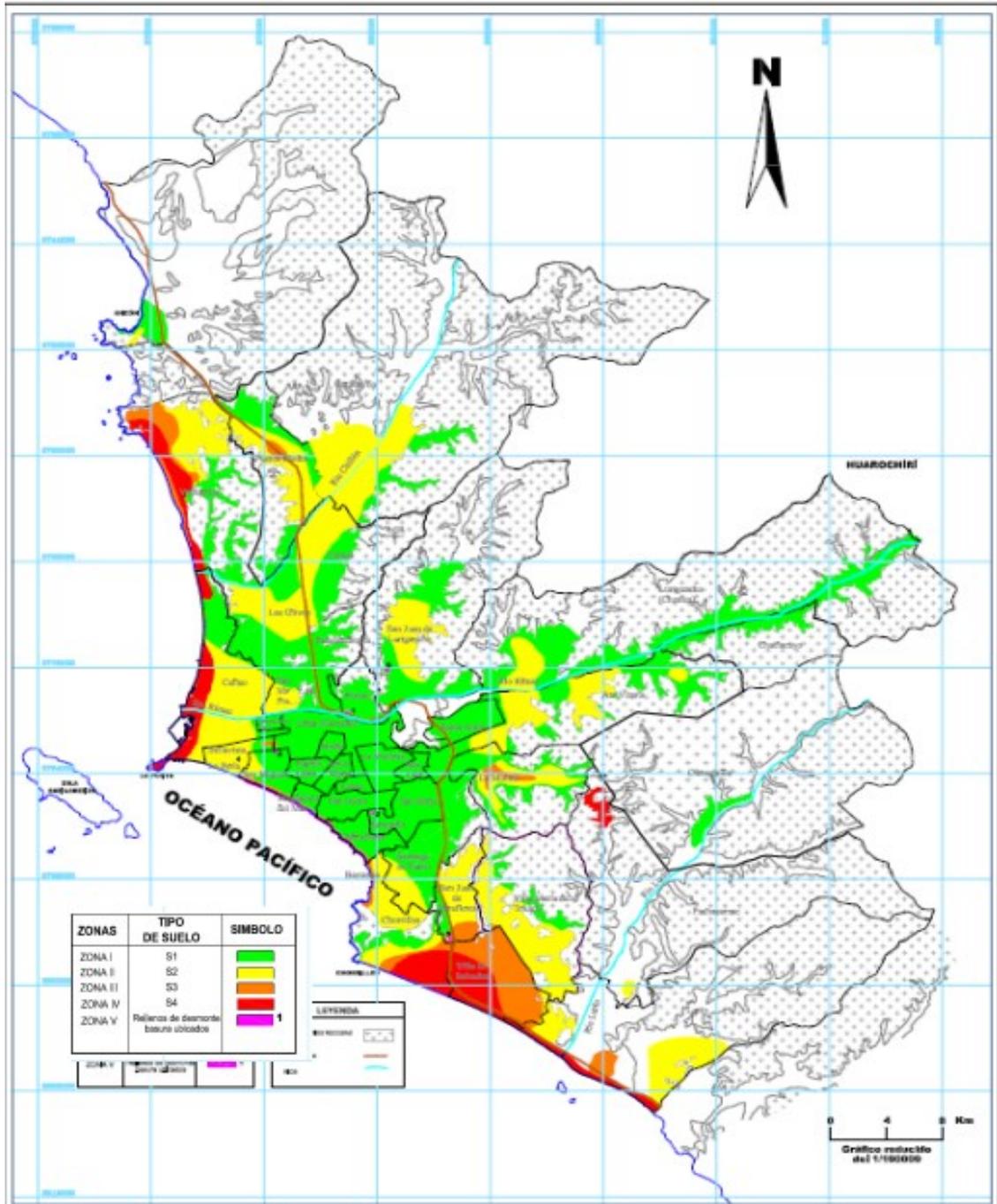


Figura B.4 Mapa de tipo de suelo para Lima elaborado por el Centro Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID).

Tabla B.13

*Consideraciones para el cálculo de la cortante estática, según RNE-E030*

<b>Fuerza cortante en la base para X e Y</b>	
Z4	0.45
U	1
C	2.50
S2	1.05
R (Sistema Muros estructurales)	5.40
Peso sísmico (tn)	4196.97
V (tn)	918.09
<b>V<sub>mín</sub>* (tn)</b>	<b>826.28</b>

\*La cortante mínima es al 90% de la cortante estática por la irregularidad en planta de la estructura.

Tabla B.14

*Cortante dinámica escalada a más del 90% de la cortante estática, según RNE-E030*

<b>Reacciones en la base-Etabs 2016</b>		
<b>Load Case/Combo</b>	<b>FX tn</b>	<b>FY tn</b>
Sismo X Max	838.0673	4.9464
Sismo Y Max	4.8586	827.1023

Nota: la aceleración del espectro inelástico del sismo X fue escalado de 9.81 m/s<sup>2</sup> a 1.2198 m/s<sup>2</sup>; y para el sismo Y de 9,81 m/s<sup>2</sup> a 1.1982 m/s<sup>2</sup>

Tabla B.15

*Resumen de las fuerzas cortantes que absorben los muros respecto de la cortante dinámica total*

	<b>Cortante base</b>	<b>Cortante base muros</b>	<b>Absorbe el muro</b>
V. sismo_X	838.07	803.92	95.93%
V. sismo_Y	827.10	792.81	95.85%

Nota: el porcentaje de cortante que absorbe el muro es mayor al 70%; de modo que, resulta un sistema estructural de muros estructurales con R=6 según el RNE-E030.

Tabla B.16

Verificación de derivas en “X” en la estructura según el RNE-E030

Resumen de desplazamiento para sismo en X			Verificación de distorsión - E030				
Piso	Elevación (m)	Drift	Factor de regularidad	R	$\Delta_{\text{máx\_X}}$	Norma E30	Cumple?_X
Techo	28.5	0.000689	0.85	5.4	<b>0.0032</b>	0.007	Sí
Piso 8	25.5	0.000778	0.85	5.4	<b>0.0036</b>	0.007	Sí
Piso 7	22.5	0.000864	0.85	5.4	<b>0.0040</b>	0.007	Sí
Piso 6	19.5	0.000936	0.85	5.4	<b>0.0043</b>	0.007	Sí
Piso 5	16.5	0.000978	0.85	5.4	<b>0.0045</b>	0.007	Sí
Piso 4	13.5	0.000977	0.85	5.4	<b>0.0045</b>	0.007	Sí
Piso 3	10.5	0.000919	0.85	5.4	<b>0.0042</b>	0.007	Sí
Piso 2	7.5	0.000782	0.85	5.4	<b>0.0036</b>	0.007	Sí
Piso 1	4.5	0.000451	0.85	5.4	<b>0.0021</b>	0.007	Sí

Nota: el factor R=6 fue modificado por la irregularidad de esquina entrante  $I_a=0.90$ .

Tabla B.17

Verificación de las derivas en “Y” en la edificación según el RNE-E030

Resumen de desplazamiento para sismo en Y			Verificación de distorsión - E030				
Piso	Elevación	Deriva	Factor de regularidad	R	$\Delta_{\text{máx\_Y}}$	Norma E30	Cumple?_Y
Techo	28.5	0.000843	0.85	5.4	<b>0.0039</b>	0.007	Sí
Piso 8	25.5	0.000935	0.85	5.4	<b>0.0043</b>	0.007	Sí
Piso 7	22.5	0.001029	0.85	5.4	<b>0.0047</b>	0.007	Sí
Piso 6	19.5	0.001107	0.85	5.4	<b>0.0051</b>	0.007	Sí
Piso 5	16.5	0.001149	0.85	5.4	<b>0.0053</b>	0.007	Sí
Piso 4	13.5	0.001143	0.85	5.4	<b>0.0052</b>	0.007	Sí
Piso 3	10.5	0.00108	0.85	5.4	<b>0.0050</b>	0.007	Sí
Piso 2	7.5	0.000914	0.85	5.4	<b>0.0042</b>	0.007	Sí
Piso 1	4.5	0.000488	0.85	5.4	<b>0.0022</b>	0.007	Sí

Nota: el factor R=6 fue modificado por la irregularidad de esquina entrante  $I_a=0.90$ .

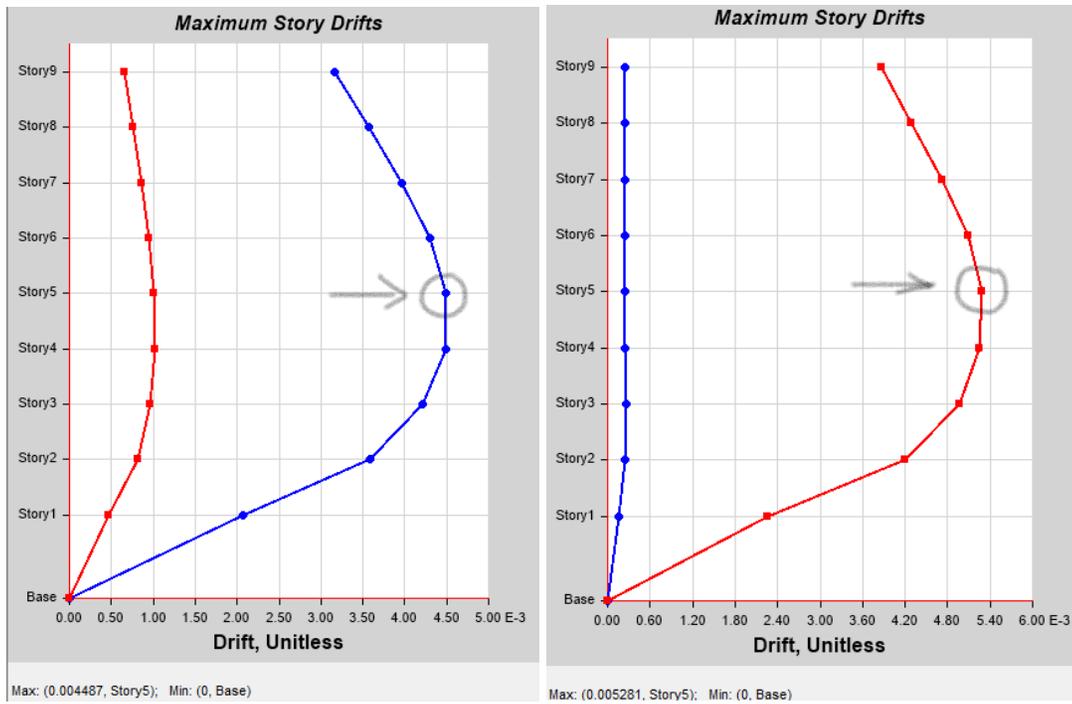


Figura B.5 Gráfica de las derivas por piso, siendo el máximo para X=0.0045, piso 5; y para Y=0.0053, piso 5.

**Anexo C Diseño estructural por el código ACI 318-14**

Ubicación de las cargas vivas por cada alternativa propuesta.

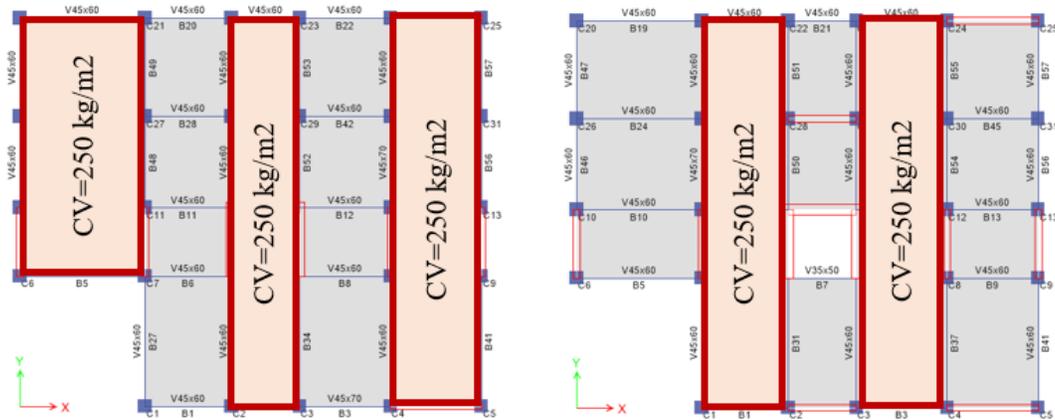


Figura C.1 Carga viva distribuida como alternativa 1 y 2.

Fuente: Elaboración propia

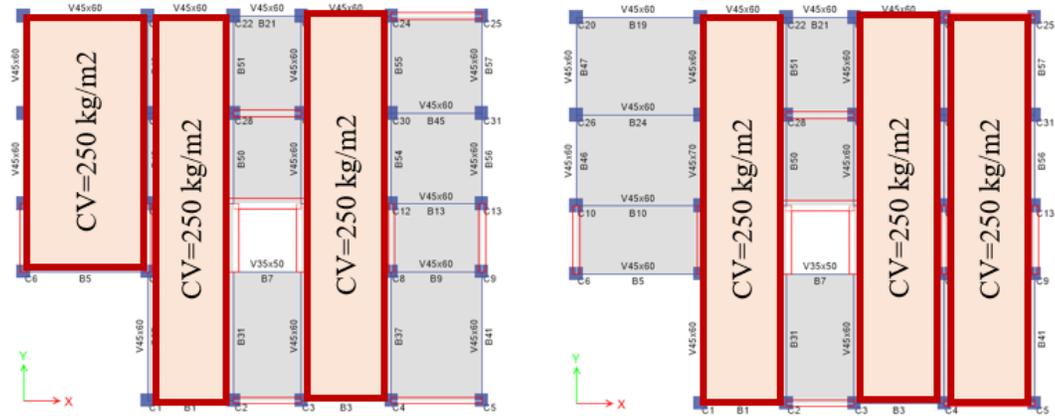


Figura C.2 Carga viva distribuida como alternativa 3 y 4.

Fuente: Elaboración propia

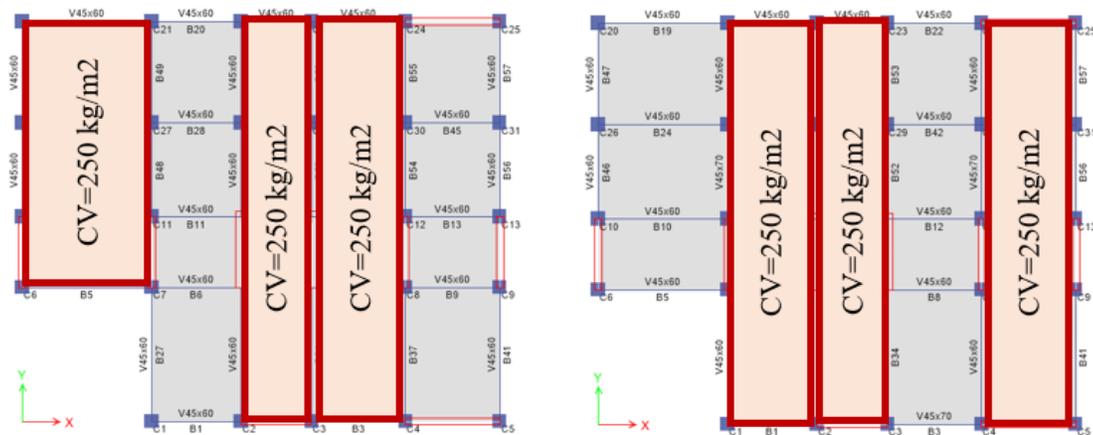


Figura C.3 Carga viva distribuida como alternativa 5 y 6.

Fuente: Elaboración propia

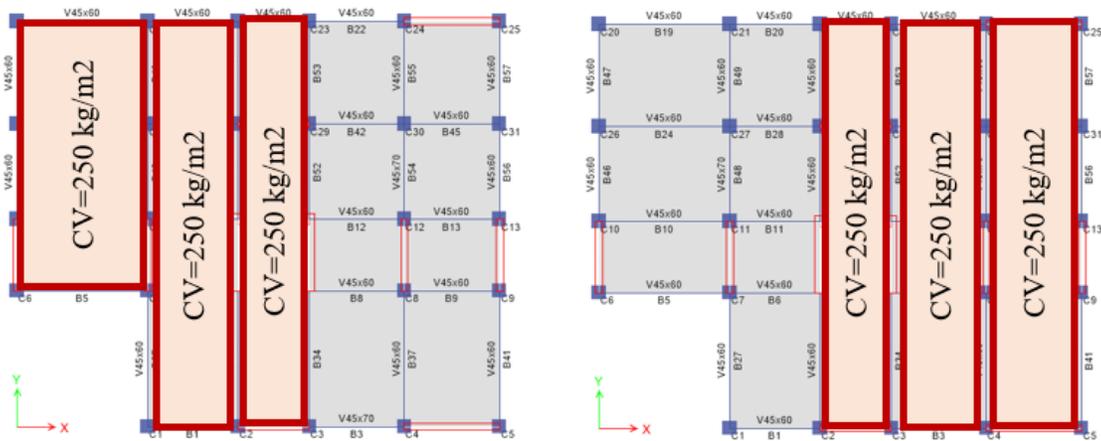


Figura C.4 Carga viva distribuida como alternativa 7 y 8.  
Fuente: Elaboración propia

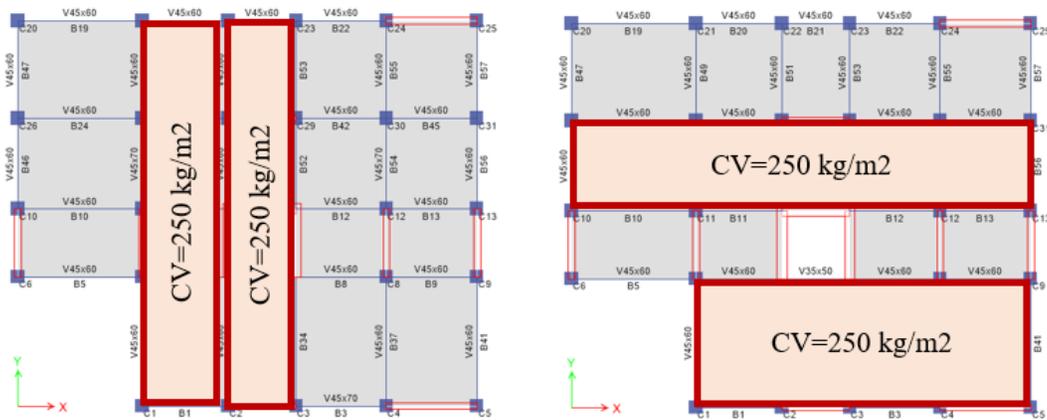


Figura C.5 Carga viva distribuida como alternativa 9 y 10.  
Fuente: Elaboración propia

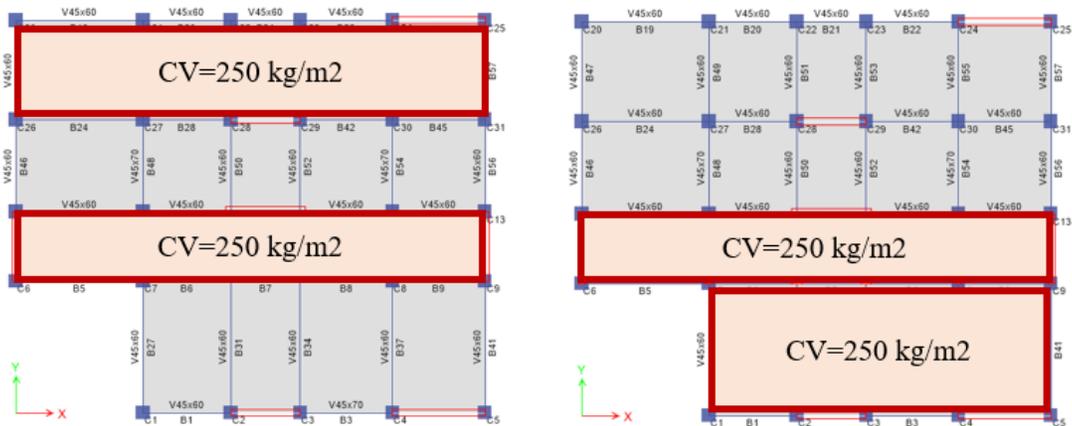


Figura C.6 Carga viva distribuida como alternativa 11 y 12.  
Fuente: Elaboración propia

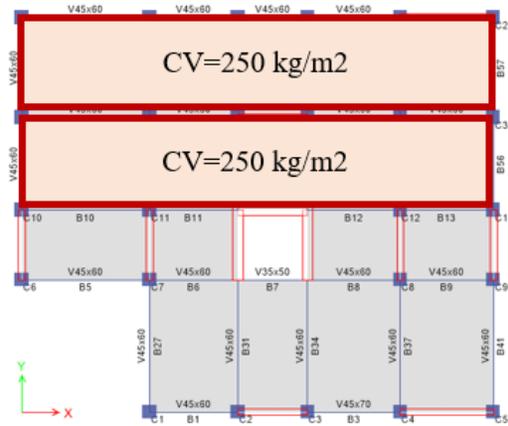


Figura C.7 Carga viva distribuida como alternativa 13.  
Fuente: Elaboración propia

Combinaciones de cargas para el diseño según el ACI 318-14, con varias alternativas de

cargas vivas:

$$U1 = 1.4 \text{ CM}$$

$$U2 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ CV}$$

$$U2.1 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.1}$$

$$U2.2 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.2}$$

$$U2.3 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.3}$$

$$U2.4 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.4}$$

$$U2.5 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.5}$$

$$U2.6 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.6}$$

$$U2.7 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.7}$$

$$U2.8 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.8}$$

$$U2.9 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.9}$$

$$U2.10 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.10}$$

$$U2.11 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.11}$$

$$U2.12 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.12}$$

$$U2.13 = 1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ alt.13}$$

$$U3 = 1.2 \text{ CM} + 1 \text{ Sx} + 1 \text{ CV}$$

$$U3-1 = 1.2 \text{ CM} + 1 \text{ Sx} + 1 \text{ alt.1}$$

$$U3-2 = 1.2 \text{ CM} + 1 \text{ Sx} + 1 \text{ alt.2}$$

$$U3-3 = 1.2 \text{ CM} + 1 \text{ Sx} + 1 \text{ alt.3}$$

$$U3-4 = 1.2 \text{ CM} + 1 \text{ Sx} + 1 \text{ alt.4}$$

$$U3-5 = 1.2 \text{ CM} + 1 \text{ Sx} + 1 \text{ alt.5}$$

$$U3-6 = 1.2 \text{ CM} + 1 \text{ Sx} + 1 \text{ alt.6}$$

$$U3.1 = 1.2 \text{ CM} - 1 \text{ Sx} + 1 \text{ CV}$$

$$U3.1-1 = 1.2 \text{ CM} - 1 \text{ Sx} + 1 \text{ alt.1}$$

$$U3.1-2 = 1.2 \text{ CM} - 1 \text{ Sx} + 1 \text{ alt.2}$$

$$U3.1-3 = 1.2 \text{ CM} - 1 \text{ Sx} + 1 \text{ alt.3}$$

$$U3.1-4 = 1.2 \text{ CM} - 1 \text{ Sx} + 1 \text{ alt.4}$$

$$U3.1-5 = 1.2 \text{ CM} - 1 \text{ Sx} + 1 \text{ alt.5}$$

$$U3.1-6 = 1.2 \text{ CM} - 1 \text{ Sx} + 1 \text{ alt.6}$$

U3-7= 1.2 CM + 1 Sx + 1 alt.7  
U3-8= 1.2 CM + 1 Sx + 1 alt.8  
U3-9= 1.2 CM + 1 Sx + 1 alt.9  
U3-10= 1.2 CM + 1 Sx + 1 alt.10  
U3-11= 1.2 CM + 1 Sx + 1 alt.11  
U3-12= 1.2 CM + 1 Sx + 1 alt.12  
U3-13= 1.2 CM + 1 Sx + 1 alt.13

U3.1-7= 1.2 CM - 1 Sx + 1 alt.7  
U3.1-8= 1.2 CM - 1 Sx + 1 alt.8  
U3.1-9= 1.2 CM - 1 Sx + 1 alt.9  
U3.1-10= 1.2 CM - 1 Sx + 1 alt.10  
U3.1-11= 1.2 CM - 1 Sx + 1 alt.11  
U3.1-12= 1.2 CM - 1 Sx + 1 alt.12  
U3.1-13= 1.2 CM - 1 Sx + 1 alt.13

U4= 1.2 CM + 1 Sy + 1 CV

U4-1= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.1  
U4-2= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.2  
U4-3= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.3  
U4-4= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.4  
U4-5= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.5  
U4-6= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.6  
U4-7= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.7  
U4-8= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.8  
U4-9= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.9  
U4-10= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.10  
U4-11= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.11  
U4-12= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.12  
U4-13= 1.2 CM + 1 Sy + 1 alt.13

U4.1= 1.2 CM - 1 Sy + 1 CV

U4.1-1= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.1  
U4.1-2= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.2  
U4.1-3= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.3  
U4.1-4= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.4  
U4.1-5= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.5  
U4.1-6= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.6  
U4.1-7= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.7  
U4.1-8= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.8  
U4.1-9= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.9  
U4.1-10= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.10  
U4.1-11= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.11  
U4.1-12= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.12  
U4.1-13= 1.2 CM - 1 Sy + 1 alt.13

U5= 0.9 CM + 1 Sx

U5.1= 0.9 CM - 1 Sx

U6= 0.9 CM + 1 Sy

U6.1= 0.9 CM - 1 Sy

U7= 0.9 CM + 1 Viento X

U7.1= 0.9 CM - 1 Viento X

U8= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 CV

U8-1= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 1  
U8-2= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 2  
U8-3= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 3  
U8-4= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 4  
U8-5= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 5  
U8-6= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 6  
U8-7= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 7  
U8-8= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 8

U8.1= 1.2 CM - 1 Viento X + 1 CV

U8.1-1=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 1  
U8.1-2=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 2  
U8.1-3=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 3  
U8.1-4=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 4  
U8.1-5=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 5  
U8.1-6=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 6  
U8.1-7=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 7  
U8.1-8=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 8

U8-9= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 9  
 U8-10= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 10  
 U8-11= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 11  
 U8-12= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 12  
 U8-13= 1.2 CM + 1 Viento X + 1 alt. 13

U8.1-9=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 9  
 U8.1-10=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 10  
 U8.1-11=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 11  
 U8.1-12=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 12  
 U8.1-13=1.2 CM - 1 Viento X + 1 alt. 13

U9= 0.9 CM + 1 Viento Y

U9.1= 0.9 CM - 1 Viento Y

U10= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 CV

U10-1= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 1  
 U10-2= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 2  
 U10-3= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 3  
 U10-4= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 4  
 U10-5= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 5  
 U10-6= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 6  
 U10-7= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 7  
 U10-8= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 8  
 U10-9= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 9  
 U10-10= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 10  
 U10-11= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 11  
 U10-12= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 12  
 U10-13= 1.2 CM + 1 Viento Y + 1 alt. 13

U10.1= 1.2 CM - 1 Viento Y + 1 CV

U10.1-1=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 1  
 U10.1-2=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 2  
 U10.1-3=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 3  
 U10.1-4=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 4  
 U10.1-5=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 5  
 U10.1-6=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 6  
 U10.1-7=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 7  
 U10.1-8=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 8  
 U10.1-9=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 9  
 U10.1-10=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 10  
 U10.1-11=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 11  
 U10.1-12=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 12  
 U10.1-13=1.2 CM - 1 Viento Y + 1 alt. 13

El diseño de los elementos estructurales se basó en el capítulo 18 del código ACI 318-14, para una categoría de diseño sísmico “D”. Dicha clasificación se basó en la tabla 11.6-2 del ASCE 7, el cual considera la categoría de riesgo de la edificación (I y II según el ASCE 41 o tipo “C” según el RNE-E030); y con el espectro de diseño elástico de la norma E030 para una zona 4 (0.45g), factor de uso (1.00), factor C (2.50), suelo intermedio (1.05).

$$Sds = \frac{2}{3} SM1$$

Donde:

SM1: aceleración espectral del máximo terremoto considerado para el periodo de 0.2s – 1s

Tabla C.1

*Categoría de diseño sísmico basado en los parámetros de aceleración de respuesta de periodo  $T_s$ , según el ASCE 7*

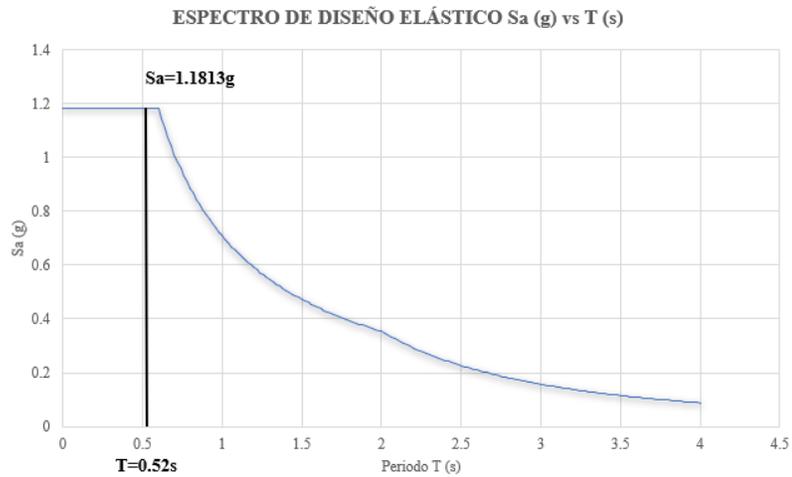
Valores de $S_d$	Categoría de riesgo	
	I o II o III	IV
$s_d < 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_d < 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_d < 0.20$	C	D
$0.20 \leq S_d$	D	D

Tabla C.2

*Clasificación de la categoría de diseño sísmico (CDS) para una edificación multifamiliar*

$S_d$ (g)	*SM1 (g)	T (s)	C. riesgo	CDS
0.79	1.1813	0.52	I y II	D

\*Resultado de interceptar el periodo fundamental en el espectro de diseño elástico con una probabilidad de excedencia 10%/50 años



*Figura C.8 Espectro de diseño elástico.  
Fuente: Elaboración propia*

## Diseño de columnas

A continuación, presentamos el diseño de acero longitudinal y transversal de las columnas más demandantes por sismo y cargas de gravedad para cada piso. Cabe señalar que cada columna será verificada que cumplan los requisitos mínimos de separación entre ramas de cortes ( $\leq 35\text{cm}$ ), la separación de estribos y las cuantías mínimas y máximas según el capítulo 18 del código ACI 318-14. Toda la longitud de las columnas se considera confinadas.

Para el cálculo del área de corte en el refuerzo transversal se usó el mayor valor de las siguientes ecuaciones del código ACI 318-14:

$$A_{sh} = 0.3 * \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_y} * s * bc$$

$$A_{sh} = 0.09 * \frac{f'_c}{f_y} * s * bc$$

Donde:

$A_{sh}$ : área de corte de demanda (in<sup>2</sup>)

$A_g$ : área del borde confinado (in<sup>2</sup>)

$A_{ch}$ : área neta del borde confinado (in<sup>2</sup>)

$f'_c$ : esfuerzo a la compresión del concreto sin confinar (psi)

$f_y$ : esfuerzo del acero de refuerzo (psi)

$bc$ : separación del acero transversal en dirección del ancho mayor de confinamiento (in)

$s$ : separación máxima del acero transversal (in), será el menor de:

0.25 del ancho menor de la sección confinada (cm)

6 el diámetro menor de la barra longitudinal (cm)

$$S_o = 10 + \frac{35-hx}{3}, \text{ sabiendo que } hx \text{ no debe ser mayor a } 35\text{cm. (cm)}$$

Tabla C.3

*Cálculo de la separación máxima del refuerzo transversal en columna 60x60*

<b>S.máx de estribo en zona confinada</b>		
Smáx	9	cm
b (ancho de columna)	60	cm
Φ barra longitudinal 5/8"	1.59	cm
So	10	cm
hx	35	cm

Tabla C.4

*Cálculo del área de corte transversal en columna 60x60cm desde 1°-5° piso*

<b>Área de refuerzo transversal</b>		
Número de corte (Ash/área de estribo)	3	Ambas direcciones X e Y
Ash	2.75	cm <sup>2</sup>
S	9.54	cm
bc	50.73	cm
Ag	3600	cm <sup>2</sup>
Ach	2704	cm <sup>2</sup>
f'c	240	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	4	cm
Φ estribo 1/2"	1.27	cm
Área de estribo	1.27	cm <sup>2</sup>

Nota: las unidades deben ser convertidas a pulgadas "in" y "psi" para reemplazar en las fórmulas propuestas por el código ACI 318-14.

Tabla C.5

*Cálculo del área de corte transversal en columna 60x60cm desde 6°-9° piso*

<b>Área de refuerzo transversal</b>		
Número de corte (Ash/área de estribo)	4	Ambas direcciones X e Y
Ash	2.77	cm <sup>2</sup>
S	9.54	cm
bc	51.05	cm
Ag	3600	cm <sup>2</sup>
Ach	2704	cm <sup>2</sup>
f'c	240	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	4	cm
Φ estribo 3/8"	0.95	cm
Área de estribo	0.71	cm <sup>2</sup>

Nota: las unidades deben ser convertidas a pulgadas "in" y "psi" para reemplazar en las fórmulas propuestas por el código ACI 318-14.

Verificación de columnas, para pórticos especiales resistente a momentos, por resistencia al corte. Se desprecian los efectos de torsión, por tanto, no se genera una reducción de la resistencia al corte y momento flector. La cortante de concreto  $V_c=0$ .

Resistencia a corte en una dirección

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Para limitar sección del concreto

$$V_u < \phi V_{max}$$

$$\phi V_{max} = \phi (V_c + 2.2 * \sqrt{f'c} * b_w * d)$$

Cortante del concreto y acero que aportan a la resistencia nominal a corte

$$V_c = 0$$

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

Donde:

$V_{max}$ : resistencia máxima al corte (kg)

$V_u$ : cortante de demanda (kg)

$V_c$ : cortante de resistencia del concreto=0 (kg)

$V_s$ : cortante de resistencia del acero transversal (kg)

$A_v$ : área de refuerzo a cortante requerido (cm<sup>2</sup>)

$S$ : espaciamiento de los aceros transversales (cm)

$\phi$ : factor de reducción de resistencia a corte por sismo 0.60

$b_w$ : ancho de columna (cm)

$d$ : peralte efectivo de columna (cm)

$f'_c$ : esfuerzo a la compresión del concreto sin confinar (kg/cm<sup>2</sup>)

$\lambda$ : 1 para concreto de peso normal

Verificación de la compresión axial que recibe cada sección de columna; por tanto, como tema de ser más conservadores se tomará para toda carga axial (controlada por compresión y en la región de transición)  $\phi=0.65$ .

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$P_n, \text{máx} = 0.80 * P_o$$

$$P_o = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$$

Donde:

$P_n$ : resistencia axial máxima para secciones controladas a compresión (kg)

$\phi$ : factor de reducción de resistencia para secciones controladas a compresión con estribos cuadrados = 0.65

$A_g$ : área de la sección (cm<sup>2</sup>)

Ast: área total del refuerzo longitudinal (cm<sup>2</sup>)

Tabla C.6

*Cortante máxima en columna de 60x60cm*

f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	φv sismo	b (cm)	h (cm)	φ1/2"estri bo	φ5/8 "	Recubrimiento (cm)	d (cm)	φVmax (kg)	Vc (kg)
240	0.6	60	60	1.27	1.59	4	55.21	67734.39	0.00

Tabla C.7

*Verificación de cortante resistente máxima por piso*

	Columna	Vu (kg)	≤	φVmax (kg)	Combo
Piso 1	C27	13455.80	<	67734.39	U6.1
Piso 2	C27	21991.49	<	67734.39	U6.1
Piso 3	C27	24410.50	<	67734.39	U6.1
Piso 4	C27	27403.83	<	67734.39	U4.1-12
Piso 5	C27	27044.94	<	67734.39	U4.1-12
Piso 6	C27	22318.48	<	67734.39	U4.1-10
Piso 7	C21	19431.11	<	67734.39	U4.1-10
Piso 8	C21	16815.66	<	67734.39	U4.1-10
Piso 9	C21	31496.19	<	67734.39	U6.1

Tabla C.8

*Cortante resistente del acero transversal en columna*

fy (kg/cm <sup>2</sup> )	As. Estribo	Nºramas	Av (cm <sup>2</sup> )	s (cm)	d (cm)	Vs (kg)	Vc (kg)	Columna
4200	φ1/2"=1.27 cm <sup>2</sup>	3	3.81	9	55.21	98154.49	0	60x60
	φ3/8"=0.71 cm <sup>2</sup>	4	2.84	9	55.21	73165.03	0	60x60

Tabla C.9

*Verificación de cortante resistente del acero transversal, por demanda máxima en cada piso*

	<b>Columna</b>	<b>Vu/φ (kg)</b>	<b>≤</b>	<b>Vs (kg)</b>
Piso 1	C27	22426.33	<	98154.49
Piso 2	C27	36652.48	<	98154.49
Piso 3	C27	40684.17	<	98154.49
Piso 4	C27	45673.05	<	98154.49
Piso 5	C27	45074.90	<	98154.49
Piso 6	C27	37197.47	<	73165.03
Piso 7	C21	32385.18	<	73165.03
Piso 8	C21	28026.10	<	73165.03
Piso 9	C21	52493.65	<	73165.03

Tabla C.10

*Verificación de cortante resistente nominal, por demanda máxima en cada piso*

	<b>Columna</b>	<b>Vs (kg)</b>	<b>Vc (kg)</b>	<b>φVn (kg)</b>	<b>≥</b>	<b>Vu (kg)</b>
Piso 1	C27	98154.49	0	58892.69	>	13455.80
Piso 2	C27	98154.49	0	58892.69	>	21991.49
Piso 3	C27	98154.49	0	58892.69	>	24410.50
Piso 4	C27	98154.49	0	58892.69	>	27403.83
Piso 5	C27	98154.49	0	58892.69	>	27044.94
Piso 6	C27	73165.03	0	43899.02	>	22318.48
Piso 7	C21	73165.03	0	43899.02	>	19431.11
Piso 8	C21	73165.03	0	43899.02	>	16815.66
Piso 9	C21	73165.03	0	43899.02	>	31496.19

Tabla C.11

*Carga axial resistente por columna*

<b>Columna</b>	<b>As.colocado (cm2)</b>		<b>Ubicación</b>	<b>Cuantía</b>	<b>φPn (kg)</b>
60x60	82.45	1°-5°piso	todas	2.32%	531606.46
60x60	74.54	6°-9°piso	C 21,22,23,26,27,30,31	2.07%	515105.75
60x60	50.79	6°-9°piso	C 1,20	1.43%	465603.62

Tabla C.12

*Verificación de resistencia de carga axial nominal, por demanda máxima en cada piso*

	<b>Columna</b>	<b>Pu (kg)</b>	<b>≤</b>	<b>φPn (kg)</b>
Piso 1	C27	180320.10	<	531606.46
Piso 2	C27	151515.35	<	531606.46
Piso 3	C27	127533.18	<	531606.46
Piso 4	C27	106220.21	<	531606.46
Piso 5	C27	86537.32	<	531606.46
Piso 6	C27	67985.27	<	515105.75
Piso 7	C21	48824.86	<	515105.75
Piso 8	C21	31298.58	<	515105.75
Piso 9	C21	13870.72	<	515105.75

Tabla C.13

*Verificación de la relación demanda capacidad (D/C) por piso*

	<b>Columna</b>	<b>As (cm2)</b>	<b>Cuantía colocada</b>	<b>D/C</b>	<b>Combo</b>
Piso 1	C27	74.54	2.07%	0.462	U4.1
Piso 2	C27	74.54	2.07%	0.536	U4.1
Piso 3	C27	74.54	2.07%	0.526	U4.1
Piso 4	C27	74.54	2.07%	0.556	U4.1
Piso 5	C27	74.54	2.07%	0.518	U4.1
Piso 6	C27	74.54	2.07%	0.44	U4.1
Piso 7	C26	74.54	2.07%	0.364	U4.1-7
Piso 8	C27	74.54	2.07%	0.317	U4.1-1
Piso 9	C26	74.54	2.07%	0.357	U4.1-11

Tabla C.14

*Diseño final de columna 60x60cm desde 1°-5° piso*

<b>Configuración estructural de la columna 60x60</b>		
Smáx estribo	9	cm
$\Phi$ estribo 1/2"	1.27	cm <sup>2</sup>
Número de ramas en "X" e "Y"	3	
Doblado estribo	135	grados
b	60	cm
h	60	cm
$\Phi$ barra longitudinal 5/8"	1.979	cm <sup>2</sup>
$\Phi$ barra esquinas 3/4"	2.84	cm <sup>2</sup>
Cuantía de demanda	1.00	%
Cuantía colocada	2.32	%
Recubrimiento	4.00	cm

Tabla C.15

*Diseño final de columna 60x60cm desde 6°-9° piso*

<b>Configuración estructural de la columna 60x60</b>		
Smáx estribo	9	cm
$\Phi$ estribo 3/8"	0.71	cm <sup>2</sup>
Número de ramas en "X" e "Y"	4	
Doblado estribo	135	grados
b	60	cm
h	60	cm
$\Phi$ barra longitudinal 5/8"	1.979	cm <sup>2</sup>
$\Phi$ barra esquinas 3/4"	2.84	cm <sup>2</sup>
Cuantía de demanda	1.00	%
Cuantía colocada	2.07	%
Recubrimiento	4.00	cm

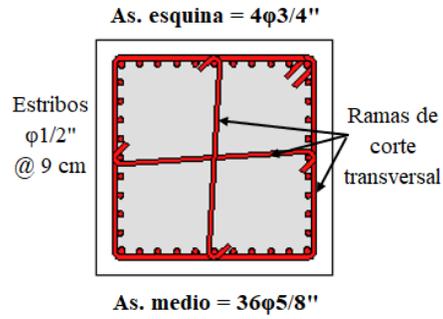


Figura C.9 Sección transversal de la columna 60x60cm desde 1°-5° piso, con 4 barras de 3/4" y 36 de 5/8", y estribos con ramas de 1/2" @9cm.

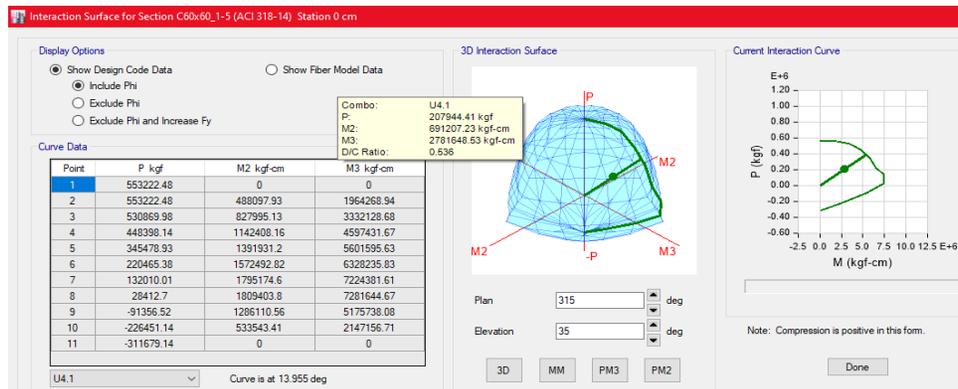


Figura C.10 Diagrama de interacción de la columna C27 - 60x60cm, con 4 barras de 3/4" y 36 de 5/8", y estribos con 3 ramas de 1/2" @9cm-Piso 2 combinación U4.1.

## Diseño de vigas

A continuación, presentamos el diseño de acero longitudinal y transversal de las vigas más demandantes por sismo y cargas de gravedad para cada piso. Cabe señalar que cada viga será verificada que cumplan los requisitos mínimos de separación entre ramas de cortes ( $\leq 35\text{cm}$ ), la separación de estribos y las cuantías mínimas y máximas según el capítulo 18 del código ACI 318-14. Toda la longitud de las vigas se considera confinadas. La sección no fisurada “c” es menor que el espesor de la losa “h”; de modo que, la sección transversal de la viga será analizada como viga rectangular (ver tabla C.16).

$$c = \frac{A_{smín} * f_y}{0.85^2 * f'_c * b_w}$$

$$A_{smín} = \frac{0.8 * \sqrt{f'_c} * b_w * d}{f_y}$$

$$A_{smín} = \frac{14 * b_w * d}{f_y}$$

Donde:

$A_{smín}$ : área de acero mínimo, usar el mayor (cm<sup>2</sup>)

$b_w$ : ancho de la zona comprimida de la sección (cm<sup>2</sup>)

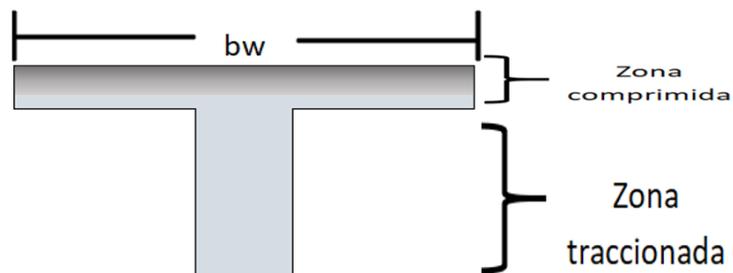


Figura C.11 Detalle de los esfuerzos actuantes en la sección transversal viga-losa.  
Fuente: Elaboración propia

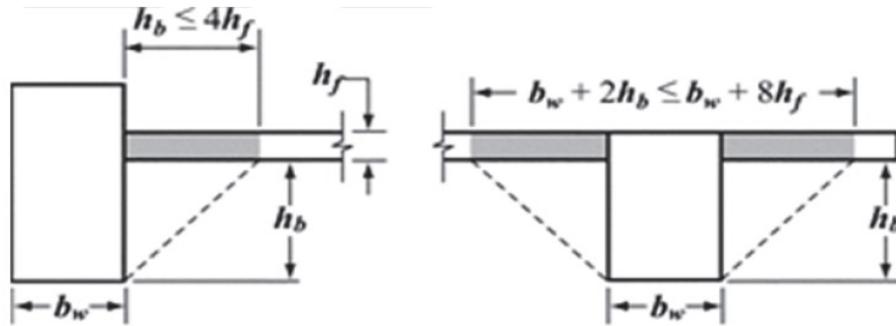


Figura C.12 Cálculo del ancho efectivo "bw" de la sección externa e interna viga-losa.  
Fuente: Elaboración propia

Tabla C.16

Verificación de la sección transversal viga-losa para el análisis

	V45x60	V45x70	V35x50	
b	45	45	40	cm
h	60	70	55	cm
f'c	240	240	240	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	4200	4200	kg/cm <sup>2</sup>
h.losa	15	15	15	cm
bw	135	155	150	cm
d*	54	63	49.5	cm
As.mín	24.30	32.55	24.75	cm <sup>2</sup>
c	4.36	5.09	4.00	cm

\*El valor "d" se tomó como el 90% de la altura total de la viga

Verificación de vigas, para pórticos especiales resistente a momentos, por resistencia al corte.

Se desprecian los efectos de torsión, por tanto, no se genera una reducción de la resistencia al corte y momento flector. La cortante de concreto  $V_c=0$ .

Resistencia a corte en una dirección

$$Vu < \phi Vn$$

$$Vn = Vc + Vs$$

Para limitar sección del concreto

$$V_u < \phi V_{max}$$

$$\phi V_{max} = \phi (V_c + 2.2 * \sqrt{f'_c} * b_w * d)$$

Cortante del concreto y acero que aportan a la resistencia nominal a corte

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

$$V_s \geq \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_s = \frac{A_v * f_{yt} * d}{s}$$

Donde:

$V_{max}$ : resistencia máxima al corte (kg)

$V_u$ : cortante de demanda (kg)

$V_c$ : cortante de resistencia del concreto=0 (kg)

$V_s$ : cortante de resistencia del acero transversal (kg)

$A_v$ : área de refuerzo a cortante requerido (cm<sup>2</sup>)

$S$ : espaciamiento de los aceros transversales (cm)

$\phi$ : factor de reducción de resistencia a corte por sismo 0.60

$b_w$ : ancho de viga (cm)

$d$ : peralte efectivo de viga (cm)

$f'_c$ : esfuerzo a la compresión del concreto sin confinar (kg/cm<sup>2</sup>)

$\lambda$ : 1 para concreto de peso normal

Tabla C.17

*Capacidad resistente del concreto a la fuerza cortante para secciones de viga*

Características de resistencia al corte para varias secciones de vigas								
f'c (kg/cm <sup>2</sup> )	φv sismo	b (cm)	h (cm)	Φ5/8"	Recubrimiento (cm)	d (cm)	φVmax (kg)	Vc (kg)
240	0.60	45	60	1.59	4	55.21	50800.79	0
		45	70	1.59	4	65.21	60003.00	0
		35	50	1.59	4	45.21	32354.45	0

Tabla C.18

*Resumen de vigas con mayores demandas por fuerza cortante en toda la edificación*

Viga	Vu (kg)	Combo	Viga	Vu (kg)	Combo	Viga	Vu (kg)	Combo
B1	23663.25	U4.1-4	B21	25176.42	U4.1-7	B46	35601.09	U4.1-7
B5	17025.17	U4.1-7	B27	18090.05	U4.1-10	B47	22996.29	U4.1-13
B6	23153.45	U4.1-3	B31	24097.66	U4.1-7	B48	52691	U4.1-13
B7*	6783.38	U4.1-8	B34	23887.11	U4.1-5	B49	23846.44	U4.1-13
B8	25341.18	U4.1	B37	23297.32	U4.1-12	B50	29878.13	U4.1-6
B9	22044.83	U4.1-8	B41	19243.48	U4.1-12	B51	20397.02	U4.1-11
B10	21918.98	U4.1-7	B3	52404.36	U4.1-3	B52	30332.76	U4.1
B11	27546.75	U4.1-3	B22	35168.16	U4.1-5	B53	19551.04	U4.1-11
B12	29510.6	U4.1-4	B24	22833.88	U4.1-7	B54	50414.12	U4.1-8
B13	22665.98	U4.1-8	B28	37338.37	U4.1-3	B55	31989.95	U4.1-13
B19	17935.81	U4.1-7	B42	35829.24	U4.1-4	B56	48355.82	U4.1-8
B20	23420.63	U4.1-3	B45	22535.1	U4.1-8	B57	27707.31	U4.1-13

\*La viga B7 (35x50) tiene una cortante de demanda 6783.38 kg, el cual es menor a la capacidad máxima resistente con 32354.45 kg

Tabla C.19

*Verificación del límite de sección de las vigas con mayores demandas por fuerza cortante*

	Viga	Vu (kg)	≤	φVmax (kg)	Combo
Piso 1	B3	24868.51	<	50800.79	U4.1-3
Piso 2	B28	32164.07	<	50800.79	U4.1-3
Piso 3	B3	50634.25	<	60003.00	U4.1-3
Piso 4	B48	52691.00	<	60003.00	U4.1-13
Piso 5	B48	51742.30	<	60003.00	U4.1-13
Piso 6	B48	36720.49	<	50800.79	U4.1-13
Piso 7	B48	34409.72	<	50800.79	U4.1-13
Piso 8	B48	32774.28	<	50800.79	U4.1-13
Piso 9	B48	26205.88	<	50800.79	U4.1-13

Nota: La verificación se realizó con la cortante máxima de resistencia de la viga 45x60cm y 45x70cm.

Tabla C.20

*Capacidad resistente a la fuerza cortante del acero transversal para secciones de viga*

<b>fy (kg/cm2)</b>	<b>Estribo <math>\phi</math>3/8"</b>	<b>Nºramas</b>	<b>Av (cm2)</b>	<b>s (cm)</b>	<b>d (cm)</b>	<b>Vs (kg)</b>	<b>Vc (kg)</b>	<b>Viga</b>
4200	0.71 cm2	3	2.13	9	55.21	54873.77	0	45x60
	0.71 cm2	3	2.13	8	55.21	61732.99	0	45x60
	0.71 cm2	3	2.13	8	65.21	72915.49	0	45x70
	0.71 cm2	3	2.13	6	65.21	97220.66	0	45x70
	0.71 cm2	2	1.42	9	45.21	29955.85	0	35x50

Tabla C.21

*Verificación de refuerzo transversal con mayor demanda, en cada piso*

	<b>Viga</b>	<b>Vu/<math>\phi</math></b>	<b><math>\leq</math></b>	<b>Vs (kg)</b>
Piso 1	B3 (45x60)	41447.52	<	54873.77
Piso 2	B28 (45x60)	53606.78	<	54873.77
Piso 3	B3 (45x70)	84390.42	<	97220.66
Piso 4	B48 (45x70)	87818.33	<	97220.66
Piso 5	B48 (45x70)	86237.17	<	97220.66
Piso 6	B48 (45x60)	61200.82	<	61732.99
Piso 7	B48 (45x60)	57349.53	<	61732.99
Piso 8	B48 (45x60)	54623.80	<	54873.77
Piso 9	B48 (45x60)	43676.47	<	54873.77

Nota: La verificación se realizó con la cortante máxima de resistencia de la viga 45x60cm con s=9 y 8cm; y de la viga 45x70cm con s=8 y 6cm.

Tabla C.22

*Resistencia nominal al cortante*

	<b>Viga</b>	<b>Vs (kg)</b>	<b>Vc (kg)</b>	<b><math>\phi Vn</math></b>	<b><math>\geq</math></b>	<b>Vu</b>
Piso 1	B3 (45x60)	54873.77	0	32924.26	>	24868.51
Piso 2	B28 (45x60)	54873.77	0	32924.26	>	32164.07
Piso 3	B3 (45x70)	97220.66	0	58332.39	>	50634.25
Piso 4	B48 (45x70)	97220.66	0	58332.39	>	52691.00
Piso 5	B48 (45x70)	97220.66	0	58332.39	>	51742.30
Piso 6	B48 (45x60)	61732.99	0	37039.79	>	36720.49
Piso 7	B48 (45x60)	61732.99	0	37039.79	>	34409.72
Piso 8	B48 (45x60)	54873.77	0	32924.26	>	32774.28
Piso 9	B48 (45x60)	54873.77	0	32924.26	>	26205.88

Nota: La verificación se realizó con la cortante máxima de resistencia de la viga 45x60cm con s=9 y 8cm; y de la viga 45x70cm con s=8 y 6cm.

Tabla C.23

*Área de acero longitudinal de demanda en extremo-I por viga en todo el edificio, calculados en Etabs 2016*

Viga	As. Extremo-I (cm2)								
	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	Piso 6	Piso 7	Piso 8	Piso 9
B1	8.44	10.93	11.62	11.65	11.08	10.15	8.88	8.44	7.35
B5	8.25	9.37	10.19	10.79	10.91	10.73	10.24	9.94	8.44
B6	8.44	10.88	11.7	11.99	11.67	10.97	9.98	9.27	8.4
B7	1.72	2.03	2.71	3.13	3.37	3.5	3.61	3.75	4.58
B8	8.44	12.09	13.49	14.24	14.32	13.93	13.17	12.64	9.11
B9	7.73	8.61	8.93	9.01	8.67	8.44	8.44	8.44	5.29
B10	8.44	11.39	12.25	12.87	12.93	12.63	12.05	11.71	8.44
B11	8.81	12.4	13.46	13.7	13.21	12.16	10.96	10	8.44
B12	10.91	15.08	17.12	18.07	18.1	17.44	16.44	15.5	13.07
B13	7.48	8.85	9.27	9.36	8.91	8.44	8.44	8.44	4.85
B19	8.44	10.3	11.32	11.81	11.76	11.36	10.65	10.17	8.44
B20	8.44	9.45	10.25	10.41	10.03	9.28	8.44	8.44	6.41
B21	8.16	8.99	9.62	9.69	9.24	8.44	8.44	8.44	5.24
B27	9.63	13.18	14.36	14.75	14.39	13.56	12.36	11.48	8.73
B31	11.14	15.68	16.66	17.09	16.67	15.8	14.51	13.55	10.11
B34	11.33	15.96	17	17.39	16.94	15.93	14.65	13.66	10.17
B37	11.57	16.63	17.96	18.59	18.33	17.45	16.25	15.35	11.58
B41	10.5	15.27	16.51	17.06	16.75	15.92	14.61	13.63	10.66
B3	13.95	18.16	25.49	26.37	25.73	19.39	17.69	16.07	13.92
B22	9.8	13.7	15.02	15.31	14.7	13.49	11.92	10.63	8.44
B24	8.68	11.55	12.59	13.15	13.19	12.86	12.28	11.91	8.48
B28	9.27	11.98	12.85	12.69	11.85	10.44	9.01	8.44	6.8
B42	12.86	17.11	19.33	20.15	19.92	18.88	17.5	16.19	13.32
B45	7.35	8.44	8.44	8.44	8.44	8.44	7.41	6.65	2.93
B46	13.07	18.12	20.33	21	20.46	19.16	17.37	15.83	12.96
B47	8.44	9.36	10	10.14	9.74	9.02	8.44	8.44	5.78
B48	13.65	18.84	25.39	26.36	25.54	19.89	18.1	16.64	13.5
B49	8.44	10.38	10.06	10.38	9.71	9.9	8.68	8.44	6.1
B50	12.35	17.05	18.78	19.35	18.91	17.82	16.27	14.89	12.16
B51	8.44	10.95	11.51	11.68	11.26	10.52	9.47	8.82	7.21
B52	12.58	17.28	19	19.55	19.09	17.99	16.41	15	12.25
B53	8.44	11	11.58	11.74	11.33	10.58	9.53	8.86	7.29
B54	13.82	18.78	25.1	25.75	24.77	19.09	17.19	15.61	12.57
B55	8.44	10.23	9.78	10.08	9.48	9.62	8.44	8.44	6.17
B56	13.54	18.43	20.69	25.71	20.41	18.89	17.04	15.36	12.49
B57	8.44	10.5	11.59	10.4	11.23	10.2	9.1	8.44	6.91

Tabla C.24

*Área de acero longitudinal de demanda en extremo-J por viga en todo el edificio, calculados en Etabs 2016*

Viga	As. Extremo-J (cm2)								
	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	Piso 5	Piso 6	Piso 7	Piso 8	Piso 9
B1	9.45	11.91	12.82	12.8	12.19	11.14	9.83	8.57	8.44
B5	7.33	8.44	8.44	8.44	8.44	8.44	8.44	8.44	5.9
B6	8.44	11.23	12.31	12.77	12.59	11.98	11.07	10.35	8.44
B7	1.76	2	2.69	3.12	3.36	3.5	3.63	3.72	4.8
B8	8.44	10.32	11.08	11.33	11.01	10.34	9.42	8.71	8.26
B9	8.12	9.71	10.29	10.62	10.42	9.91	9.11	8.49	7.8
B10	8.44	9.55	10.01	10.18	9.95	9.4	8.78	8.44	7.16
B11	10.32	14.33	16	16.63	16.36	15.44	14.24	13.16	10.81
B12	8.44	11.65	12.65	12.88	12.44	11.45	10.35	9.44	8.44
B13	8.44	10.34	11.09	11.54	11.18	10.57	9.68	9.03	8.27
B19	8.44	8.95	9.6	9.79	9.56	9.04	8.44	8.44	7.03
B20	8.44	10.1	11.24	11.74	11.63	11.09	10.24	9.55	8.44
B21	7.59	8.85	9.5	9.71	9.41	8.78	8.44	8.44	4.8
B27	11.14	14.32	15.91	16.42	16.16	15.36	14.2	13.17	11.01
B31	13.84	17.26	18.87	19.4	19.1	18.22	16.96	15.81	12.85
B34	13.89	17.24	18.77	19.22	18.84	17.88	16.58	15.38	12.46
B37	13.11	16.39	17.85	18.22	17.83	16.86	15.59	14.43	11.55
B41	11.4	14.88	16.26	16.63	16.17	15.19	13.84	12.62	10.6
B3	13.28	17.25	24.01	24.66	23.8	17.77	15.99	14.37	12.36
B22	13.19	18	20.39	21.25	20.93	19.78	18.13	16.66	13.89
B24	8.44	9.74	10.45	10.65	10.45	9.86	9.27	8.9	7.39
B28	12.5	16.86	18.93	19.63	19.29	18.14	16.69	15.36	12.37
B42	9.31	12.61	13.84	14.01	13.45	12.2	10.91	9.78	8.44
B45	8.44	9.46	10.22	10.49	9.99	9.32	8.44	8.44	6.85
B46	9.35	13.21	14.21	14.16	13.22	11.76	9.99	8.63	7.69
B47	8.44	11.74	12.98	13.5	13.3	12.63	11.58	10.88	8.44
B48	9.62	13.46	16.63	16.82	15.48	11.93	10.17	8.91	7.99
B49	8.44	12.46	13.41	13.95	13.65	13.12	11.98	11.22	8.44
B50	9.55	14.15	15.17	15.43	14.83	13.71	12.22	11.03	8.44
B51	8.44	10.8	11.52	11.66	11.2	10.36	9.23	8.44	7.34
B52	9.57	14.09	15.02	15.19	14.52	13.35	11.82	10.6	8.44
B53	8.44	11.06	11.88	12.11	11.73	10.95	9.87	9.07	8.09
B54	10.08	14.05	17.36	17.53	16.23	12.53	10.73	9.49	8.17
B55	9.23	15.02	16.37	17.45	17.52	17.27	16.2	15.61	11.37
B56	10.05	13.92	15.35	17.66	14.3	12.68	10.95	9.58	8.35
B57	8.82	14.26	15.82	16.26	16.59	15.93	14.79	14.08	10.35

Tabla C.25

*Área de acero longitudinal colocado en cada viga de todo el edificio, verificados en Etabs 2016*

Viga	Recubrimiento	As.sup.extremoI	As.sup.extremoJ	As.inf.extremoI	As.inf.extremoJ
cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
B1	(45x60)	4	13.85	13.85	13.85
B10	(45x60)	4	13.85	13.85	9.89
B11	(45x60)	4	17.81	17.81	13.85
B12	(45x60)	4	19.79	13.85	13.85
B13	(45x60)	4	13.85	13.85	9.89
B19	(45x60)	4	13.85	13.85	9.89
B19_9	(45x60)	4	9.89	9.89	9.89
B20	(45x60)	4	13.85	13.85	13.85
B20_9	(45x60)	4	9.89	9.89	9.89
B21	(45x60)	4	13.85	17.81	13.85
B21_9	(45x60)	4	9.89	9.89	9.89
B22	(45x60)	4	17.81	21.77	17.81
B22_9	(45x60)	4	9.89	17.81	13.85
B24	(45x60)	4	13.85	13.85	9.89
B24_9	(45x60)	4	9.89	9.89	9.89
B27	(45x60)	4	17.81	17.81	13.85
B28	(45x60)	4	13.85	19.79	17.81
B28_9	(45x60)	4	9.89	13.85	9.89
B3	(45x60)	4	21.77	19.79	17.81
B31	(45x60)	4	17.81	19.79	13.85
B34	(45x60)	4	19.79	19.79	13.85
B37	(45x60)	4	19.79	19.79	13.85

Tabla C.26

Área de acero longitudinal colocado en cada viga de todo el edificio, verificados en Etabs 2016

Viga	Recubrimiento	As.sup.extremoI	As.sup.extremoJ	As.inf.extremoI	As.inf.extremoJ	
cm	cm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	
B3_3,4,5*	(45x70)	4	27.71	25.73	23.75	25.73
B41	(45x60)	4	19.79	19.79	13.85	13.85
B42	(45x60)	4	21.77	17.81	17.81	17.81
B42_9	(45x60)	4	15.83	9.89	9.89	9.89
B45	(45x60)	4	17.81	13.85	17.81	9.89
B45_9	(45x60)	4	9.89	9.89	9.89	9.89
B46	(45x60)	4	21.77	17.81	17.81	17.81
B46_9	(45x60)	4	13.85	9.89	9.89	11.87
B47	(45x60)	4	17.81	13.85	17.81	13.85
B47_4,5	(45x60)	4	17.81	15.83	17.81	13.85
B47_9	(45x60)	4	9.89	9.89	11.87	9.89
B48	(45x60)	4	21.77	17.81	13.85	17.81
B48_3,4,5	(45x70)	4	27.71	17.81	19.79	21.77
B48_9	(45x60)	4	15.83	13.85	15.83	13.85
B49	(45x60)	4	17.81	13.85	17.81	9.89
B49_9	(45x60)	4	13.85	9.89	13.85	9.89
B5	(45x60)	4	13.85	9.89	9.89	9.89
B50	(45x60)	4	19.79	17.81	17.81	15.83
B51	(45x60)	4	17.81	13.85	13.85	13.85
B51_9	(45x60)	4	15.83	11.87	15.83	11.87
B52	(45x60)	4	21.77	17.81	17.81	17.81
B53	(45x60)	4	13.85	13.85	9.89	13.85
B53_9	(45x60)	4	15.83	11.87	15.83	11.87
B54	(45x60)	4	21.77	17.81	17.81	17.81
B54_3,4,5	(45x70)	4	27.71	19.79	19.79	19.79
B54_9	(45x60)	4	17.81	11.87	17.81	11.87
B55	(45x60)	4	17.81	17.81	17.81	13.85
B55_9	(45x60)	4	11.87	15.83	11.87	15.83
B56	(45x60)	4	21.77	17.81	17.81	17.81
B56_4	(45x70)	4	27.71	19.79	21.77	21.77
B56_9	(45x60)	4	13.85	9.89	9.89	9.89
B57	(45x60)	4	17.81	17.81	17.81	13.85
B57_9	(45x60)	4	9.89	11.87	9.89	9.89
B6	(45x60)	4	13.85	13.85	13.85	13.85
B7	(45x60)	4	7.91	7.91	7.91	7.91
B8	(45x60)	4	13.85	13.85	13.85	13.85
B9	(45x60)	4	17.81	13.85	9.89	13.85

Tabla C.27

*Diseño final de vigas 35x50cm*

<b>Configuración estructural de la viga 35x50</b>		
Smáx estribo	9	cm
$\Phi$ estribo 3/8"	0.71	cm <sup>2</sup>
Número de ramas	2	
Doblado estribo	135	grados
b	35	cm
h	50	cm
$\Phi$ barra longitudinal 5/8"	1.979	cm <sup>2</sup>
$\Phi$ barra esquinas 5/8"	1.979	cm <sup>2</sup>
Cuantía mínima permitida	0.33	%
Variación de cuantía de demanda*	0.10, 0.29	%
Cuantía colocada	0.49	%
Cuantía máxima permitida	1.23	%
Recubrimiento	4.00	cm

\*Las cuantías 0.10%, 0.29% refieren desde el mínimo hasta el máximo en sus extremos, respectivamente.

Tabla C.28

*Diseño final de vigas 45x60cm*

<b>Configuración estructural de la viga 45x60</b>		
Smáx estribo	9	cm
Smáx estribo (B48_6,7)	8	cm
$\Phi$ estribo 3/8"	0.71	cm <sup>2</sup>
Número de ramas	3	
Doblado estribo	135	grados
b	45	cm
h	60	cm
$\Phi$ barra longitudinal 5/8"	1.979	cm <sup>2</sup>
$\Phi$ barra esquinas 5/8"	1.979	cm <sup>2</sup>
Cuantía mínima permitida	0.33	%
Variación de cuantía de demanda*	0.15, 0.72	%
Variación-cuantía colocada*	0.39, 0.79	%
Cuantía máxima permitida	1.23	%
Recubrimiento	4.00	cm

\*Las cuantías 0.15%, 0.72% refieren desde el mínimo hasta el máximo en sus extremos, respectivamente.

Tabla C.29

Diseño final de vigas 45x70cm

Configuración estructural de la viga 45x70		
Smáx estribo	8	cm
Smáx estribo (B3_3 y B48_4,5)	6	cm
Φ estribo 3/8"	0.71	cm2
Número de ramas	3	
Doblado estribo	135	grados
b	45	cm
h	70	cm
Φ barra longitudinal 5/8"	1.979	cm2
Φ barra esquinas 5/8"	1.979	cm2
Cuantía mínima permitida	0.33	%
Variación de cuantía de demanda*	0.53, 0.84	%
Variación-cuantía colocada*	0.60, 0.93	%
Cuantía máxima permitida	1.23	%
Recubrimiento	4.00	cm

\*Las cuantías 0.53%, 0.84% refieren desde el mínimo hasta el máximo en sus extremos, respectivamente.

Viga B48-45x70, piso 3:

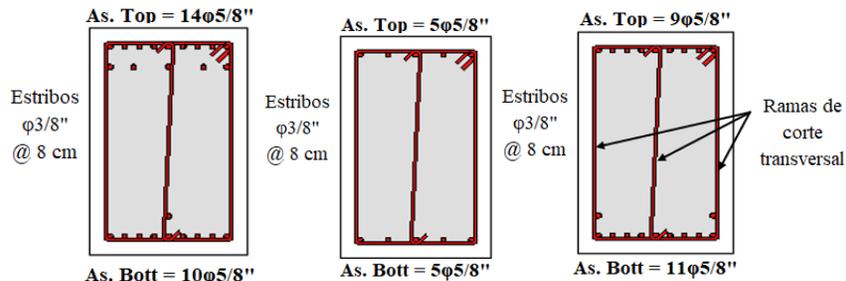


Figura C.13 Armado de la sección transversal extremo I, medio, extremo J de la viga B48\_3.

Fuente: SeismoStruct (2020)

Viga B48-45x70, piso 4, 5:

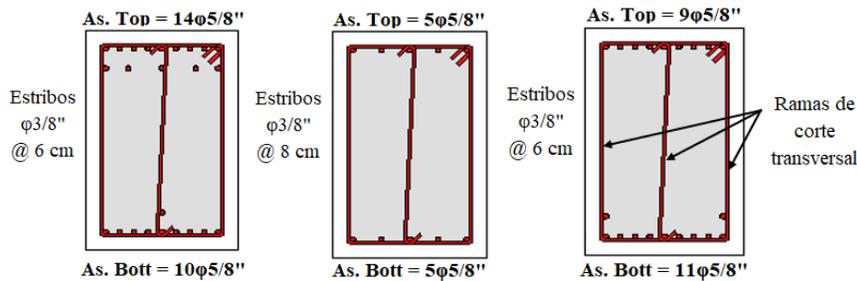


Figura C.14 Armado de la sección transversal extremo I, medio, extremo J de la viga B48\_4, 5.

Fuente: SeismoStruct (2020)

### Verificación de los nudos especiales resistentes a momentos

Cada ancho de la viga cuenta con el 75% del ancho de la columna; de modo que, los nudos se encuentran confinados en cada lado que llega una viga.

Para verificación de resistencia nominal de corte en el nudo, confinado en sus cuatro caras

$$Vn = 5.3 * \lambda * \sqrt{f'c} * Aj$$

Para verificación de resistencia nominal de corte en el nudo, confinado en dos o tres caras

$$Vn = 4 * \lambda * \sqrt{f'c} * Aj$$

Donde:

$\lambda$ : 1 para concreto de peso normal

$f'c$ : resistencia del concreto (kg/cm<sup>2</sup>)

$Aj$ : área efectiva del nudo (cm<sup>2</sup>)

Asimismo, se verificó el cumplimiento de columna fuerte viga débil, en el que la resistencia a flexión de las columnas cumplió con:

$$\sum Mnc \geq \left(\frac{6}{5}\right) \sum Mnb$$

Donde:

$\sum Mnc$ : suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo, evaluados en las caras del nudo (kg-cm). Dicha resistencia a la flexión de la columna debe calcularse para la fuerza axial mayorada que conduzca a una menor resistencia a la flexión.

$\sum Mnb$ : suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo, evaluados en la cara del nudo (kg-cm).

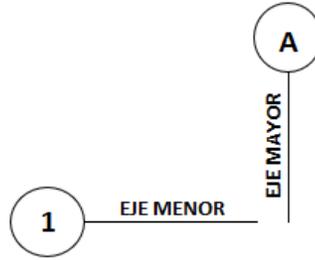


Figura C.15 Determinación de los ejes en los que se verificó cada nudo.  
Fuente: Elaboración propia

Tabla C.30

*Resumen de la verificación columna fuerte-viga débil (B/C) y resistencia al cortante en el nudo (Js), para el eje mayor*

Piso	Columna	Relación B/C Eje Mayor	Columna	Relación Js Eje Mayor
Piso 1	C31	0.581	C26	0.854
Piso 2	C31	0.581	C26	0.82
Piso 3	C27	0.664	C26	0.82
Piso 4	C31	0.703	C31	0.895
Piso 5	C27	0.694	C26	0.82
Piso 6	C31	0.618	C26	0.82
Piso 7	C31	0.619	C26	0.82
Piso 8	C31	0.621	C26	0.82
Piso 9	C27	0.98	C1	0.62

Tabla C.31

*Resumen de la verificación columna fuerte-viga débil (B/C) y resistencia al cortante en el nudo (Js), para el eje menor*

Piso	Columna	Relación B/C Eje Menor	Columna	Relación Js Eje Menor
Piso 1	C23	0.581	C23	0.854
Piso 2	C23	0.582	C23	0.82
Piso 3	C23	0.58	C23	0.82
Piso 4	C23	0.578	C23	0.82
Piso 5	C30	0.598	C23	0.82
Piso 6	C23	0.62	C23	0.82
Piso 7	C23	0.62	C23	0.82
Piso 8	C23	0.622	C23	0.82
Piso 9	C23	0.853	C23	0.661

## Diseño de muros estructurales

Para el diseño de muros tenemos las siguientes ecuaciones de verificación a la resistencia de corte en el alma, y la resistencia al corte máximo permitido, según el capítulo 18 del código ACI 318-14.

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$\frac{V_n}{\phi} < V_{\text{máx}}$$

$$V_{\text{máx}} = 2.12 * A_{cv} * \sqrt{f'c}$$

$$V_n = A_{cv} * (\alpha c * \lambda * \sqrt{f'c} + \rho * f_y)$$

Donde:

$V_u$ : cortante de demanda (kg)

$\phi V_n$ : cortante nominal de capacidad (kg)

$\phi$ : factor de reducción al corte por sismo 0.60

$V_{\text{máx}}$ : resistencia al corte máx. permitido (kg)

$A_{cv}$ : área total de la sección transversal del muro (cm<sup>2</sup>)

$\alpha c$ :

= 0.8, si  $h_w/l_w \leq 1.5$

= 0.53, si  $h_w/l_w \geq 2$

$\lambda$ : 1 para concreto de peso normal

$f'c$ : resistencia a la compresión del concreto sin confinar (kg/cm<sup>2</sup>)

$\rho$ : cuantía colocada en el alma, mínimo 0.0025

$f_y$ : esfuerzo a la fluencia del acero de refuerzo (kg/cm<sup>2</sup>)

A continuación, presentamos el diseño de refuerzos longitudinales y transversales de los muros con mayor demanda “M2” y “M9”

## ETABS 2016 Diseño de muro de corte “M2”

### ACI 318-14 Diseño por Pier

Detalles del Pier						
Piso ID	Pier ID	Centroid X (cm)	Centroid Y (cm)	Longitud (cm)	espesor (cm)	LLRF
Piso1	M 2	550	720	300	54	0.447

Propiedades del Material				
$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Lt. Wt Factor (Unitless)	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_{ys}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
232379	240	1	4200	4200

Parámetros de Diseño, según el código						
$\Phi_T$	$\Phi_C$	$\Phi_v$	$\Phi_v$ (Sismo)	IP <sub>MAX</sub>	IP <sub>MIN</sub>	P <sub>MAX</sub>
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

Localización de los Pier Leg, Longitud and espesor							
Estación	ID	Izquierdo X <sub>1</sub> cm	Izquierdo Y <sub>1</sub> cm	Derecho X <sub>2</sub> cm	Derecho Y <sub>2</sub> cm	Long. cm	Espesor cm
Superior	Borde	550	570	550	870	300	30
Inferior	Borde	550	570	550	870	300	30

Diseño por flexión P y M <sub>3</sub> — Refuerzo por Tensión					
Borde	Long. borde cm	Área de refuerzo cm <sup>2</sup>	Tensión Combo	P <sub>u</sub> kgf	M <sub>u3</sub> kgf-cm
Superior izquierdo	54	28.82	U6.1	201525.65	51583013.07
Superior derecho	54	26.33	U6.1	201525.65	-49272102.44
Inferior izquierdo	81	101.12	U6.1	217272.05	107503303.8
Inferior derecho	81	99.43	U6.1	217272.05	-106097820

Nota: la longitud de borde fue modificada a 130cm para menorar la cuantía de demanda; asimismo, dicha modificada será usada en la parte superior e inferior del borde.

**Diseño por compresión P y M<sub>3</sub> — Refuerzo por compresión**

Borde	Long. borde cm	Área de refuerzo cm <sup>2</sup>	Compresión Combo	P <sub>u</sub> kgf	M <sub>u3</sub> kgf-cm
Superior izquierdo	54	87.58	U4.1	588272.65	-48507034.51
Superior derecho	54	95.1	U4.1	588272.65	52348081
Inferior izquierdo	81	155.52	U4.1	609267.85	-105670212
Inferior derecho	81	160.49	U4.1	609267.85	107930911.4

Nota: la longitud de borde fue modificada a 130cm para menorar la cuantía de demanda; asimismo, dicha longitud será usada en la parte superior e inferior del borde.

**Diseño por corte en el borde**

Estación	ID	Refuerzo cm <sup>2</sup> /cm	Corte Combo	P <sub>u</sub> kgf	M <sub>u</sub> kgf-cm	V <sub>u</sub> kgf	ΦV <sub>c</sub> kgf	ΦV <sub>n</sub> kgf
Superior	Borde	0.135	U4.1-5	337668.44	52481869.26	127931.25	128203.93	230263.93
Inferior	Borde	0.135	U4.1-5	358663.64	108027208.11	127931.25	64112	166172

**Diseño por corte en el alma**

Estación	ID	Refuerzo cm <sup>2</sup> /cm	Corte Combo	P <sub>u</sub> kgf	M <sub>u</sub> kgf-cm	V <sub>u</sub> kgf	ΦV <sub>c</sub> kgf	ΦV <sub>n</sub> kgf
Superior	Alma	0.0772	U4.1-5	191094.49	6335685.17	124911.38	66545.67	124911.38
Inferior	Alma	0.0813	U6.1	122812.26	50641322.49	124119.8	62686.16	124119.8

**Chequeo de elemento de borde (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)**

Borde	ID	Long. borde (cm)	Combo	P <sub>u</sub> kgf	M <sub>u</sub> kgf-cm	Esfuerzo comp kgf/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo límite kgf/cm <sup>2</sup>	Profundidad C cm	Límite C cm
Superior izquierdo	Borde	27	U3	638115.07	-2563079.21	42.55	48	54	66.667
Superior derecho	Borde	27	U3	638115.07	6404125.7	47.3	48	54	66.667
Inferior izquierdo	Borde	51	U3	659110.27	10490422.99	53.64	48	81	66.667
Inferior derecho	Borde	51	U3	659110.27	12751122.26	56.43	48	81	66.667

Tabla C.32

*Verificación del armado vertical y horizontal en el alma, del muro "M2"*

Muro "M2"	Altura (m)	L. total (m)	(hw/lw)*	Recubrimiento (cm)	Verificación de armado en el alma
Borde 1	4.5	3.6	1.25	4	Usar la cuantía de acero horizontal igual a la cuantía vertical; es decir, $\rho_t = \rho_l$
Borde 2					
Alma					

\*Si  $hw/lw \geq 2$  las cuantías horizontales deben ser calculadas de manera independiente.

Tabla C.33

*Verificación de la resistencia al corte en el alma del muro "M2"*

Resistencia al corte en el alma			Resistencia máxima de corte en el alma		
$V_u$ (tn)	<	$\phi V_n$ (tn)	$V_n$ (tn)	<	$2.12 * A_{cv} * \sqrt{f'_c}$ (tn)
124.91		133.34	222.25		360.592

Tabla C.34

*Cuantías en los bordes confinados y el alma del muro "M2"*

Muro "M2"	Espesor (m)	Longitud (m)	As. requerido (cm <sup>2</sup> )	Cuantía requerida	Cuantía colocada	Cuantía requerida total del muro	Cuantía colocada total del muro
Borde 1	0.6x0.6	1.3	160.48	2.82%	3.10%		
Borde 2	0.6x0.6	1.3	160.48	2.82%	3.10%	1.00%	2.63%
Alma	0.3	1		0.25%	0.26%		

Según el capítulo 18 del código ACI 318-14, la separación de los refuerzos transversales será calculada de la misma manera como para columnas de sección confinada, mencionados en el ítem "Diseño de columnas" de esta investigación.

Tabla C.35

*Cálculo de la separación máxima del refuerzo transversal en miembros de borde y el alma, del muro "M2"*

<b>S.máx de estribo en zona confinada y alma</b>		
Smáx estribos en borde	7	cm
b (lado menor de borde)	30	cm
Φ barra longitudinal 5/8"	1.59	cm
So	10	cm
hx	35	cm
Smáx. De aceros verticales y horizontales	7	cm

Tabla C.36

*Cálculo del área de corte transversal en miembros de borde del muro "M2"*

<b>Área de refuerzo transversal</b>		
Número de corte	7	Perpendicular al lado mayor
Ash	5.31	cm <sup>2</sup>
S	7	cm
bc (del lado mayor del borde)	120.87	cm
f'c	240	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	4	cm
Φ estribo 1/2"	1.27	cm
Área de estribo	1.267	cm <sup>2</sup>

Tabla C.37

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M2-piso 1"*

Muro "M1"	Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
Borde 1	0.6x0.6	1.3	3.1%		φ1/2"@7cm	3	7
Borde 2	0.6x0.6	1.3	3.1%	2.63%	φ1/2"@7cm	3	7
Alma	0.3	1	0.26%		φ1/2"@7cm	2	-

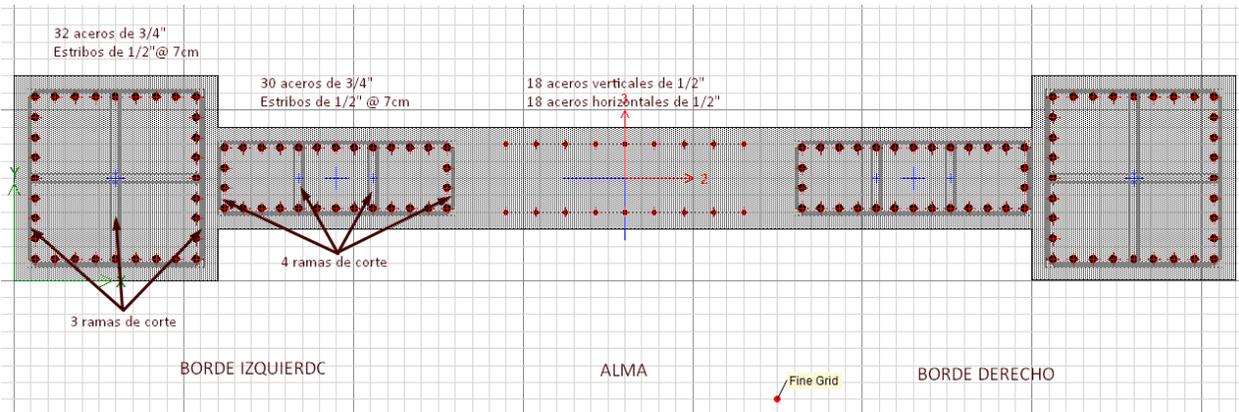


Figura C.16 Detalles de la sección transversal del muro “M2” con 7 ramas perpendiculares al lado mayor del borde confinado.  
Fuente: Elaboración propia

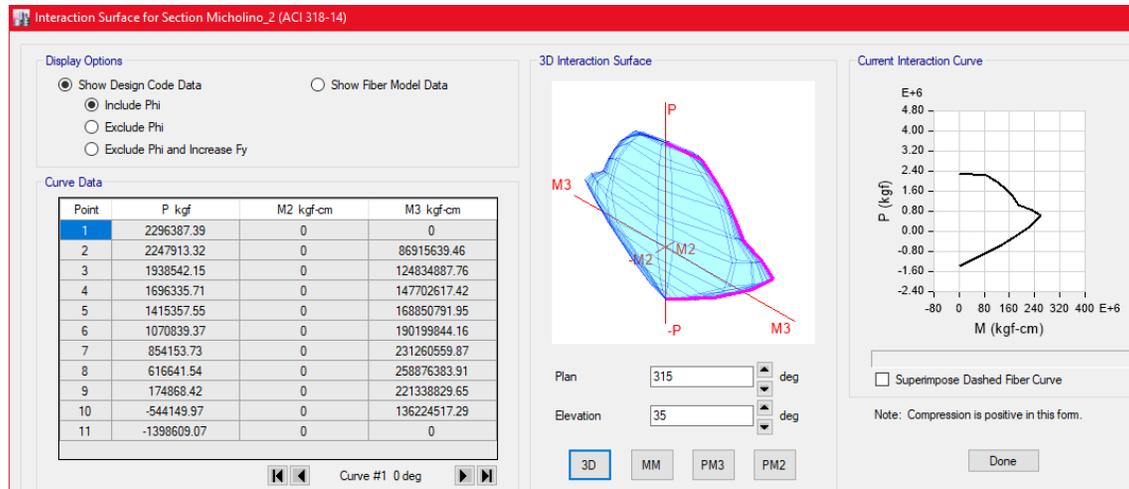


Figura C.17 Diagrama de interacción a 0° y 180° de la superficie del muro “M2”.

## ETABS 2016 Diseño de muro de corte “M9”

### ACI 318-14 Diseño por Pier

#### Detalles del Pier

Piso ID	Pier ID	Centroid X (cm)	Centroid Y (cm)	Longitud (cm)	espesor (cm)	LLRF
Piso1	M 9	1830	1700	400	48	0.505

#### Propiedades del Material

$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	Lt.Wt Factor (Unitless)	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$f_{ys}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
232379	240	1	4200	4200

#### Parámetros de Diseño, según el código

$\Phi_T$	$\Phi_C$	$\Phi_v$	$\Phi_v$ (Sismo)	$IP_{MAX}$	$IP_{MIN}$	$P_{MAX}$
0.9	0.65	0.75	0.6	0.04	0.0025	0.8

#### Localización de los Pier Leg, Longitud and espesor

Estación	ID	Izquierdo X <sub>1</sub> (cm)	Izquierdo Y <sub>1</sub> (cm)	Derecho X <sub>2</sub> (cm)	Derecho Y <sub>2</sub> (cm)	Long. (cm)	Espesor (cm)
Superior	Borde	1630	1700	2030	1700	400	30
Inferior	Borde	1630	1700	2030	1700	400	30

#### Diseño por flexión P y M<sub>3</sub> — Refuerzo por Tensión

Borde	Long. borde (cm)	Área de refuerzo (cm <sup>2</sup> )	Tensión Combo	$P_u$ (kgf)	$M_{u3}$ (kgf-cm)
Superior izquierdo	72	55.92	U5.1	87101.19	83617556.11
Superior derecho	72	58.92	U5.1	87101.19	-87337320.35
Inferior izquierdo	96	140.56	U5.1	105763.59	177600007.57
Inferior derecho	96	142.49	U5.1	105763.59	-179819911

Nota: la longitud de borde fue modificada a 140cm para menorar la cuantía de demanda; asimismo, dicha modificada será usada en la parte superior e inferior del borde.

#### Diseño por compresión P y M<sub>3</sub> — Refuerzo por compresión

Borde	Long. borde (cm)	Área de refuerzo (cm <sup>2</sup> )	Compresión Combo	$P_u$ (kgf)	$M_{u3}$ (kgf-cm)
Superior izquierdo	72	75.74	U3.1-13	508100.13	-88539012.04
Superior derecho	72	67.42	U3.1-8	504506.74	83462403.44
Inferior izquierdo	96	178.92	U3.1-13	532983.33	-180611476
Inferior derecho	96	173.96	U3.1-8	529389.94	178018984.13

Nota: la longitud de borde fue modificada a 140cm para menorar la cuantía de demanda; asimismo, dicha longitud será usada en la parte superior e inferior del borde.

Diseño por corte en el borde								
Estación	ID	Refuerzo cm <sup>2</sup> /cm	Corte Combo	P <sub>u</sub> kgf	M <sub>u</sub> kgf-cm	V <sub>u</sub> kgf	ΦV <sub>c</sub> kgf	ΦV <sub>n</sub> kgf
Superior	Borde	0.12	U3.1-5	181970.68	82882816.26	211902.27	183456.11	304416.11
Inferior	Borde	0.1371	U5.1	105763.59	-179819911	210543.39	72328.64	210543.39

Diseño por corte en el alma								
Estación	ID	Refuerzo cm <sup>2</sup> /cm	Corte Combo	P <sub>u</sub> kgf	M <sub>u</sub> kgf-cm	V <sub>u</sub> kgf	ΦV <sub>c</sub> kgf	ΦV <sub>n</sub> kgf
Superior	Alma	0.1185	U3.1-5	115582.05	4284281.43	208195.43	88727.56	208195.43
Inferior	Alma	0.1185	U3.1-5	131134.05	93087992.17	208195.43	88727.56	208195.43

Chequeo de elemento de borde (ACI 21.9.6.3, 21.9.6.4)									
Borde	ID	Long. borde (cm)	Combo	P <sub>u</sub> kgf	M <sub>u</sub> kgf-cm	Esfuerzo comp kgf/cm <sup>2</sup>	Esfuerzo límite kgf/cm <sup>2</sup>	Profundidad C cm	Límite C cm
Superior izquierdo	Borde	36	U4-13	574501.68	-7948720.5	36.13	48	72	88.889
Superior derecho	Borde	36	U4-13	508100.13	82415864.43	90.85	48	72	88.889
Inferior izquierdo	Borde	56	U4-13	599384.88	15347596.67	43.21	48	96	88.889
Inferior derecho	Borde	56	U4-13	599384.88	11544564.03	40.24	48	96	88.889

Tabla C.38

Verificación de la cuantía vertical y horizontal en el alma del muro "M9"

Lado mayor	Altura (m)	L. total (m)	hw/lw	Recubrimiento (cm)	Verificación de armado en el alma
Borde 1 Borde 2	4.5	4.6	0.97	4	Usar la cuantía de acero horizontal igual a la cuantía vertical; es decir, $\rho_t = \rho_l$
Alma					

Tabla C.39

Verificación de la resistencia al corte en el alma del muro "M6"

Resistencia al corte en el alma			Resistencia máxima de corte en el alma		
V <sub>u</sub> (tn)	<	φV <sub>n</sub> (tn)	V <sub>n</sub> (tn)	<	2.12*Acv*√f'c (tn)
208.195		209.121	348.535		460.757

Tabla C.40

*Cálculo de la separación máxima del refuerzo transversal en miembros de borde y el alma del muro "M9"*

<b>S.máx de estribo en zona confinada y alma</b>		
Smáx estribos en borde	7	cm
b (lado menor de borde)	30	cm
Φ barra longitudinal 5/8"	1.59	cm
So	10	cm
hx	35	cm
Smáx. De aceros verticales y horizontales	11	cm

Tabla C.41

*Cálculo del área de corte transversal en miembros de borde del muro "M9"*

<b>Área de refuerzo transversal</b>		
Número de corte	7	Perpendicular al lado mayor
Ash	5.81	cm <sup>2</sup>
S	7	cm
bc (del lado mayor del borde)	130.88	cm
f'c	240	kg/cm <sup>2</sup>
fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	4	cm
Φ estribo 1/2"	1.27	cm
Área de estribo	1.267	cm <sup>2</sup>

Tabla C.42

*Resumen de aceros de refuerzos en el muro "M9-piso 1"*

Espesor (m)	Longitud (m)	Cuantía colocada	Cuantía colocada total del muro	S.max de As. Transversal	Nº ramas perpendicular al espesor	Nº ramas perpendicular a la long.
0.6x0.6	1.4	3.04%		φ1/2"@7cm	3	7
0.6x0.6	1.4	3.04%	2.32%	φ1/2"@7cm	3	7
0.3	1.2	0.30%		φ1/2"@11cm	2	-

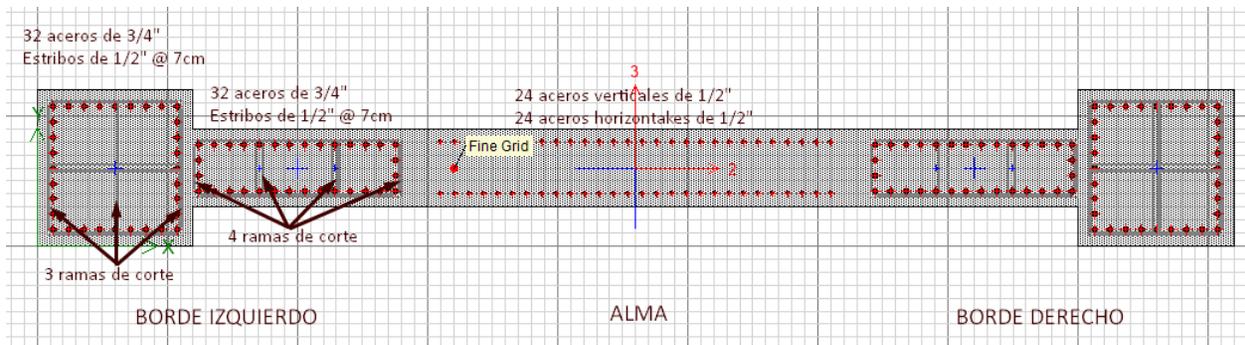


Figura C.18 Detalles de la sección transversal del muro “M9” con 7 ramas perpendiculares al lado mayor del borde confinado.  
Fuente: Elaboración propia

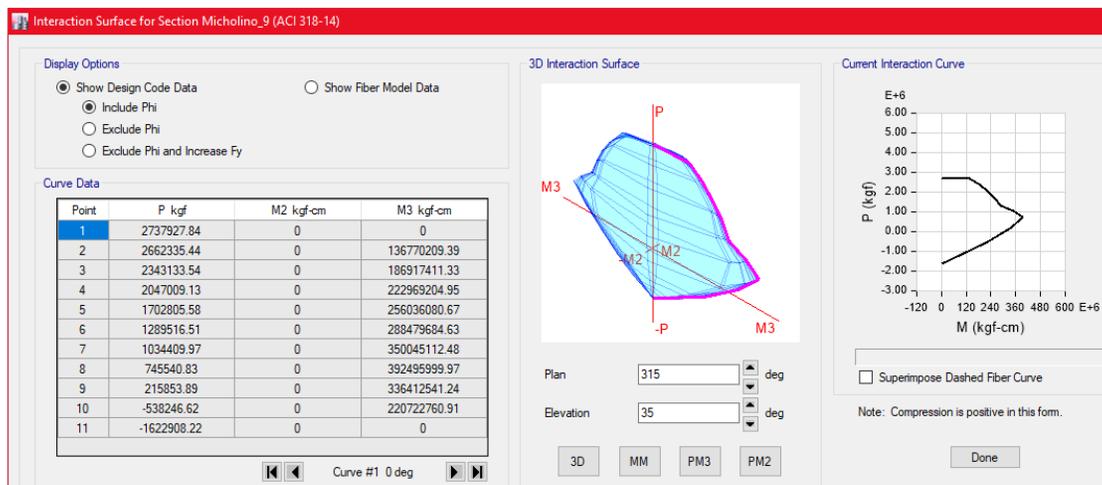


Figura C.19 Diagrama de interacción a 0° y 180° de la superficie del muro “M9”.

## Diseño de losa maciza bidireccional

Para el control de las deflexiones se calculó un espesor inicial con las siguientes ecuaciones del capítulo 8 del código ACI 318-14.

$$\alpha f = \frac{E_{cb} * I_b}{E_{cs} * I_s}$$

Donde:

$\alpha f$ : representa la relación de la rigidez a flexión de la viga, a la rigidez a flexión de la losa

$E_{cb}$ : módulo de elasticidad del concreto de la viga (kg/cm<sup>2</sup>)

$E_{cs}$ : módulo de elasticidad del concreto de la losa (kg/cm<sup>2</sup>)

$I_b$ : momento de inercia total respecto al eje centroidal (cm<sup>4</sup>)

$I_s$ : momento de inercia de la sección bruta de una losa con respecto al eje que pasa por el centroide (cm<sup>4</sup>)

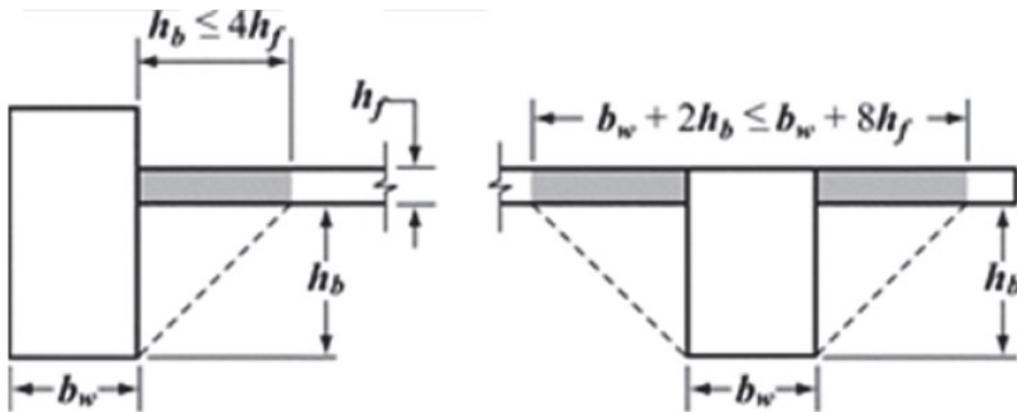


Figura C.20 Ancho efectivo de losa en el cálculo de la inercia "Is".

Fuente: ACI 318-14, (2014)

Para  $\alpha f > 2$  usaremos la siguiente ecuación propuesto por el ACI:

$$h = \frac{\ln\left(0.8 + \frac{fy}{14000}\right)}{36 + 9\beta} \geq 9cm$$

Donde:

h: espesor de losa (cm)

ln: longitud libre de cara a cara interna de la viga (cm)

fy: esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm<sup>2</sup>)

$\beta$ : relación entre la “ln mayor” y “ln menor”

Verificación del espesor por resistencia al corte propuesto por el ACI:

$$Vu \leq \phi Vc$$

$$Vu \leq Vmax$$

$$\phi Vmax = \phi(Vc + 2.2 * \sqrt{f'c} * bw * d)$$

$$\phi Vc \leq \phi(0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * bw * d)$$

Donde:

Vmax: resistencia máxima al corte (kg)

Vu: cortante de demanda (kg)

Vc: cortante de resistencia del concreto (kg)

$\phi$ : factor de reducción de resistencia 0.75

bw: ancho de análisis de cada “Strip” (cm)

d: espesor efectivo de la losa (cm)

f'c: esfuerzo a la compresión del concreto sin confinar (kg/cm<sup>2</sup>)

$\lambda$ : 1 para concreto de peso normal

Finalmente, tenemos un espesor inicial de 12 cm; sin embargo, trabajaremos con un espesor de 15cm cuya verificación por resistencia al corte se muestra en la tabla C.43 y C.44. Con este peralte diseñaremos los diámetros de aceros superiores e inferiores con sus respectivas separaciones basados en el diseño “Strips en dos direcciones”, con el que se realizará un diseño de refuerzos por flexión, con el programa Etabs 2016 – ACI 318-14.

Tabla C.43

*Verificación de fuerza cortante en dirección “X” por cada piso*

Strip de mayor demanda por corte "X"													
Piso	Strip	bw* (cm)	$\phi V_{max}$ (kg)	$\geq$	$\phi V_c$ (kg)	$\geq$	$V_u$ (kg)	Combo	$\phi_v$	h losa (cm)	$\phi 3/8"$	Rec. (cm)	d (cm)
Piso 1	MSN 1	142.5	54353.75	>	10552.19	>	4972.87	U2-10					
Piso 2	MSN 15	142.5	54353.75	>	10552.19	>	4955.62	U2-10					
Piso 3	MSN 19	142.5	54353.75	>	10552.19	>	4926.01	U2-10					
Piso 4	MSN 33	142.5	54353.75	>	10552.19	>	4914.85	U2-10					
Piso 5	MSN 37	142.5	54353.75	>	10552.19	>	4905.71	U2-10	0.75	15	0.95	2.5	12.03
Piso 6	MSN 51	142.5	54353.75	>	10552.19	>	4914.11	U2-8					
Piso 7	MSN 55	142.5	54353.75	>	10552.19	>	4909.39	U2-8					
Piso 8	MSN 69	142.5	54353.75	>	10552.19	>	4906.48	U2-8					
Piso 9	MSN 73	142.5	54353.75	>	10552.19	>	2910.96	U2-8					

\*Ancho de análisis por cada "Strip"

Tabla C.44

*Verificación de fuerza cortante en dirección “Y” por cada piso*

Strip de mayor demanda por corte "Y"													
Piso	Strip	bw* (cm)	$\phi V_{max}$ (kg)	$\geq$	$\phi V_c$ (kg)	$\geq$	$V_u$ (kg)	Combo	$\phi_v$	h losa (cm)	$\phi 3/8"$	Rec. (cm)	d (cm)
Piso 1	MSN 5	137.5	52446.60	>	10181.94	>	4654.22	U2-1					
Piso 2	MSN 10	137.5	52446.60	>	10181.94	>	4619.16	U2-1					
Piso 3	MSN 23	137.5	52446.60	>	10181.94	>	4578.10	U2-1					
Piso 4	MSN 28	137.5	52446.60	>	10181.94	>	4553.51	U2-1					
Piso 5	MSN 41	137.5	52446.60	>	10181.94	>	4534.61	U2-1	0.75	15	0.95	2.5	12.03
Piso 6	MSN 46	137.5	52446.60	>	10181.94	>	4527.22	U2-1					
Piso 7	MSN 59	137.5	52446.60	>	10181.94	>	4518.04	U2-1					
Piso 8	MSN 64	137.5	52446.60	>	10181.94	>	4512.04	U2-1					
Piso 9	MSN 77	137.5	52446.60	>	10181.94	>	2608.61	U2-1					

\*Ancho de análisis por cada "Strip"

Tabla C.45

*Resumen de áreas de acero superior para "Strip Y" por cada piso*

Piso	Strip	bw	Combo	Moment. Superior	As. Superior	As. Demanda	φ3/8" As. Colocado	S
		cm		kgf-cm	cm2/cm	cm2 @10cm	cm2	cm
Piso 1	CSN4	415	U2-13	-334043.28	0.0180	0.180	0.71	10
Piso 2	MSN15	285	U2-8	-323943.22	0.0255	0.255	0.71	10
Piso 3	MSN19	285	U2-10	-321541.29	0.0254	0.254	0.71	10
Piso 4	MSN33	285	U2	-320619.65	0.0253	0.253	0.71	10
Piso 5	MSN37	285	U2	-323116.96	0.0255	0.255	0.71	10
Piso 6	MSN51	285	U2	-326651.46	0.0258	0.258	0.71	10
Piso 7	MSN55	285	U2	-327967.75	0.0259	0.259	0.71	10
Piso 8	MSN69	285	U2	-329176.56	0.0260	0.260	0.71	10
Piso 9	MSN73	285	U2	-202082.73	0.0158	0.158	0.71	10

Tabla C.46

*Resumen de áreas de acero inferior para "Strip Y" por cada piso*

Piso	Strip	bw	Combo	Moment. Inferior	As. Inferior	As. Demanda	φ3/8" As. Colocado	S
		cm		kgf-cm	cm2/cm	cm2 @10cm	cm2	cm
Piso 1	MSN1	285	U2-3	190121.8	0.0149	0.149	0.71	10
Piso 2	MSN15	285	U2-3	189861.83	0.0148	0.148	0.71	10
Piso 3	MSN19	285	U2-3	189173.55	0.0148	0.148	0.71	10
Piso 4	MSN33	285	U2-2	189809.18	0.0148	0.148	0.71	10
Piso 5	MSN37	285	U2-2	190400.31	0.0149	0.149	0.71	10
Piso 6	MSN51	285	U2-2	192314.56	0.0151	0.151	0.71	10
Piso 7	MSN55	285	U2-2	192609.13	0.0151	0.151	0.71	10
Piso 8	MSN69	285	U2-2	192812.77	0.0151	0.151	0.71	10
Piso 9	MSN73	285	U2-2	119154.8	0.0093	0.093	0.71	10

Tabla C.47

*Resumen de áreas de acero superior para "Strip X" por cada piso*

Piso	Strip	bw	Combo	Moment. Superior	As. Superior	As. Demanda	φ3/8" As. Colocado	S
		cm		kgf-cm	cm2/cm	cm2 @ 10cm	cm2	cm
Piso 1	MSN5	275.0	U2-1	-328461.11	0.0293	0.293	0.71	10
Piso 2	MSN10	275.0	U2-1	-324701.58	0.0289	0.289	0.71	10
Piso 3	MSN23	275.0	U2	-324673.9	0.0289	0.289	0.71	10
Piso 4	MSN28	275.0	U2	-330591.79	0.0295	0.295	0.71	10
Piso 5	MSN41	275.0	U2	-334849.98	0.0299	0.299	0.71	10
Piso 6	MSN46	275.0	U2	-340849.52	0.0304	0.304	0.71	10
Piso 7	MSN59	275.0	U2	-342925.42	0.0306	0.306	0.71	10
Piso 8	MSN64	275.0	U2	-344848.56	0.0308	0.308	0.71	10
Piso 9	MSN77	275.0	U2	-222209.84	0.0196	0.196	0.71	10

Tabla C.48

*Resumen de áreas de acero inferior para "Strip X" por cada piso*

Piso	Strip	bw	Combo	Moment. Inferior	As. Inferior	As. Demanda	φ3/8" As. Colocado	S
		cm		kgf-cm	cm2/cm	cm2 @10cm	cm2	cm
Piso 1	MSN5	275.0	U2-11	201592.38	0.0178	0.178	0.71	10
Piso 2	MSN10	275.0	U2-11	198202.99	0.0175	0.175	0.71	10
Piso 3	MSN23	275.0	U2-11	199344.99	0.0176	0.176	0.71	10
Piso 4	MSN28	275.0	U2-11	199237.35	0.0176	0.176	0.71	10
Piso 5	MSN41	275.0	U2-11	199588.79	0.0176	0.176	0.71	10
Piso 6	MSN46	275.0	U2-11	199440.6	0.0176	0.176	0.71	10
Piso 7	MSN59	275.0	U2-11	199948.28	0.0176	0.176	0.71	10
Piso 8	MSN64	275.0	U2-11	199622.01	0.0176	0.176	0.71	10
Piso 9	MSN77	275.0	U2-13	126420.37	0.0111	0.111	0.71	10

Tabla C.49

Resumen de acero colocado en dos direcciones para losa maciza

Refuerzo uniforme colocado		Dirección
Superior	$\phi 3/8'' @ 10\text{cm}$	X e Y
Inferior	$\phi 3/8'' @ 10\text{cm}$	X e Y
Espesor de losa	15 cm	
Recubrimiento	2.50 cm	

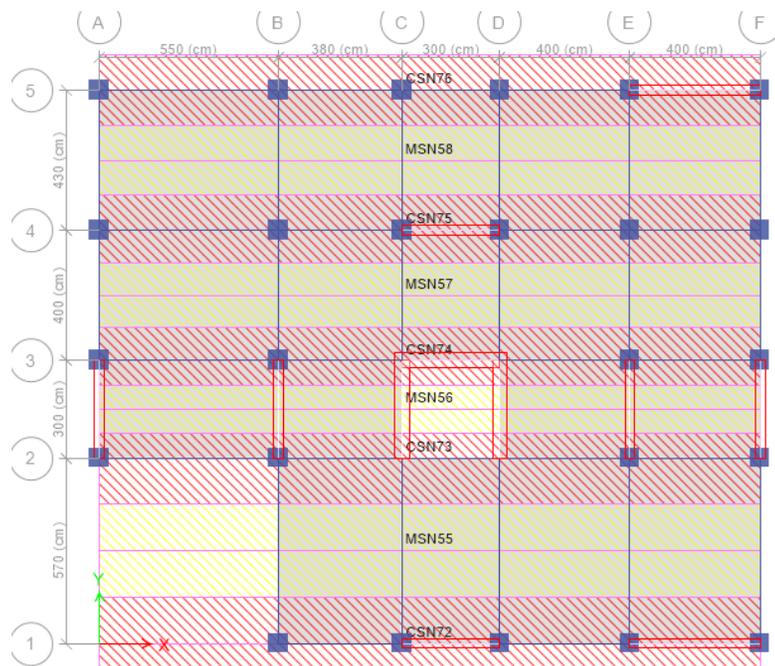


Figura C.21 Creación de los "Strips" en dirección X con su ancho de análisis.

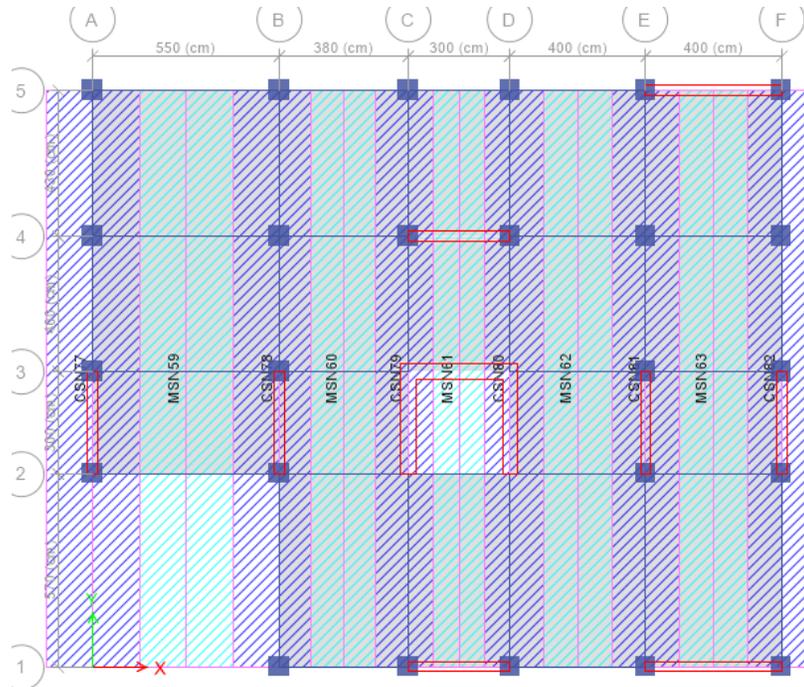


Figura C.22 Creación de los “Strips” en dirección Y con su ancho de análisis.

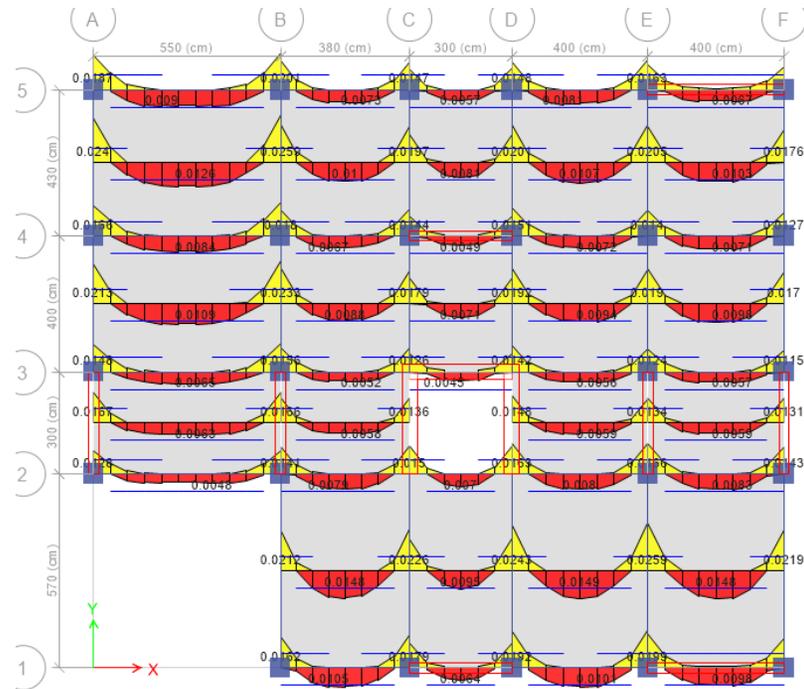


Figura C.23 Diseño de acero por flexión “Strips” en dirección X por cada ancho de análisis (cm<sup>2</sup>/cm) – Piso 1.

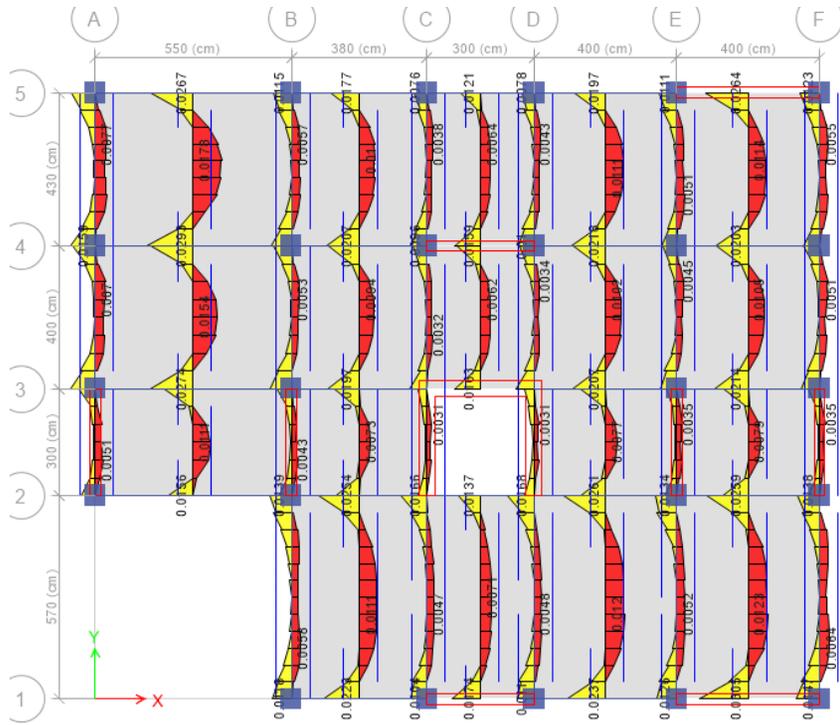


Figura C.24 Diseño de acero por flexión "Strips" en dirección Y por cada ancho de análisis (cm<sup>2</sup>/cm) – Piso 1.

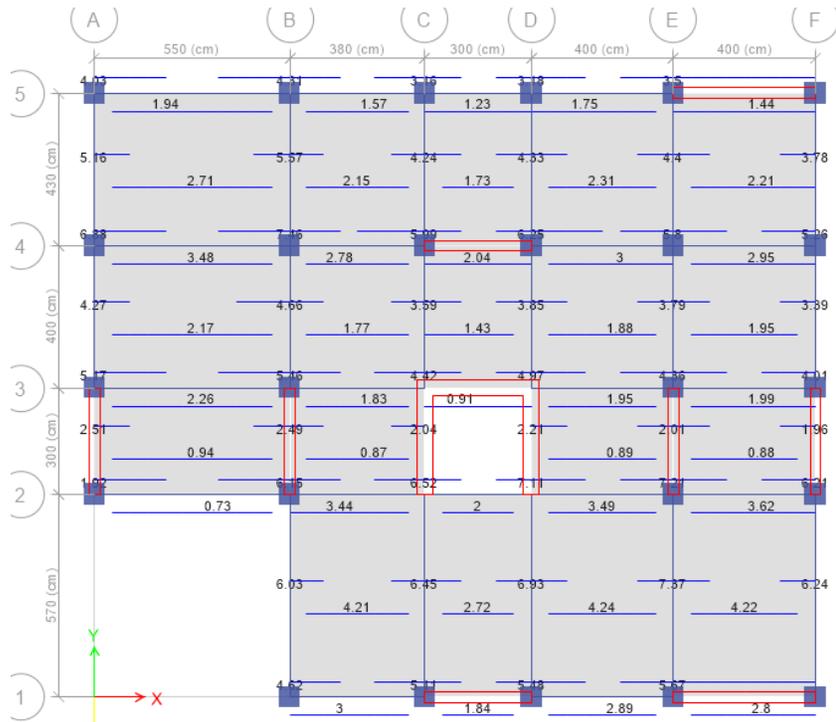


Figura C.25 Área de acero requerido por flexión, por ancho de análisis en dirección X (cm<sup>2</sup>) – Piso 1.



**Anexo D Análisis adaptativo estático no lineal - DPA**

Formación de rótulas plásticas en pórtico del eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4, 5-5 para la dirección de análisis “-X” con una ductilidad de resistencia global  $\mu=4.15$ . Se presenta el mecanismo de rótulas plásticas en el rango elástico, desde la primera formación de rótula hasta el punto cedente; asimismo, se presenta el mecanismo de rótulas en el rango inelástico, desde el punto cedente hasta la capacidad última de la estructura ( $V_u, D_u$ ).

Eje 1-1:

- Mecanismo de rótulas plásticas en el rango elástico.

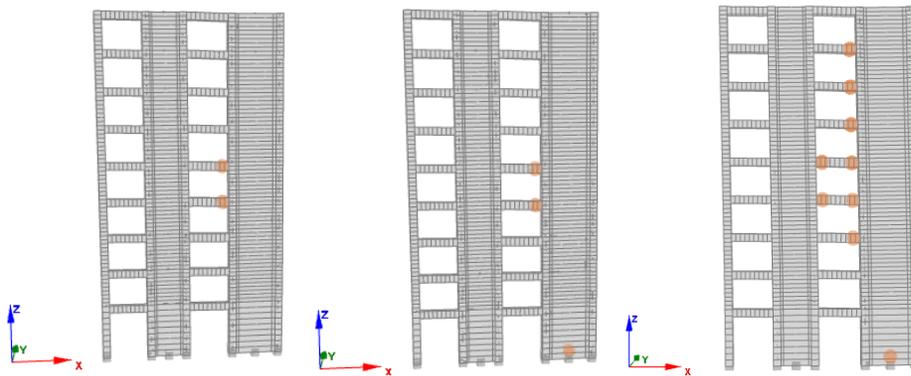
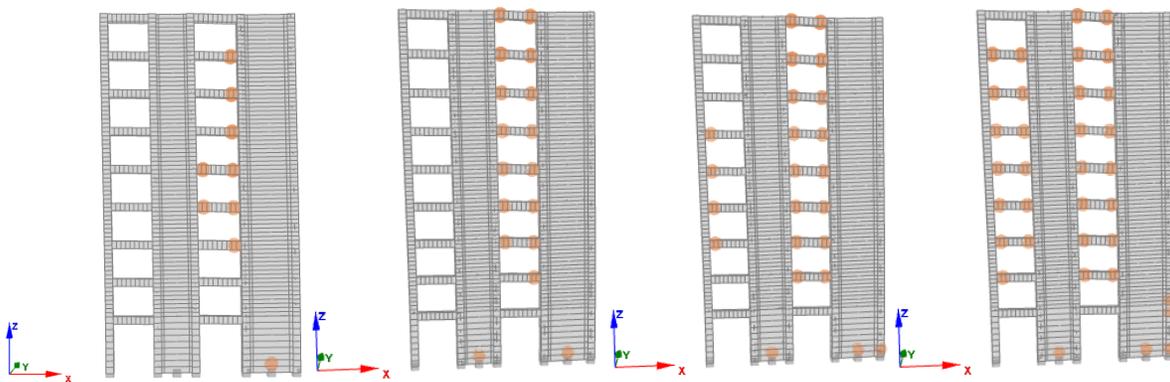


Figura D.1 Formación de las rótulas plásticas en el pórtico 1-1, dirección “-X” en el rango elástico.

- Mecanismo de rótulas plásticas en el rango inelástico.



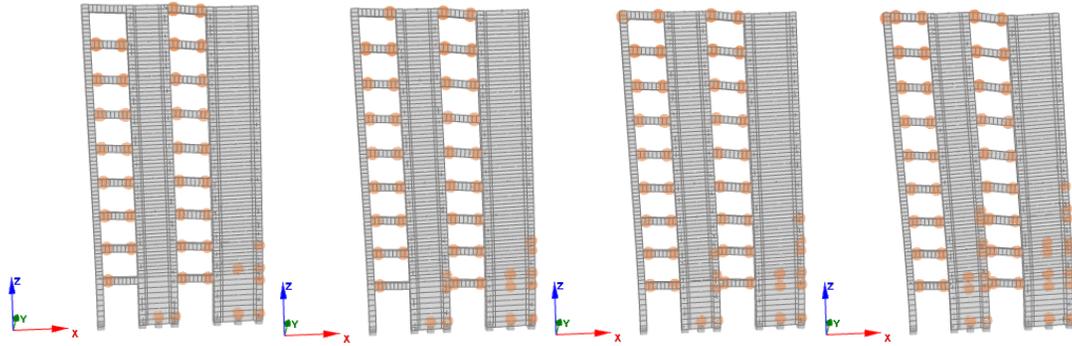


Figura D.2 Formación de las rótulas plásticas en el pórtico 1-1, dirección “-X” en el rango inelástico.

Eje 2-2:

- Mecanismo de rótulas plásticas en el rango inelástico.

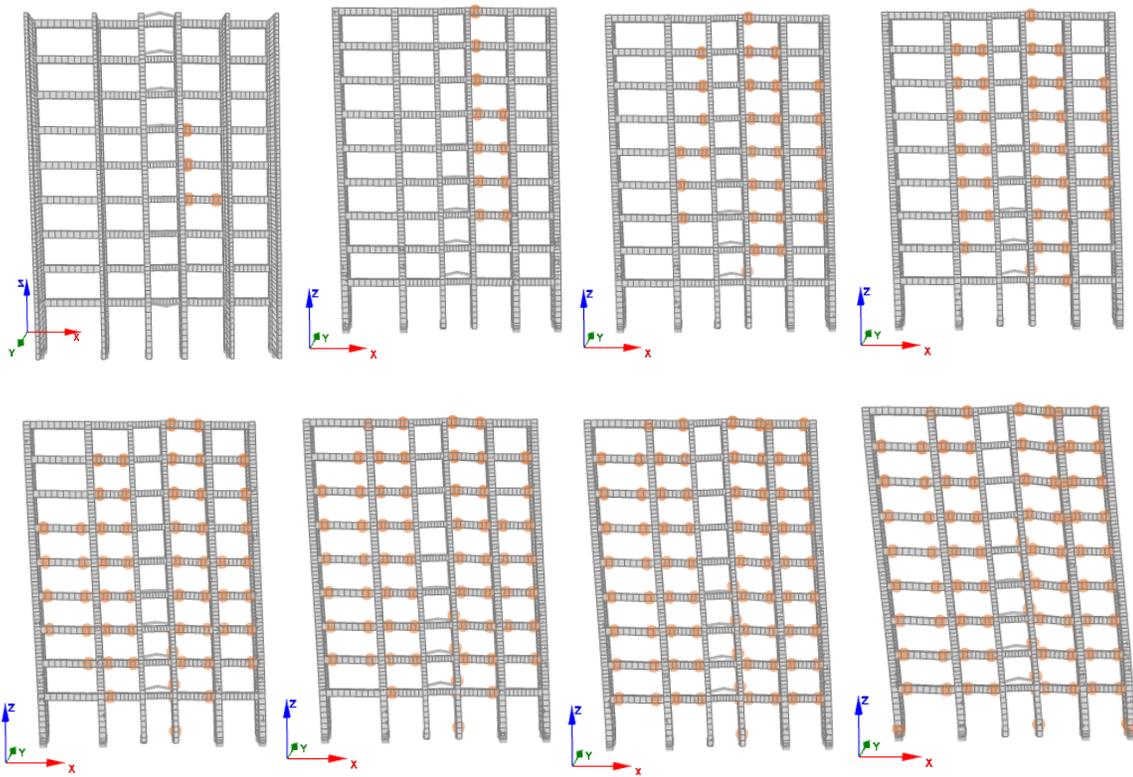


Figura D.3 Formación de las rótulas plásticas en el pórtico 2-2, dirección “-X” en el rango inelástico.

Eje 3-3:

- Mecanismo de rótulas plásticas en el rango inelástico.

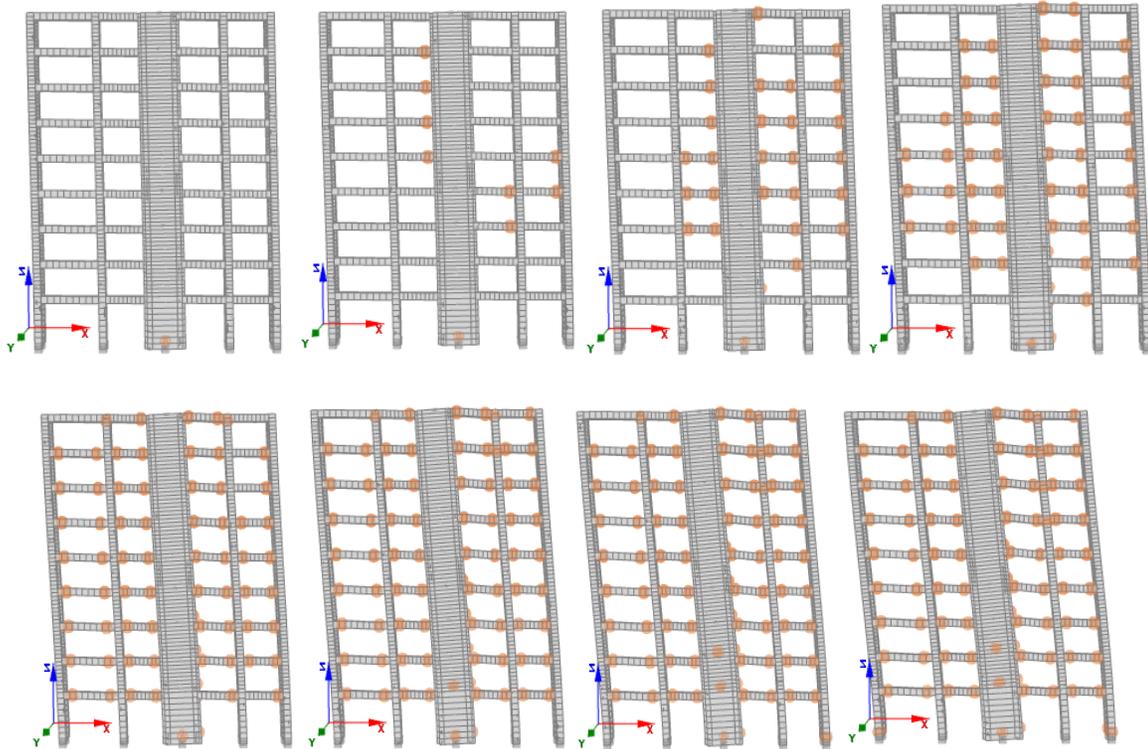
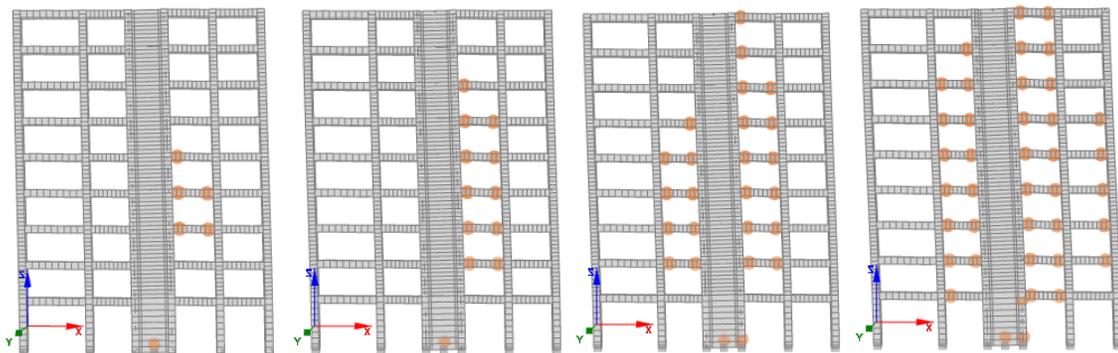


Figura D.4 Formación de las rótulas plásticas en el pórtico 3-3, dirección “-X” en el rango inelástico.

Eje 4-4:

- Mecanismo de rótulas plásticas en el rango inelástico.



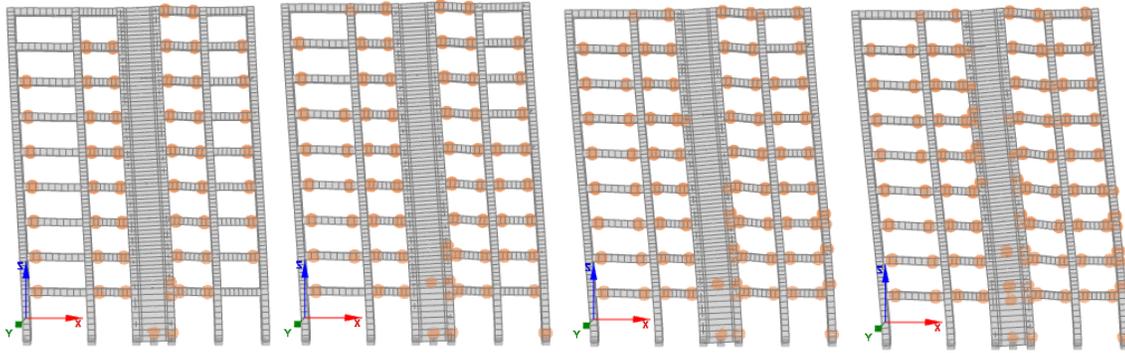


Figura D.5 Formación de las rótulas plásticas en el pórtico 4-4, dirección “-X” en el rango inelástico.

Eje 5-5:

- Mecanismo de rótulas plásticas en el rango inelástico.

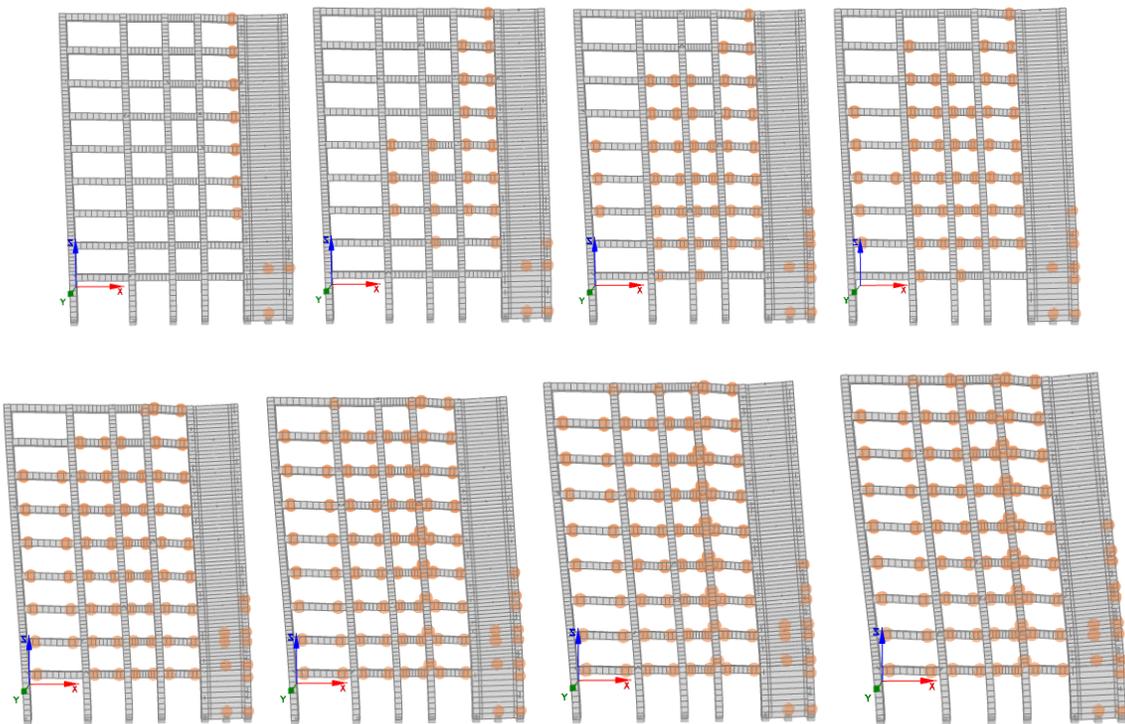


Figura D.6 Formación de las rótulas plásticas en el pórtico 5-5, dirección “-X” en el rango inelástico.

Tabla D.1

*Masa participativa acumulada en porcentaje (%), en el paso n°1-dirección “-X”, para varios modos de vibración empleados en la distribución de desplazamientos modales, representados por el vector de escala que irá actualizándose en todo el análisis.*

<b>Modos de vibración en el Punto inicial de análisis</b>							
Modo	Período (s)	[ Ux ]	[ Uy ]	[ Uz ]	[ Rx ]	[ Ry ]	[ Rz ]
1	0.45957782	0.00%	75.17%	0.00%	22.97%	0.00%	0.00%
2	0.40781795	74.95%	75.17%	0.01%	22.97%	19.88%	0.94%
3	0.35204633	75.75%	75.18%	0.01%	22.97%	20.07%	75.66%
4	0.19306625	76.01%	75.18%	0.01%	23.01%	20.13%	76.67%
5	0.16701393	76.02%	75.21%	0.02%	23.01%	20.16%	76.67%
6	0.15555368	76.03%	75.21%	0.03%	23.02%	20.89%	76.71%
7	0.12589177	76.37%	89.71%	0.06%	56.91%	21.50%	76.81%
8	0.12526011	88.64%	90.21%	0.10%	58.09%	50.07%	77.01%
9	0.10918262	89.50%	90.30%	0.12%	58.20%	51.49%	86.54%
10	0.10582864	89.50%	90.30%	0.13%	58.21%	51.49%	86.83%
11	0.09686527	89.50%	90.59%	0.19%	58.87%	51.52%	86.93%
12	0.0958125	89.76%	90.59%	0.35%	58.88%	52.50%	88.18%
13	0.09154247	89.81%	90.59%	0.38%	58.88%	52.68%	88.45%
14	0.07928644	89.86%	90.60%	0.53%	58.88%	52.77%	88.45%
15	0.0756731	91.59%	90.60%	1.13%	58.89%	56.64%	90.55%
16	0.07239645	91.70%	90.60%	2.23%	59.10%	56.88%	90.91%
17	0.07128388	91.70%	90.60%	2.23%	59.10%	56.89%	90.92%
18	0.07027084	92.04%	90.65%	41.44%	61.57%	58.57%	90.92%

Tabla D.2

*Masa participativa acumulada en porcentaje (%), en el paso n°25-26 dirección “-X”, para varios modos de vibración empleados en la distribución de desplazamientos modales, representados por el vector de escala que irá actualizándose en todo el análisis.*

<b>Modos de vibración en el Punto de fluencia</b>							
Modo	Período (s)	[ Ux ]	[ Uy ]	[ Uz ]	[ Rx ]	[ Ry ]	[ Rz ]
1	0.65884788	75.05%	0.00%	0.03%	0.00%	18.75%	0.41%
2	0.52344586	75.06%	72.53%	0.03%	22.54%	18.75%	2.26%
3	0.44528026	75.44%	74.22%	0.04%	23.50%	18.84%	76.30%
4	0.31342693	76.53%	74.29%	0.04%	23.52%	19.16%	76.32%
5	0.22719451	76.53%	74.36%	0.05%	23.57%	19.18%	76.33%
6	0.2077999	76.57%	74.37%	0.05%	23.57%	19.77%	76.35%
7	0.17145417	90.15%	74.37%	0.14%	23.61%	47.32%	76.36%
8	0.14531374	90.17%	76.18%	0.17%	27.89%	47.39%	76.50%
9	0.14131716	90.19%	89.15%	0.22%	54.76%	47.49%	77.04%

10	0.12724785	90.83%	89.82%	0.22%	56.02%	48.35%	87.08%
11	0.12031993	90.90%	89.84%	0.22%	56.02%	48.59%	87.42%
12	0.11247506	90.93%	89.84%	0.22%	56.05%	48.62%	87.52%
13	0.10752996	90.95%	90.76%	0.42%	58.04%	48.84%	88.61%
14	0.10266077	91.19%	90.76%	0.42%	58.05%	49.14%	88.70%
15	0.10026773	93.55%	90.77%	0.74%	58.30%	52.97%	90.83%
16	0.09708915	93.57%	90.84%	0.74%	58.37%	53.05%	91.66%
17	0.08896454	93.91%	90.85%	0.82%	58.37%	53.33%	91.74%
18	0.08405912	96.29%	90.85%	0.85%	58.37%	56.99%	91.76%

Tabla D.3

*Masa participativa acumulada en porcentaje (%), en el paso n°100-dirección “-X”, para varios modos de vibración empleados en la distribución de desplazamientos modales, representados por el vector de escala que irá actualizándose en todo el análisis.*

Modos de vibración en la Capacidad última							
Modo	Período (s)	[ Ux ]	[ Uy ]	[ Uz ]	[ Rx ]	[ Ry ]	[ Rz ]
1	1.08364815	79.02%	0.02%	0.11%	0.01%	17.01%	0.11%
2	0.63764675	79.03%	49.40%	0.11%	12.78%	17.07%	27.84%
3	0.5907264	79.03%	73.67%	0.11%	22.58%	17.12%	72.62%
4	0.41667851	79.16%	75.05%	0.15%	22.95%	17.16%	77.24%
5	0.28817191	79.33%	75.09%	0.15%	23.00%	17.87%	77.24%
6	0.26673886	81.21%	75.18%	0.18%	23.01%	24.90%	77.45%
7	0.24234114	92.47%	75.19%	0.26%	23.07%	50.47%	77.45%
8	0.18371973	92.49%	76.22%	0.27%	25.74%	50.52%	77.85%
9	0.17142014	92.54%	85.48%	0.29%	46.73%	50.56%	81.47%
10	0.16247331	92.69%	86.87%	0.50%	49.27%	51.23%	85.44%
11	0.1553663	95.14%	87.42%	0.50%	51.10%	56.05%	85.46%
12	0.15313709	95.35%	89.70%	0.51%	56.18%	56.23%	89.96%
13	0.14274338	95.54%	89.72%	0.52%	56.25%	56.42%	90.19%
14	0.13200135	95.56%	89.79%	0.52%	56.33%	56.43%	90.25%
15	0.12583785	95.83%	90.68%	0.53%	57.99%	57.27%	91.15%
16	0.11735692	96.16%	91.11%	0.92%	59.07%	57.52%	92.64%
17	0.11363182	97.15%	91.11%	0.95%	59.08%	59.41%	92.65%
18	0.11096994	97.66%	91.42%	1.14%	59.50%	60.51%	92.96%

## Resumen de curvas de capacidad

### Curva de capacidad para la dirección “+X”

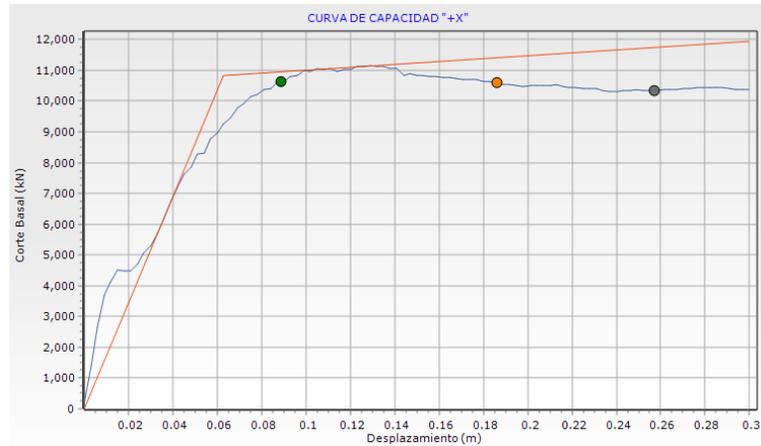


Figura D.7 Curva de capacidad y curva bilineal para la dirección “+X” y los puntos de desempeño (1-A), (3-C) y (5-D).

Tabla D.2

Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico

Nivel sísmico	Ductilidad de demanda ( $\mu_d$ )	Ductilidad resistente ( $\mu$ )	Ductilidad remanente ( $\mu_r$ )
Frecuente (1-A)	1.41	4.78	-3.36
Raro (3-C)	2.96	4.78	-1.81
Muy raro (5-D)	4.09	4.78	-0.68

Nota: La ductilidad remanente es el resultado de la ductilidad de demanda menos la ductilidad resistente global; siendo negativo (-) los valores de sobra para resistir posibles sismos más fuertes, y los positivos (+) los valores que ya sobrepasaron la capacidad de resistencia estructural.

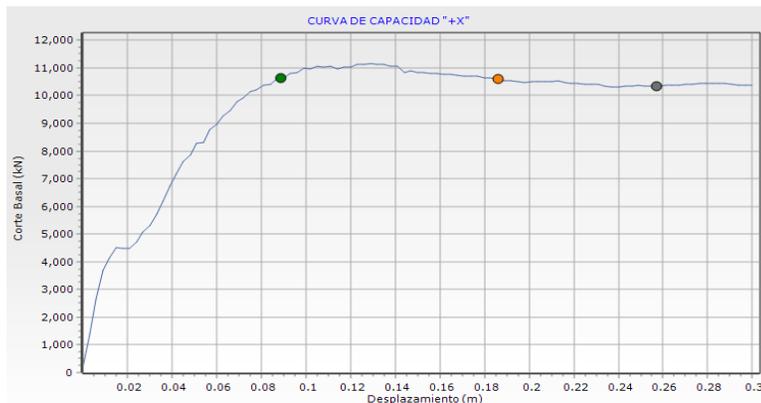
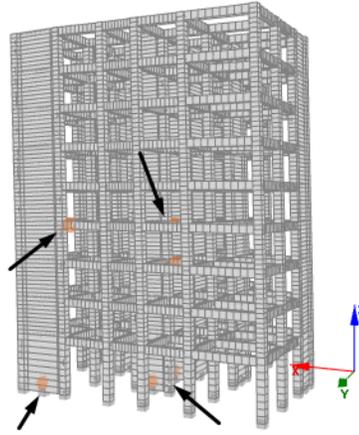
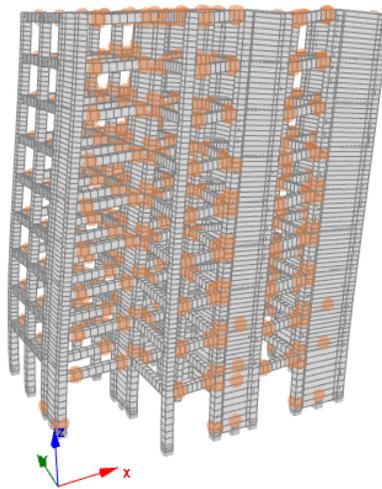


Figura D.8 Curva de capacidad para la dirección “+X” y puntos de desempeño basados en la norma ASCE 41-17.



*Figura D.9* Formación de rótulas plásticas en el punto de fluencia de toda la estructura para la dirección “+X”.



*Figura D.10* Formación de rótulas plásticas en la capacidad última de la estructura, en dirección “+X”.

## Niveles de desempeño alcanzado

Tabla D.3

Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "+X"

Nivel sísmico	Probabilidad de excedencia	Punto de desempeño en la curva	Verificación	Umbral de daño*	Estado de daño límite por el ASCE 41-17
Frecuente (1-A)	50%/50 años	0.089m	no cumple	$(1-A) \leq 0.044m$	Operacional (1-A)
Raro (3-C)	10%/50 años	0.186m	no cumple	$0.0628m < (3-C) \leq 0.1221m$	Seguridad de vida (3-C)
Muy raro (5-D)	5%/50 años	0.257m	sí cumple	$0.1221m < (5-D) \leq 0.3m$	Prevención de colapso (5-D)

\*Los umbrales de daño sin daño (Sd1), moderado (Sd3) y severo (Sd4) fueron modificados por (1-A), (3-C) y (5-D).

## Curva bilineal para la dirección "+X"

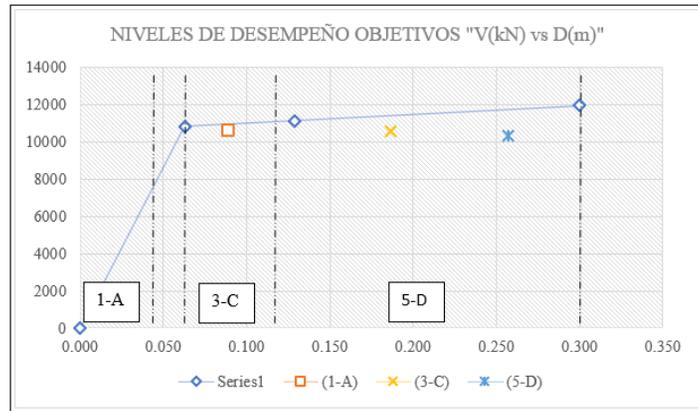


Figura D.11 Puntos de desempeño estructural para la dirección "+X" en cada umbral de daño. Fuente: Elaboración propia

## Curva de capacidad para la dirección "-X"

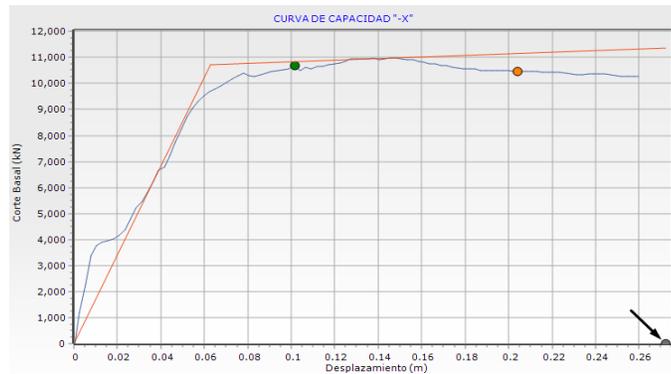


Figura D.12 Curva de capacidad y curva bilineal para la dirección "-X" y los puntos de desempeño (1-A), (3-C) y (5-D).

Tabla D.4

*Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico*

Nivel sísmico	Ductilidad de demanda ( $\mu_d$ )	Ductilidad resistente ( $\mu_r$ )	Ductilidad remanente ( $\mu_r$ )
Frecuente (1-A)	1.62	4.15	-2.53
Raro (3-C)	3.26	4.15	-0.89
Muy raro (5-D)	4.35	4.15	0.20

Nota: La ductilidad remanente es el resultado de la ductilidad de demanda menos la ductilidad resistente global; siendo negativo (-) los valores de sobra para resistir posibles sismos más fuertes, y los positivos (+) los valores que ya sobrepasaron la capacidad de resistencia estructural.

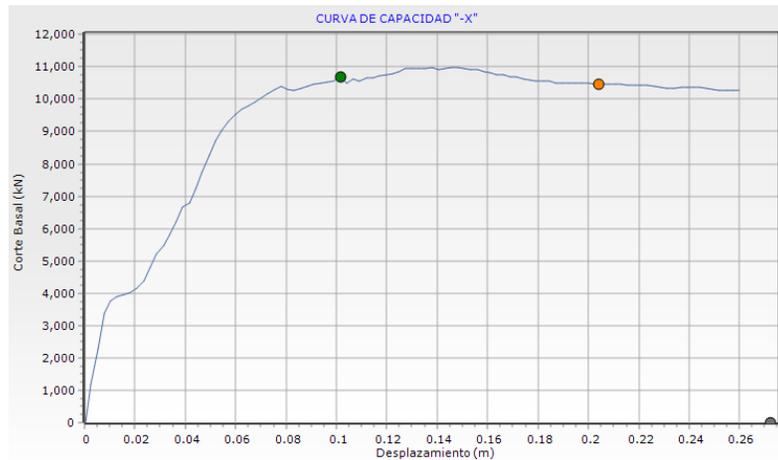


Figura D.13 Curva de capacidad para la dirección “-X” y puntos de desempeño basados en la norma ASCE 41-17.

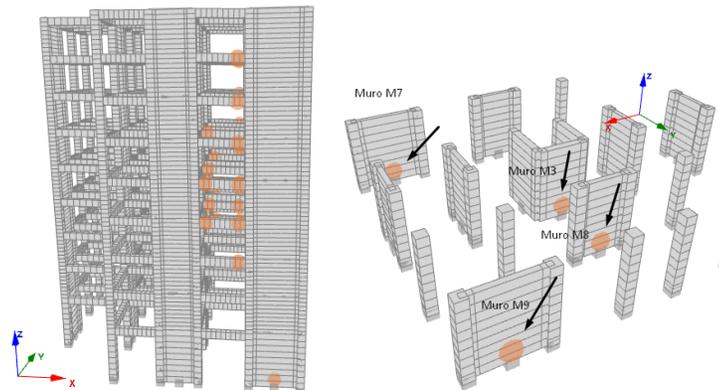


Figura D.14 Formación de rótulas plásticas en el punto de fluencia para la dirección “-X”.

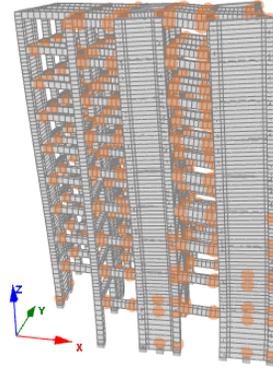


Figura D.15 Formación de rótulas plásticas en la capacidad última de la estructura, en dirección “-X”.

## Niveles de desempeño alcanzados

Tabla D.5

Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección “-X”

Nivel sísmico	Probabilidad de excedencia	Nivel desempeño en la curva	Verificación	Umbral de daño*	Estado de daño límite por el ASCE 41-17
Frecuente (1-A)	50%/50 años	0.101m	no cumple	$(1-A) \leq 0.0438m$	Operacional (1-A)
Raro (3-C)	10%/50 años	0.204m	no cumple	$0.0626m < (3-C) \leq 0.112m$	Seguridad de vida (3-C)
Muy raro (5-D)	5%/50 años	0.272m	no cumple	$0.112m < (5-D) \leq 0.26m$	Prevención de colapso (5-D)

\*Los umbrales de daño sin daño (Sd1), moderado (Sd3) y severo (Sd4) fueron modificados por (1-A), (3-C) y (5-D).

## Curva bilineal para la dirección “-X”

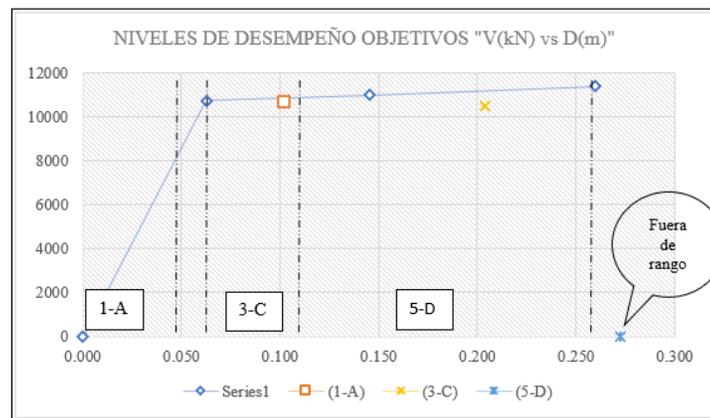


Figura D.16 Niveles de desempeño estructural para la dirección “-X” en cada umbral de daño.  
Fuente: Elaboración propia

## Curva de capacidad para la dirección “+Y”

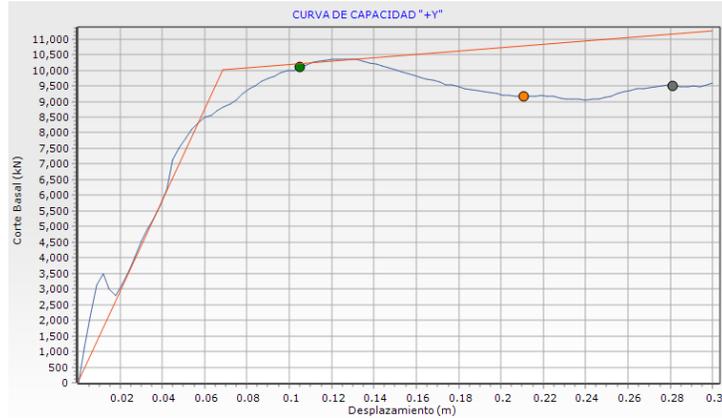


Figura D.17 Curva de capacidad y curva bilineal para la dirección “+Y” y los puntos de desempeño (1-A), (3-C) y (5-D).

### Tabla D.6

Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico

Nivel sísmico	Ductilidad de demanda ( $\mu_d$ )	Ductilidad resistente ( $\mu$ )	Ductilidad remanente ( $\mu_r$ )
Frecuente (1-A)	1.53	4.39	-2.85
Raro (3-C)	3.08	4.39	-1.31
Muy raro (5-D)	4.11	4.39	-0.28

Nota: La ductilidad remanente es el resultado de la ductilidad de demanda menos la ductilidad resistente global; siendo negativo (-) los valores de sobra para resistir posibles sismos más fuertes, y los positivos (+) los valores que ya sobrepasaron la capacidad de resistencia estructural.

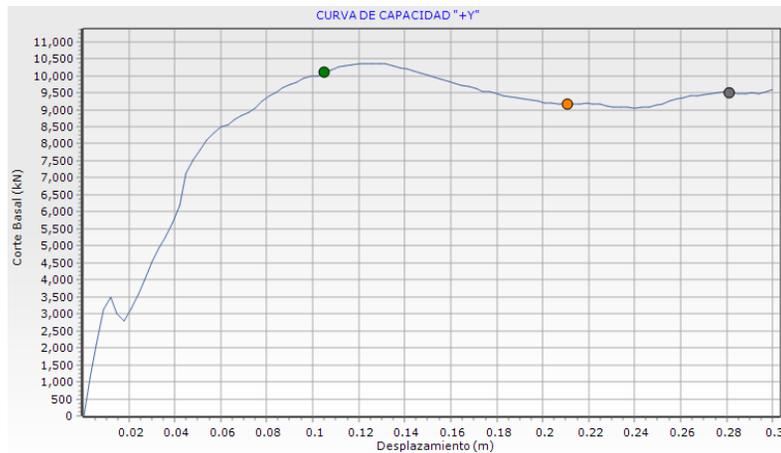


Figura D.18 Curva de capacidad para la dirección “+Y” y puntos de desempeño basados en la norma ASCE 41-17.

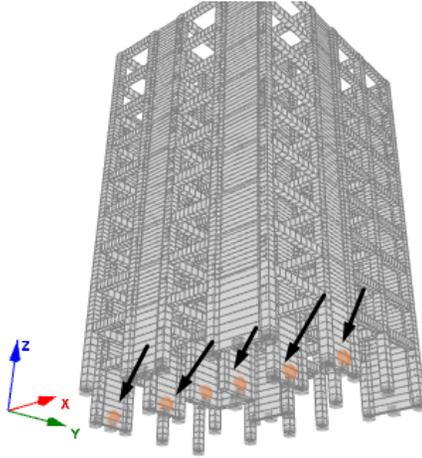


Figura D.19 Formación de rótulas plásticas en el punto de fluencia de toda la estructura para la dirección “+Y”.

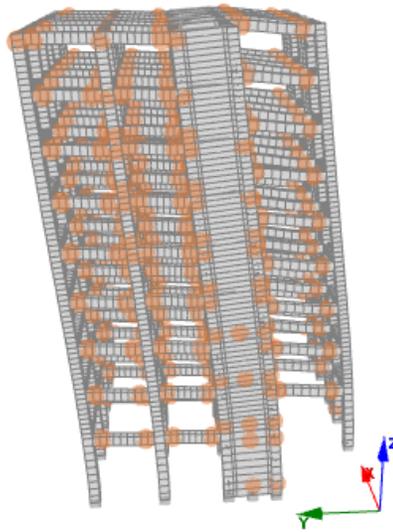


Figura D.20 Formación de rótulas plásticas en la capacidad última de la estructura, en dirección “+Y”.

## Niveles de desempeño alcanzado

Tabla D.7

Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "+Y"

Nivel sísmico	Probabilidad de excedencia	Punto de desempeño en la curva	Verificación	Umbral de daño*	Estado de daño límite por el ASCE 41-17
Frecuente (1-A)	50%/50 años	0.105m	no cumple	$(1-A) \leq 0.0479m$	Operacional (1-A)
Raro (3-C)	10%/50 años	0.211m	no cumple	$0.0684m < (3-C) \leq 0.1263m$	Seguridad de vida (3-C)
Muy raro (5-D)	5%/50 años	0.281m	sí cumple	$0.1263m < (5-D) \leq 0.3m$	Prevención de colapso (5-D)

\*Los umbrales de daño sin daño (Sd1), moderado (Sd3) y severo (Sd4) fueron modificados por (1-A), (3-C) y (5-D).

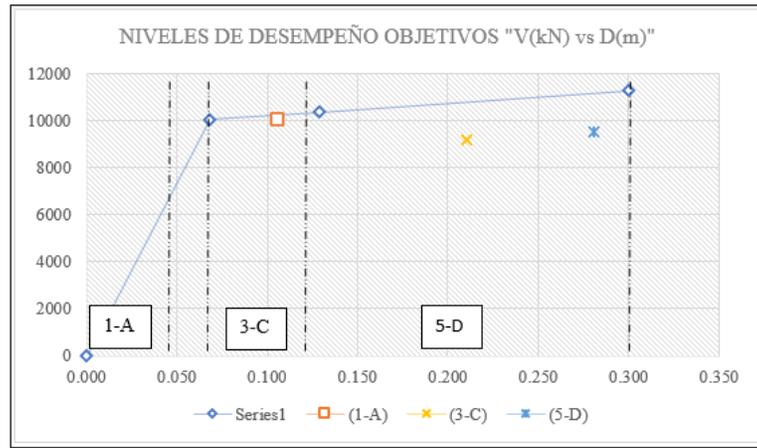


Figura D.21 Niveles de desempeño estructural para la dirección "+Y" en cada umbral de daño. Fuente: Elaboración propia

## Curva de capacidad para la dirección "-Y"

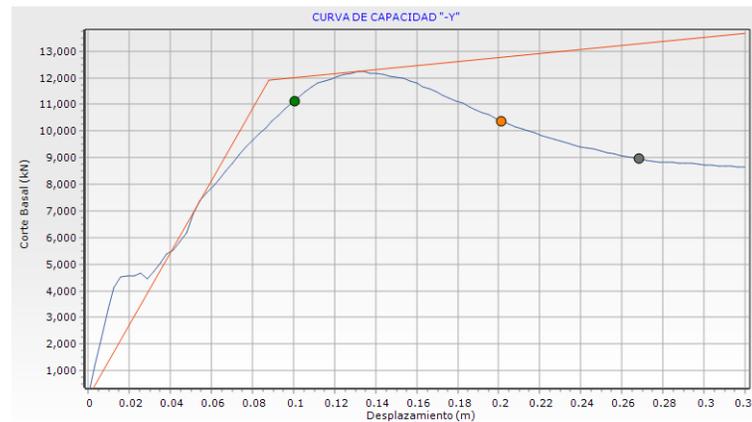


Figura D.22 Curva de capacidad y curva bilineal para la dirección "-Y" y los puntos de desempeño (1-A), (3-C) y (5-D).

Tabla D.8

*Resumen de ductilidad para cada punto de desempeño con sus respectivos niveles de peligro sísmico*

Nivel sísmico	Ductilidad de demanda ( $\mu_d$ )	Ductilidad resistente ( $\mu_r$ )	Ductilidad remanente ( $\mu_r$ )
Frecuente (1-A)	1.14	3.64	-2.50
Raro (3-C)	2.29	3.64	-1.35
Muy raro (5-D)	3.05	3.64	-0.59

Nota: La ductilidad remanente es el resultado de la ductilidad de demanda menos la ductilidad resistente global; siendo negativo (-) los valores de sobra para resistir posibles sismos más fuertes, y los positivos (+) los valores que ya sobrepasaron la capacidad de resistencia estructural.

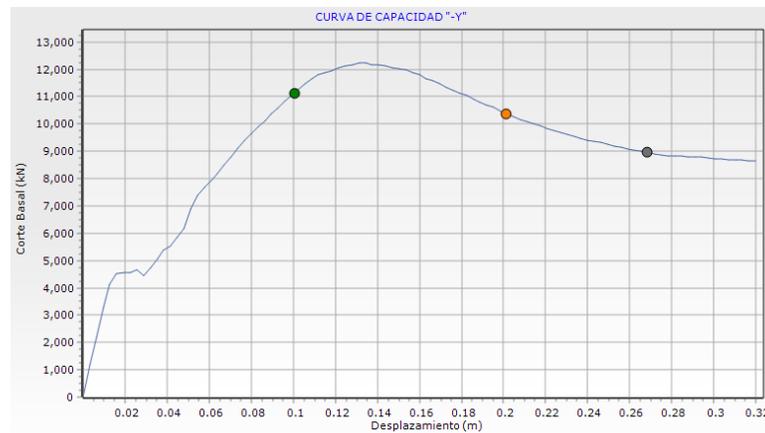
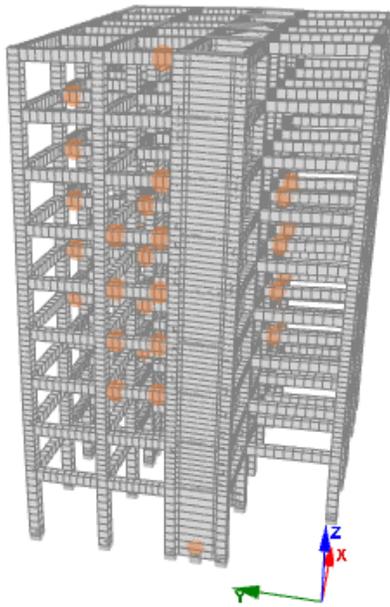
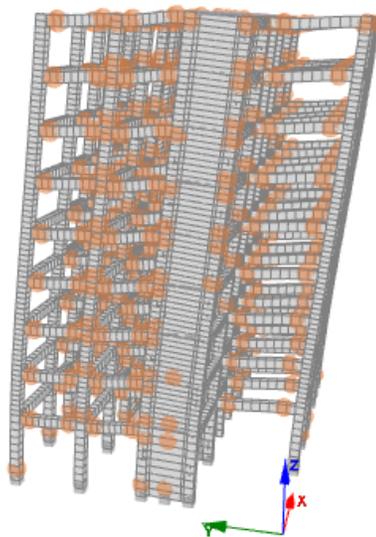


Figura D.23 Curva de capacidad para la dirección “-Y” y puntos de desempeño basados en la norma ASCE 41-17.



*Figura D.24* Formación de rótulas plásticas en el punto de fluencia de toda la estructura para la dirección “-Y”.



*Figura D.25* Formación de rótulas plásticas en la capacidad última de la estructura, en dirección “-Y”.

## Niveles de desempeño alcanzados

Tabla D.9

Verificación del nivel de desempeño, por el ASCE 41-17, para la curva de capacidad en dirección "-Y"

Nivel sísmico	Probabilidad de excedencia	Punto de desempeño en la curva	Verificación	Umbral de daño*	Estado de daño límite por el ASCE 41-17
Frecuente (1-A)	50%/50 años	0.10m	no cumple	$(1-A) \leq 0.0615m$	Operacional (1-A)
Raro (3-C)	10%/50 años	0.201m	no cumple	$0.0879m < (3-C) \leq 0.1459m$	Seguridad de vida (3-C)
Muy raro (5-D)	5%/50 años	0.268m	sí cumple	$0.1459m < (5-D) \leq 0.32m$	Prevención de colapso (5-D)

\*Los umbrales de daño sin daño (Sd1), moderado (Sd3) y severo (Sd4) fueron modificados por (1-A), (3-C) y (5-D).

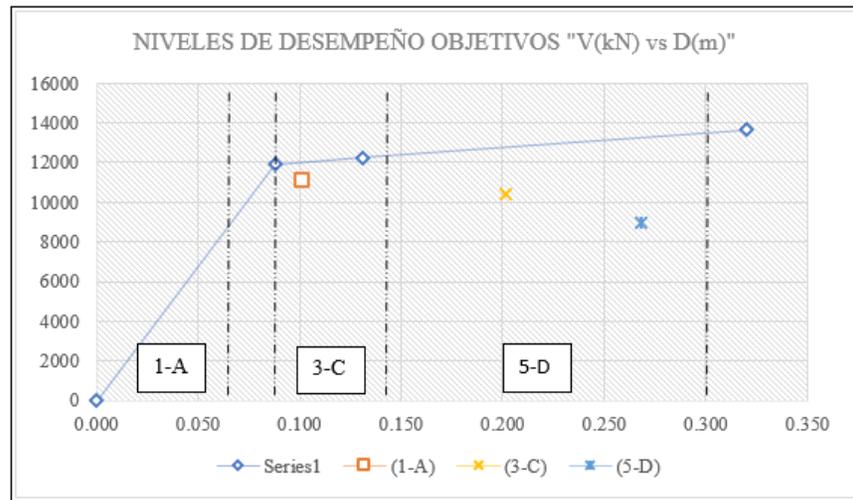


Figura D.26 Niveles de desempeño estructural para la dirección "-Y" en cada umbral de daño.  
Fuente: Elaboración propia