UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, DE SISTEMAS Y DE ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS

Evaluación del desempeño sísmico de los bloques III, IV y tanque elevado de la I.E Santa Magdalena Sofía, ubicada en la ciudad de Chiclayo, utilizando análisis estático no lineal-pushover

Tesis para obtener el título profesional de

Ingeniero civil

Presentado por:

Hernandez Caballero Jhon Aldair

Vasquez Algarate Brandon Kevin

Asesor:

Mg.Ing. Ovidio Serrano Zelada

Lambayeque -Perú
29-12-2025

UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO

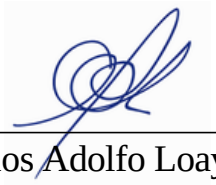
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, DE SISTEMAS Y DE ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS

Evaluación del desempeño sísmico de los bloques III, IV y tanque elevado de la I.E Santa Magdalena Sofía, ubicada en la ciudad de Chiclayo, utilizando análisis estático no lineal-pushover

Miembros del jurado:



Ing. Carlos Adolfo Loayza Rivas
Presidente



Ing. Segundo Arturo Rodriguez Serquen
Secretario



Ing. Roberto Carlos Cachay Silva
Vocal

Lambayeque -Perú
29-12-2025

UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, DE SISTEMAS Y DE ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

TESIS

Evaluación del desempeño sísmico de los bloques III, IV y tanque elevado de la I.E Santa Magdalena Sofía, ubicada en la ciudad de Chiclayo, utilizando análisis estático no lineal-pushover

Asesor:

Ing. Ovidio Serrano Zelada
Asesor

Autores:

Bach. Hernandez Caballero Jhon Aldair

Bach. Vasquez Algarate Brandon Kevin

Lambayeque -Perú
29-12-2025

UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE SISTEMAS Y DE ARQUITECTURA
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN





ACTA DE SUSTENTACIÓN
N° 327-2025-UI-FICSA

Siendo las 12:00 pm del día 29 de diciembre del 2025, se reunieron los miembros de jurado de la Tesis titulada: **"EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS BLOQUES III, IV Y TANQUE ELEVADO DE LA I.E SANTA MAGDALENA SOFÍA, UBICADA EN LA CIUDAD DE CHICLAYO, UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL-PUSHOVER" con código N° IC_V_2023_059,** y designado por **Resolución Decanal N°1003-2025-UNPRG-FICSA** con la finalidad de Evaluar y Calificar la sustentación de la tesis profesional antes mencionado, conformado por los siguientes docentes:

DR. ING. CARLOS ADOLFO LOAYZA RIVAS	**PRESIDENTE**
DR. ING. SEGUNDO ARTURO RODRIGUEZ SERQUEN	**SECRETARIO**
MSC. ING. ROBERTO CARLOS CACHAY SILVA	**VOCAL**

Asesorado por MSC. ING. OVIDIO SERRANO ZELADA.

El acto de sustentación fue autorizado por **OFICIO VIRTUAL N° 305-2025-UIFICSA**, la Tesis fue presentada y sustentada por los Bachilleres: **JHON ALDAIR HERNANDEZ CABALLERO Y BRANDON KEVIN VASQUEZ ALGARATE,** tuvo una duración de 70 minutos Después de la sustentación, y absueltas las preguntas y observaciones de los miembros del jurado; se procedió a la calificación respectiva:

	NUMERO	LETRAS	CALIFICATIVO
JHON ALDAIR HERNANDEZ CABALLERO	16	DIECISEIS	BUENO
BRANDON KEVIN VASQUEZ ALGARATE	16	DIECISEIS	BUENO

Por lo que queda APTOS para obtener el Título Profesional de **INGENIERO CIVIL** de acuerdo con la Ley Universitaria 30220 y la normatividad vigente de la Facultad de Ingeniería Civil De Sistemas y de Arquitectura de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

Siendo las 13:10; del mismo día, se dio por concluido el presente acto académico, dándose conformidad al presente acto, con la firma de los miembros del jurado.

DR. ING. CARLOS ADOLFO LOAYZA RIVAS
PRESIDENTE

DR. ING. SEGUNDO ARTURO RODRIGUEZ SERQUEN
SECRETARIO

MSC. ING. ROBERTO CARLOS CACHAY SILVA
VOCAL

MSC. ING. OVIDIO SERRANO ZELADA
ASESOR

JHFF/bcm.

CONSTANCIA DE VERIFICACIÓN DE ORIGINALIDAD

Yo, Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada usuario revisor de:

Tesis [X]
Trabajo de Suficiencia Profesional [ ]
Trabajo Académico [ ]

Titulado "EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS BLOQUES III, IV Y TANQUE ELEVADO DE LA I.E SANTA MAGDALENA SOFÍA, UBICADA EN LA CIUDAD DE CHICLAYO, UTILIZANDO ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL-PUSHOVER"

Cuyo(s) autor(es) es(son):

Hernandez Caballero Jhon Aldair DNI° 72252521

Vasquez Algarate Brandon Kevin DNI° 48819252,

declaro que la evaluación realizada por el Programa informático, ha arrojado un porcentaje de similitud 20 %, verificables en el Resumen del Reporte Automatizado de similitudes que se acompaña.

El(La/Los/Las) suscrito(a/s/as) analizó y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas dentro del porcentaje de similitud permitido no constituyen plagio y que el documento cumple con la integridad científica y con las normas para el uso de citas y referencias establecidas en los protocolos respectivos.

Se cumple con adjuntar el Recibo Digital a efectos de la trazabilidad respectiva del proceso.

Lambayeque, 10 de noviembre del 2025

Nombres y Apellidos: Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI°: 16716243
ASESOR

Defina la modalidad con [X]
Adjuntar

- *Reporte Automatizado de similitudes*
- *Recibo Digital*

Tesis

INFORME DE ORIGINALIDAD

20%	20%	7%	5%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	8%
2	repositorio.unprg.edu.pe Fuente de Internet	2%
3	repositorio.utea.edu.pe Fuente de Internet	1%
4	repositorio.upt.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	repositorio.uta.edu.ec Fuente de Internet	<1%
6	repositorio.unsa.edu.pe Fuente de Internet	<1%
7	repositorioacademico.upc.edu.pe Fuente de Internet	<1%
8	Contreras Bálbaro, Juan José | Chang Breña, Marco Antonio. "Evaluación Estructural de Daños y Reforzamiento de un Hospital	<1%

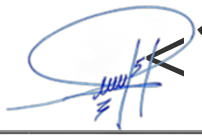


Asesor: Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI. 16716243

	Esencial Antiguo.", Pontificia Universidad Catolica del Peru (Peru) Publicación	
9	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	<1 %
10	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
11	repositorio.uap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
12	repositorio.uns.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
13	repositorio.unjbg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
14	Submitted to Universidad Católica San Pablo Trabajo del estudiante	<1 %
15	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
16	repositorio.unj.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
17	repositorio.unsaac.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
18	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %

Asesor: Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI. 16716243

19	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
20	docplayer.es Fuente de Internet	<1 %
21	repositorio.udh.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
22	repositorio.upct.es Fuente de Internet	<1 %
23	bdigital.unal.edu.co Fuente de Internet	<1 %
24	cybertesis.uni.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
25	idoc.pub Fuente de Internet	<1 %
26	repositorio.unach.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
27	dspace.ups.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
28	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
29	repositorio.unjfsc.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
30	ribuni.uni.edu.ni Fuente de Internet	<1 %



Asesor: Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI. 16716243

31	www.cigiden.cl Fuente de Internet	<1 %
32	Submitted to uncedu Trabajo del estudiante	<1 %
33	pirhua.udep.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
34	qdoc.tips Fuente de Internet	<1 %
35	www.slideshare.net Fuente de Internet	<1 %
36	Submitted to Universidad Nacional de Piura Trabajo del estudiante	<1 %
37	repositorio.urp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
38	documentop.com Fuente de Internet	<1 %
39	repositorio.uss.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
40	repositorio.unp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
41	Cabrera, Jhonatan Christian Sedano. "Comportamiento de edificaciones prefabricadas de concreto con	<1 %



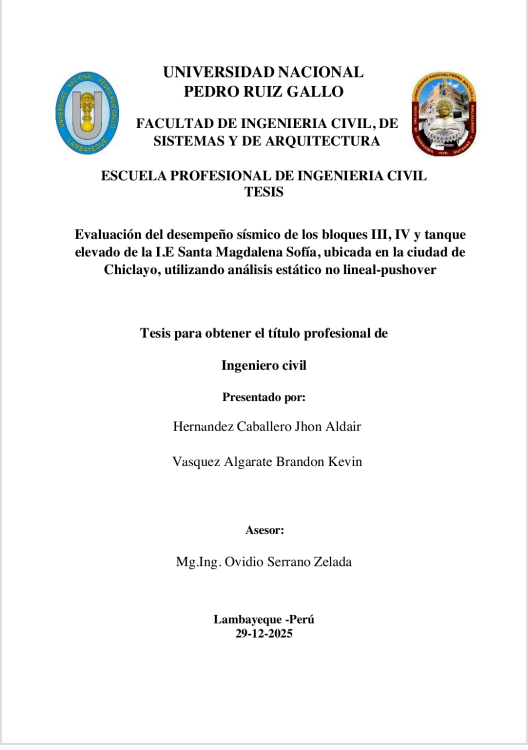
Asesor: Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI. 16716243

Recibo digital

Este recibo confirma quesu trabajo ha sido recibido por Turnitin. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega:	Jhon Aldair Hernandez Caballero
Título del ejercicio:	Quick Submit
Título de la entrega:	Tesis Pregrado
Nombre del archivo:	TESIS_FINAL_Hernandez_CJ_-Turnitin.pdf
Tamaño del archivo:	23.56M
Total páginas:	393
Total de palabras:	73,473
Total de caracteres:	392,898
Fecha de entrega:	10-nov-2025 12:37p. m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega:	3006252732



UNIVERSIDAD NACIONAL
PEDRO RUIZ GALLO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL, DE SISTEMAS Y DE ARQUITECTURA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL
TESIS

Evaluación del desempeño sísmico de los bloques III, IV y tanque elevado de la I.E Santa Magdalena Sofía, ubicada en la ciudad de Chiclayo, utilizando análisis estático no lineal-pushover

Tesis para obtener el título profesional de

Ingeniero civil

Presentado por:

Hernandez Caballero Jhon Aldair

Vasquez Algarate Brandon Kevin

Asesor:

Mg.Ing. Ovidio Serrano Zelada

Lambayeque -Perú
29-12-2025



Asesor: Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI. 16716243

Derechos de autor 2025 Turnitin. Todos los derechos reservados.

DEDICATORIA

*Dedico la presente investigación a **Dios** por su amor incondicional, por brindarme salud, sabiduría y tenacidad para poder culminar este importante trabajo.*

A mis abuelos que desde el cielo son mis ángeles y cuidan de mi persona.

*A mis padres **Eber Vásquez Díaz** y **Margarita Algarate Márquez** quienes son los pilares fundamentales de mi vida, por sus valiosas enseñanzas que inspiran en mí el nunca rendirse, por ser mis grandes ejemplos, los amo infinitamente.*

*A mis hermanos **Eber**, **Sheyla** y **Roberto** por ser los mejores que Dios me ha podido dar, por su apoyo constante y sus valiosos consejos, a mi querido sobrinito-ahijado **Sebastián Ezziel**, por alegrar nuestros días en el hogar.*

AGRADECIMIENTO

*A **Dios** por las bendiciones brindadas a mi familia, por darme la virtud de la perseverancia en esta etapa de realización de tesis.*

*A mis **Padres** por el cariño que siempre me han brindado, sus consejos de aliento en cada objetivo trazado, por sus enseñanzas y valores que han hecho de mí, una persona de bien. A mi hermano **Eber**, por el gran ser humano que es, sin ti esto no hubiese sido posible, gracias por todo el cariño y apoyo brindado hermano; a mis hermanos **Sheyla** y **Roberto** gracias por el cariño que me tienen y por creer siempre en mí, aprendo mucho de ustedes cada día.*

*A mis amigos que fueron parte de mi vida universitaria; a mis docentes de la **Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la UNPRG** por compartir sus valiosos conocimientos, especialmente para nuestro asesor de tesis **Ing. Ovidio Serrano Zelada**, por brindarnos sus enseñanzas en la rama de la Ingeniería Estructural.*

*A mi alma mater la "**Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo"** por permitir adentrarme en esta linda profesión como es la **Ingeniería Civil**.*

Brandon Kevin Vásquez Algarate

DEDICATORIA

Especial dedicatoria a mis padres, ***Herelin*** *y* ***Lili****, por siempre apoyarme en todos mis proyectos e inculcar en mí el ejemplo de esfuerzo y perseverancia; a mis hermanos* ***Miguel*** *y* ***Eduardo*** *por el cariño y apoyo incondicional que me brindan en todo momento.*

AGRADECIMIENTO

A ***Dios*** *por guiar mi camino de la forma correcta hacia mis metas y darme la dicha de haber podido estudiar esta hermosa carrera.*

A mis ***Padres*** *por todas las enseñanzas brindadas a lo largo de mi vida y que nada sería posible sin el apoyo incondicional que siempre he recibido de su parte.*

A nuestro asesor de tesis ***Ing. Ovidio Serrano Zelada****, por el apoyo brindado y por compartir sus enseñanzas para poder llevar a cabo la presente tesis de la mejor manera.*

A los ingenieros de la Facultad de Ingeniería civil, por ser parte del proceso de mi formación como profesional.

Jhon Aldair Hernández Caballero

RESUMEN

La presente tesis se centra principalmente en analizar cómo se desempeña sísmicamente los bloques III, IV y tanque elevado pertenecientes a la I.E Santa Magdalena Sofía ubicada en la ciudad de Chiclayo, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque. Se utilizará el análisis estático no lineal-Pushover, a través del cual obtenemos la curva de capacidad de los distintos bloques, encontrando el punto de desempeño sísmico (desp. sísm.) por medio de los métodos del espectro de capacidad propuesto por FEMA 440 y el método de los coeficientes de desplazamiento propuesto por ASCE/SEI 41-13 para constatar si cumple con los objetivos de desp. sísm. seleccionados para el sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Para la institución educativa , clasificada en la NTP E-030 como estructura esencial no se ha llegado a conocer en estudios anteriores el punto de desempeño sísmico de los distintos bloques ,por ende la presente investigación busca llenar un vacío teórico al conocer el comportamiento sísmico de los diferentes bloques de una manera más cercana a la realidad y conocer el punto de desempeño es importante ya que indica si la estructura ante un determinado nivel de sismo tendrá un particular nivel de desempeño estructural lo cual se espera que éste nivel no esté cerca al colapso total de la estructura estudiada. El programa estructural empleado es ETABS , el cual nos permite modelar las diferentes estructuras con las dimensiones tal cual se presentan en los planos de los diferentes bloques, como resultado se obtuvo que las estructuras no llegan a cumplir en su totalidad con los objetivos de desempeño seleccionados para los diferentes niveles de sismo estipuladas en las normativas FEMA 440 y ASCE/SEI 41-13, además de presentar en algunos casos desempeños de colapso generalmente para el nivel de sismo máximo.

Palabras claves: Desempeño sísmico, análisis no lineal, curva de capacidad, niveles de sismo

ABSTRACT

This thesis focuses mainly on analyzing the seismic performance of blocks III, IV and an elevated tank belonging to the Santa Magdalena Sofía I.E. located in the city of Chiclayo, province of Chiclayo, department of Lambayeque. Nonlinear static analysis-Pushover will be used, through which we obtain the capacity curve of the different blocks, finding the seismic performance point through the capacity spectrum methods proposed by FEMA 440 and the displacement coefficient method proposed by ASCE/SEI 41-13 to verify if it meets the seismic performance objectives selected for the service earthquake, design earthquake and maximum earthquake. For the educational institution, classified in NTP E-030 as an essential structure, the seismic performance point of the different blocks has not been known in previous studies. Therefore, the present investigation seeks to fill a theoretical gap by understanding the seismic behavior of the different blocks in a way that is closer to reality. Knowing the seismic performance point is important since it indicates whether the structure will have a particular level of structural performance under a given earthquake level. It is expected that this level will not be close to the total collapse of the structure studied. The structural program used is ETABS, which allows us to model the different structures with the dimensions as presented in the plans of the different blocks. As a result, it was found that the structures do not fully meet the performance objectives selected for the different earthquake levels stipulated in FEMA 440 and ASCE/SEI 41-13 regulations, in addition to presenting collapse performances in some cases, generally for the maximum earthquake level.

Keywords: Seismic performance, nonlinear analysis, capacity curve, earthquake levels

INDICE

RESUMEN vi
ABSTRACT vii
INDICE viii
INDICE DE FIGURAS xv
INDICE DE TABLAS xxii
1. CAPITULO I: MARCO INTRODUCTORIO 1
1.1 INTRODUCCIÓN 1
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA 2
1.3 DESCRIPCION DEL PROYECTO 4
1.3.1 Localización geográfica 4
1.3.2 Ubicación 5
1.3.3 Distribución arquitectónica 5
1.3.4 Descripción estructural 7
1.3.5 Interrogante principal 7
1.4 HIPÓTESIS 7
1.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN 8
1.5.1 Objetivo principal 8
1.5.2 Objetivos secundarios 8
1.6 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN 8
2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO 10
2.1 ANTECEDENTES 10
2.1.1 Antecedentes nacionales 10
2.1.2 Antecedentes internacionales 12
2.2 BASES TEÓRICAS 15
2.2.1 Desempeño sísmico 15
2.2.1.1 Definición 15
2.2.1.2 Niveles de desempeño sísmico 15
2.2.2 Objetivos de desempeño 22
2.2.2.1 Objetivos de desempeño según FEMA 440 22
2.2.2.2 Objetivos de desempeño según ASCE/SEI 41-13 23
2.2.3 Peligrosidad sísmica 25

2.2.3.1 Definición 25
2.2.3.2 Zonas sísmicas en el Perú 25
2.2.4 Amenaza sísmica 25
2.2.4.1 Definición: 25
2.2.4.2 Espectros de respuesta sísmica 26
2.2.4.3 Espectros de diseño 26
2.2.4.4 Niveles de amenaza sísmica 28
2.2.5 No linealidad de los materiales: modelos esfuerzo-deformación 31
2.2.5.1 Modelos esfuerzo-deformación del concreto no confinado 32
2.2.5.2 Modelos esfuerzo-deformación del concreto confinado 35
2.2.5.3 Modelos esfuerzo-deformación del acero de refuerzo 42
2.2.6 No linealidad de las secciones 45
2.2.6.1 Diagrama momento – curvatura 45
2.2.6.2 Principales puntos en el diagrama momento -curvatura 47
2.2.7 No linealidad de los elementos 48
2.2.7.1 Diagrama momento – rotación 48
2.2.7.2 Obtención de la rotación en un elemento estructural 50
2.2.7.3 Rotación plástica 51
2.2.7.4 Diagrama simplicado momento-rotación 53
2.2.7.5 Relaciones generalizadas fuerza deformación 53
2.2.7.6 Diagrama momento-rotación simplificada de una viga 55
2.2.7.7 Diagrama momento-rotación simplificada de una columna 57
2.2.7.8 Diagrama momento-rotación simplificada de un muro de corte 58
2.2.7.9 Modelos inelásticos en elementos estructurales 59
2.2.7.10 Rótulas plásticas 60
2.2.7.11 Plasticidad distribuida 69
2.2.7.12 No linealidad de muros de albañilería confinada 70
2.2.8 Análisis estático no lineal -pushover 81
2.2.8.1 Características del método pushover 82
2.2.8.2 Ductilidad del sistema estructural(u) 83
2.2.8.3 Patrón de cargas laterales 84
2.2.8.4 Curva de capacidad 88
3. CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO 102

3.1 TIPO, NIVEL, DISEÑO Y ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN 102

3.1.1 Tipo de investigación 102

3.1.2 Nivel de investigación 102

3.1.3 Diseño de investigación 102

3.1.4 Enfoque de la investigación 103

3.2 POBLACIÓN Y/O MUESTRA DE ESTUDIO 103

3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES 104

3.4 TÉCNICA y HERRAMIENTA DE RECOLECCIÓN DE DATOS 104

3.4.1 Técnica 104

3.4.2 Herramienta 105

3.5 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS 105

3.5.1 Técnica 105

3.5.2 Análisis de datos 106

3.6 METODOLOGÍA PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO 106

3.6.1 Evaluación del punto de desempeño según fema 440 106

3.6.1.1 Método del espectro de capacidad 106

3.6.2 Evaluación del punto de desempeño según ASCE 41/13 120

3.6.2.1 MÉTODO DE LOS COEFICIENTES 120

3.6.3 Parámetros de aceptación 124

3.6.3.1 Límites de aceptación global 125

3.6.3.2 Límites de aceptación local 127

4. CAPÍTULO IV: ANÁLISIS LINEAL SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO SEGÚN NTP E.030 128

4.1 GENERALIDADES 128

4.2 MODELO MATEMÁTICO DE LOS BLOQUES 128

4.2.1 Bloque III- biblioteca 129

4.2.2 Bloque IV-Aulas 130

4.2.3 Tanque elevado 131

4.3 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES 133

4.4 CARGAS 133

4.4.1 Cargas muertas 133

4.4.1.1 Peso propio de elementos estructurales 133

4.4.1.2 Metrado de cargas muertas asignadas a losas de entrepiso 134

4.4.2 Cargas vivas 135
4.4.3 Cargas sísmicas 136
4.4.4 Combinaciones de carga 136
4.5 ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL ESTÁTICO 137
4.5.1 Parámetros sísmicos 137
4.5.1.1 Zonificación 138
4.5.1.2 Parámetro de sitio 139
4.5.1.3 Factor de uso 139
4.5.1.4 Periodo fundamental de vibración 139
4.5.1.5 Factor de amplificación sísmica 141
4.5.1.6 Coeficiente básico de reducción sísmica (r_0) 142
4.5.1.7 Peso sísmico 142
4.5.2 Irregularidades estructurales 147
4.5.2.1 Irregularidad en altura 147
4.5.2.2 Irregularidad en planta 158
4.5.3 Coeficiente de reducción de fuerza sísmica 164
4.5.4 Determinación de la cortante basal 165
4.5.5 Distribución de fuerzas sísmicas en altura 167
4.6 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL ESTÁTICO 169
4.6.1 Aceleración espectral 170
4.6.2 Modos de vibración y porcentaje de masa participativa 177
4.6.2.1 Modos de vibración del bloque III(biblioteca) 177
4.6.2.2 Modos de vibración del bloque IV(aulas) 179
4.6.2.3 Modos de vibración del tanque elevado 180
4.6.3 Cortante basal dinámica 180
4.6.4 Control de derivas de entrepiso 182
4.6.4.1 Verificación de derivas del bloque III(biblioteca) 182
4.6.4.2 Verificación de derivas del bloque IV(aulas) 183
4.6.4.3 Verificación de derivas del tanque elevado 185
5. CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO NO LINEAL "PUSHOVER" 187
5.1 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL "PUSHOVER" EN SOFTWARE. 191
5.1.1 Creación de la no linealidad de los materiales constitutivos: 191
5.1.1.1 Concreto no confinado y confinado 191

5.1.1.2 Acero de refuerzo 193
5.1.1.3 Albañilería 194
5.1.2 Creación de la no linealidad de las secciones: 195
5.1.2.1 Vigas 195
5.1.2.2 Columnas 202
5.1.2.3 Muros de corte 207
5.1.2.4 Muros de albañilería confinada 211
5.1.3 Creación de casos de carga estáticas no lineales-pushover 233
5.1.3.1 Caso 1: Carga gravitacional no lineal 233
5.1.3.2 Caso 2: Carga lateral no lineal 234
5.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO NO LINEAL-PUSHOVER 237
5.2.1 Curva de capacidad dirección X-X del bloque III (biblioteca) 237
5.2.2 Curva de capacidad dirección Y-Y del bloque III (biblioteca) 238
5.2.3 Curva de capacidad dirección X-X del bloque IV (aulas) 240
5.2.4 Curva de capacidad dirección Y-Y del bloque IV (aulas) 241
5.2.5 Curva de capacidad dirección X-X del tanque elevado 242
5.2.6 Curva de capacidad dirección Y-Y del tanque elevado 244
6. CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO 247
6.1 SELECCIÓN DEL OBJETIVO DE DESEMPEÑO 247
6.2 DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE FEMA 440-MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD 247
6.2.1 Espectros de demanda sísmica 248
6.2.2 Conversión a formato ADRS 251
6.2.3 Punto de desempeño sísmico en la dirección X-X del bloque III(biblioteca) 252
6.2.4 Punto de desempeño sísmico en la dirección Y-Y del bloque III(biblioteca) 254
6.2.5 Punto de desempeño sísmico en la dirección X-X del bloque IV(aulas) 256
6.2.6 Punto de desempeño sísmico en la dirección Y-Y del bloque IV(aulas) 258
6.2.7 Punto de desempeño sísmico en la dirección X-X del tanque elevado 260
6.2.8 Punto de desempeño sísmico en la dirección Y-Y del tanque elevado 262

6.3 DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ASCE/SEI 41-13-MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO 266

6.3.1 Desplazamiento objetivo en la dirección X-X del bloque III(biblioteca) 266

6.3.2 Desplazamiento objetivo en la dirección Y-Y del bloque III(biblioteca) 266

6.3.3 Desplazamiento objetivo en la dirección X-X del bloque IV(aulas) 267

6.3.4 Desplazamiento objetivo en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas) 268

6.3.5 Desplazamiento objetivo en la dirección X-X del tanque elevado 269

6.3.6 Desplazamiento objetivo en la dirección Y-Y del tanque elevado 269

7. CAPÍTULO VII: EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO 271

7.1 EVALUACIÓN GLOBAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: FEMA 440-MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD 271

7.1.1 Evaluación global en la dirección X-X del bloque III(biblioteca) 271

7.1.2 Evaluación global en la dirección Y-Y del bloque III (biblioteca) 275

7.1.3 Evaluación global en la dirección X-X del bloque IV(aulas) 279

7.1.4 Evaluación global en la dirección Y-Y del bloque IV(aulas) 283

7.1.5 Evaluación global en la dirección X-X del tanque elevado 287

7.1.6 Evaluación global en la dirección Y-Y del tanque elevado 291

7.2 EVALUACIÓN GLOBAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: ASCE/SEI 41-13-MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO 296

7.2.1 Evaluación global en la dirección X-X del bloque III (biblioteca) 296

7.2.2 Evaluación global en la dirección Y-Y del bloque III(biblioteca) 299

7.2.3 Evaluación global en la dirección X-X del bloque IV(aulas) 302

7.2.4 Evaluación global en la dirección Y-Y del bloque IV(aulas) 305

7.2.5 Evaluación global en la dirección X-X del tanque elevado 308

7.2.6 Evaluación global en la dirección Y-Y del tanque elevado 311

7.3 EVALUACIÓN LOCAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: ANÁLISIS PUSHOVER 314

7.3.1 Bloque III(Biblioteca) 314
7.3.1.1 Vigas (dirección x y dirección y) 315
7.3.1.2 Columnas (dirección x y dirección y) 320
7.3.1.3 Muros estructurales (dirección X y dirección Y) 329
7.3.2 Bloque IV (Aulas) 335
7.3.2.1 Vigas (dirección x y dirección y) 336
7.3.2.2 Columnas (dirección x y dirección y) 342
7.3.2.3 Muros estructurales (dirección X y dirección Y) 346
7.3.3 Tanque elevado 352
7.3.3.1 Vigas (dirección x y dirección y) 352
7.3.3.2 Columnas (dirección x y dirección y) 355
8. CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 357
8.1 CONCLUSIONES 357
8.2 RECOMENDACIONES 362
9. CAPÍTULO IX: BIBLIOGRAFÍA 363
10. CAPÍTULO X: ANEXOS 367

INDICE DE FIGURAS

Figura 1 *Vista panorámica de la I.E Santa Magdalena Sofía* 4
Figura 2 *Esquema de Localización* 4
Figura 3 *Ubicación* 5
Figura 4 *Distribución Arquitectónica* 6
Figura 5 *Zonas Sísmicas en el Perú* 25
Figura 6 *Espectro de respuesta sísmica* 26
Figura 7 *Espectro elástico con los espectros de respuesta y espectro medio de los registros ajustados* 27
Figura 8 *Espectro inelástico* 28
Figura 9 *Curva Esfuerzo-Deformación del acero de refuerzo* 31
Figura 10 *Curvas Esfuerzos-Deformación del Concreto simple* 32
Figura 11 Modelo para el concreto no confinado (Mander, Priestley y Park, 1988) 33
Figura 12 *Curva Esfuerzo-Deformación del concreto a compresión* 35
Figura 13 *Comparación Curva Esfuerzo-Deformación entre concreto simple y concreto confinado* 36
Figura 14 *Comparación de los modelos de Park de 1971 y 1982* 37
Figura 15 *Modelo de concreto confinado de Mander y tipos de refuerzo transversal* 38
Figura 16 *Punto de falla en el modelo de concreto confinado de Mander* 38
Figura 17 *Factor de confinamiento para secciones cuadradas y rectangulares* 42
Figura 18 *Zonas de Concreto confinado y no confinado* 42
Figura 19 *Modelo elastoplástico perfecto de acero a tracción* 43
Figura 20 *Modelo trilineal del acero en tracción* 44
Figura 21 *Gráfica esfuerzo-deformación del acero en tracción aproximada* 45
Figura 22 *Relación de deformaciones y el eje neutro* 46
Figura 23 *Puntos principales en Diagrama Momento Curvatura de una sección* 48
Figura 24 *Rotación y Curvatura en un elemento de concreto Armado* 49
Figura 25 *Deformación por Rotación en un elemento estructural* 50
Figura 26 *Viga en Voladizo sometida a Flexión* 52
Figura 27 *Diagrama Simplicado Momento Rotación* 53
Figura 28 *Relación Fuerza-Deformación generalizada asociada a la flexión* 54
Figura 29 *Relación Fuerza-Deformación asociada al corte* 55
Figura 30 *Modelos de plasticidad tipo viga y columna* 60
Figura 31 *Idealización de rótulas plásticas en pórtico bidimensional* 61
Figura 32 *Rótula plástica al inicio del momento plástico* 62
Figura 33 *Localización de Rótulas plásticas en vigas* 64
Figura 34 *Detalle de losa aligerada típica con ejes del bloque III(Biblioteca)* 64
Figura 35 *Detalle de losa aligerada típica con ejes del bloque IV(Aulas)* 66
Figura 36 *Localización de rótulas plásticas en Columnas* 68
Figura 37 *Sección de Columna de concreto armado discretizada transversalmente* 70
Figura 38 *Modelo Matemático de Columna Ancha* 71
Figura 39 *Rótula de Corte en modelo de Marco Equivalente* 72
Figura 40 *Factor de condición de apoyo* 73
Figura 41 *Deformaciones por Flexión y Cortante* 75
Figura 42 *Modelo matemático de la Diagonal Equivalente* 76
Figura 43 *Parámetros para calcular Diagonal equivalente* 77
Figura 44 *Curva Fuerza -Desplazamiento en modelo Puntal -Tirante* 78
Figura 45 *Elementos tipo link simulando a los Muros de Albañilería* 81
Figura 46 *Secuencia del proceso de análisis Pushover* 82
Figura 47 *Sistema equivalente de la estructura a un grado de libertad* 82

Figura 48 *Curva de Capacidad según ATC 40* 83
Figura 49 *1er Caso de carga Lateral Grupo 1* 85
Figura 50 *2do caso de carga lateral Grupo 1* 85
Figura 51 *3er caso de carga lateral Grupo 1* 86
Figura 52 *Caso de carga lateral correspondiente a Grupo 2* 86
Figura 53 *Patrón de carga lateral según FEMA 440* 87
Figura 54 *Curva de capacidad y proceso de falla en los elementos estructurales* 88
Figura 55 *Redundancia de elementos estructurales* 90
Figura 56 *Cortante basal de diseño y Cortante último en Curva de capacidad* 91
Figura 57 *Explicación de la Reserva de Resistencia* 93
Figura 58 *Cortante basal de diseño (V_p) y Cortante basal Último(V_u)* 95
Figura 59 *Curva bilineal propuesto por FEMA 356 (2000)* 98
Figura 60 *Formato estándar y Formato ADRS de la curva de capacidad* 100
Figura 61 *Curva Bilineal del Espectro de Capacidad* 101
Figura 62 *Conversión del espectro de respuesta sísmica a formato ADRS* 111
Figura 63 *Espectro de demanda modificado MADRS para uso con periodos secantes (T_{sec})* 114
Figura 64 *Punto de desempeño de prueba, equivalente a una estructura elástica* 115
Figura 65 *Determinación del desplazamiento espectral máximo utilizando iteración directa* 116
Figura 66 *Punto de desempeño hallado por procedimiento B* 118
Figura 67 *Intercepción del locus con el espectro de capacidad* 119
Figura 68 *Cálculo del desplazamiento objetivo en el método de los coeficientes* 124
Figura 69 *Deriva del tope de una edificación* 126
Figura 70 *Sectorización de la curva bilineal de capacidad por niveles de desempeño* 127
Figura 71 *Límites de aceptación local* 127
Figura 72 *Modelado tridimensional del bloque III-biblioteca* 130
Figura 73 Modelado tridimensional del bloque IV-aulas 131
Figura 74 *Modelado tridimensional del tanque elevado* 132
Figura 75 *Definición del patrón de carga DEAD* 134
Figura 76 *Definición del patrón de carga CM* 134
Figura 77 *Definición de la carga viva para techo último* 135
Figura 78 *Definición de la carga viva para techos inferiores* 136
Figura 79 *Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas en altura* 137
Figura 80 *Zonificación sísmica en el Perú* 138
Figura 81 *Determinación del Peso sísmico* 144
Figura 82 *Resultados de Cortante basal en tonf del bloque III(Biblioteca)* 166
Figura 83 *Resultados de Cortante basal en tonf del bloque IV(Aulas)* 166
Figura 84 *Resultados de Cortante basal en tonf del tanque elevado* 167
Figura 85 *Espectro de diseño en la dirección X-X de los bloques III y IV* 172
Figura 86 *Espectro de diseño en la dirección Y-Y de los bloques III y IV* 174
Figura 87 *Espectro de diseño para el tanque elevado en ambas direcciones* 177
Figura 88 *Derivas de entrepiso del bloque III (Biblioteca) para ambas direcciones* 183
Figura 89 *Derivas de entrepiso del bloque IV (Aulas) para ambas direcciones* 184
Figura 90 *Deriva de entrepiso del tanque elevado en la dirección "X-X"* 185
Figura 91 *Deriva de entrepiso del tanque elevado en la dirección "Y-Y"* 186
Figura 92 *Modelo matemático no lineal con columna ancha en muros de albañilería del bloque III(Biblioteca)* 190
Figura 93 *Modelo matemático no lineal con columna ancha en muros de albañilería del bloque IV(Aulas)* 190

Figura 94 Modelo matemático no lineal del tanque elevado con rótulas plásticas en columnas y vigas.....191
Figura 95 *Data no lineal del concreto*.....192
Figura 96 *Diagrama esfuerzo-deformación del concreto no confinado y confinado-modelo de Mander*.....192
Figura 97 *Data no lineal del acero de refuerzo*.....193
Figura 98 *Diagrama esfuerzo-deformación del acero de refuerzo-modelo de Park y Paulay*.....193
Figura 99 *Data no lineal de la albañilería*.....194
Figura 100 *Esfuerzo-deformación de la albañilería*.....195
Figura 101 *Detalle de viga peraltada del bloque de aulas*.....195
Figura 102 *Data de propiedades de la sección de viga*.....196
Figura 103 *Asignación de factores de rigidez efectiva en la sección de viga*.....197
Figura 104 *Asignación del área de acero en sección de viga*.....197
Figura 105 *Definición de rótulas plásticas*.....198
Figura 106 *Lista de Rótulas asignadas automáticamente por ETABS*.....199
Figura 107 *Tipo de Rótula Plástica en sección viga*.....199
Figura 108 *Valores de Momento Rotación en rótula plástica de viga*.....200
Figura 109 *Asignación de rótulas plásticas en vigas*.....200
Figura 110 *Localización relativa de rótulas plásticas en vigas*.....201
Figura111 *Asignación de rótulas plásticas automáticas desde la tabla* 10-7 del ASCE 41-13.....201
Figura 112 *Detalle de columna C1, 1er nivel, Bloque IV*.....202
Figura 113 *Propiedades de la sección Columna*.....202
Figura 114 *Asignación de los aceros de refuerzo*.....203
Figura 115 *Definición de rótulas plásticas en columnas*.....203
Figura 116 *Lista de rótulas plásticas generadas en las columnas*.....204
Figura 117 *Definición de rótula en columna como tipo FIBRA*.....204
Figura 118 *Propiedades de la rótula en columna tipo FIBRA*.....205
Figura 119 *Asignación de rótulas plásticas en columnas*.....205
Figura 120 *Localización de rótulas plásticas tipo fibra en columnas*.....206
Figura 121 *Propiedades de la rótula plástica en columnas tipo FIBRA*.....206
Figura 122 *Detalle de sección de muro de corte*.....207
Figura 123 *Definición de sección Pier*.....207
Figura 124 *Sección de muros de corte tipo pier*.....207
Figura 125 *Diseño de sección de muro de corte*.....208
Figura 126 *Definición de rótulas plásticas en muros de concreto armado*.....208
Figura 127 *Lista de rótulas plásticas tipo FIBRA en muros de concreto* armado.....209
Figura 128 *Fibras generadas en rótula de muro de concreto armado*.....209
Figura 129 *Asignación de rótula tipo fibra en muros de concreto armado*.....210
Figura 130 *Rótula asignada de forma automática de tipo fibra en sección de muro de concreto armado*.....210
Figura 131 *Plano de cimentación del bloque IV(Aulas)*.....211
Figura 132 *Modelado de muros de albañilería como columna ancha en el bloque IV(Aulas)*.....212
Figura 133 *Plano de cimentación del bloque III(Biblioteca)*.....212
Figura 134 *Modelado de muros de albañilería como columna ancha en el bloque III(Biblioteca)*.....213
Figura 135 *Curva de capacidad trilineal de los muros ensayados sin carga axial*.....214
Figura 136 *Curva de capacidad trilineal de los muros ensayados con carga axial*.....215

Figura 137 *Rótula a corte asignada al muro de albañilería en ETABS* 217
Figura 138 *Paños de muro de albañilería en el bloque III(Biblioteca)* 218
Figura 139 *Rótula a corte del muro de albañilería(biblioteca) del eje E, entre los ejes 31 y 35-primer nivel* 220
Figura 140 *Rótula a corte del muro de albañilería(biblioteca) del eje E, entre los ejes 31 y 35-segundo nivel* 222
Figura 141 *Rótula a corte del muro de albañilería(biblioteca) del eje E, entre los ejes 31 y 35-tercer nivel* 224
Figura 142 *Paños de muro de albañilería en el bloque IV(Aulas)* 225
Figura 143 *Rótula a corte del muro de albañilería (aulas) del eje 21, entre los ejes A y B-primer nivel* 227
Figura 144 *Rótula a corte del muro de albañilería (aulas) del eje 21, entre los ejes A y B-segundo nivel* 229
Figura 145 *Rótula a corte del muro de albañilería (aulas) del eje 21, entre los ejes A y B-tercer nivel* 231
Figura 146 *Rótula a corte del muro de albañilería (aulas) del eje 21, entre los ejes A y B-cuarto nivel* 233
Figura 147 *Caso de carga gravitacional no lineal* 234
Figura 148 *Caso de carga lateral no lineal eje x* 235
Figura 149 *Caso de carga lateral no lineal eje Y* 235
Figura 150 *Control de la aplicación de cargas del AENL* 236
Figura 151 *Guardado de resultados del caso no lineal estático* 236
Figura 152 *Curva de capacidad en la dirección X-X del bloque III* 238
Figura 153 *Cortante basal y desplazamiento de techo en la dirección Y-Y del bloque III (biblioteca)* 238
Figura 154 *Curva de capacidad en la dirección Y-Y del bloque III* 239
Figura 155 *Cortante basal y desplazamiento de techo en la dirección X-X del bloque IV (aulas)* 240
Figura 156 *Curva de capacidad en la dirección X-X del bloque IV(aulas)* 241
Figura 157 *Cortante basal y desplazamiento de techo en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)* 241
Figura 158 *Curva de capacidad en la dirección Y-Y del bloque IV(aulas)* 242
Figura 159 *Espectro de demanda (Sd vs Sa) para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo* 252
Figura 160 *Espectro de capacidad en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)* 253
Figura 161 *Espectro de capacidad en la dirección Y-Y del bloque III (biblioteca)* 255
Figura 162 *Espectro de capacidad en la dirección X-X del bloque IV (aulas)* 257
Figura 163 *Espectro de capacidad en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)* 259
Figura 164 *Espectro de capacidad en la dirección X-X del tanque elevado* 262
Figura 165 *Espectro de capacidad en la dirección Y-Y del tanque elevado* 265
Figura 166 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de servicio del bloque III-FEMA 440* 271
Figura 167 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de diseño del bloque III-FEMA 440* 272
Figura 168 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo máximo del bloque III-FEMA 440* 273
Figura 169 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de servicio del bloque III-FEMA 440* 275
Figura 170 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de diseño del bloque III-FEMA 440* 276

Figura 171 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo máximo del bloque III-FEMA 440*.....277
Figura 172 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de servicio del bloque IV-FEMA 440*.....279
Figura 173 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de diseño del bloque IV-FEMA 440*.....280
Figura 174 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo máximo del bloque IV-FEMA 440*.....281
Figura 175 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de servicio del bloque IV-FEMA 440*.....283
Figura 176 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de diseño del bloque IV-FEMA 440*.....284
Figura 177 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo máximo del bloque IV-FEMA 440*.....285
Figura 178 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de servicio del tanque elevado-FEMA 440*.....287
Figura 179 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de diseño del tanque elevado-FEMA 440*.....289
Figura 180 Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo máximo del tanque elevado-FEMA 440.....290
Figura 181 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de servicio del tanque elevado-FEMA 440*.....292
Figura 182 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de diseño del tanque elevado-FEMA 440*.....293
Figura 183 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo máximo del tanque elevado-FEMA 440*.....294
Figura 184 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de servicio del bloque III-ASCE/SEI 41-13*.....296
Figura 185 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de diseño del bloque III-ASCE/SEI 41-13*.....297
Figura 186 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo máximo del bloque III-ASCE/SEI 41-13*.....298
Figura 187 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de servicio del bloque III-ASCE/SEI 41-13*.....299
Figura 188 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de diseño del bloque III-ASCE/SEI 41-13*.....300
Figura 189 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo máximo del bloque III-ASCE/SEI 41-13*.....301
Figura 190 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de servicio del bloque IV-ASCE/SEI 41-13*.....302
Figura 191 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de diseño del bloque IV-ASCE/SEI 41-13*.....303
Figura 192 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo máximo del bloque IV-ASCE/SEI 41-13*.....304
Figura 193 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de servicio del bloque IV-ASCE/SEI 41-13*.....305
Figura 194 Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de diseño del bloque IV-ASCE/SEI 41-13.....306
Figura 195 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo máximo del bloque IV-ASCE/SEI 41-13*.....307

Figura 196 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de servicio del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13* 308
Figura 197 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de diseño del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13* 309
Figura 198 N*ivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo máximo del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13* 310
Figura 199 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de servicio del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13* 311
Figura 200 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de diseño del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13* 312
Figura 201 *Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo máximo del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13* 313
Figura 202 *Ubicación de la viga B24 en el primer nivel del bloque III* 316
Figura 203 *Rótula plástica de la viga B24-STEP 2 en la dirección X del bloque III* 317
Figura 204 *Rótula plástica de la viga B24-STEP 4 en la dirección X del bloque III* 317
Figura 205 *Ubicación de la viga B9 en el segundo nivel del bloque III* 319
Figura 206 *Rótula plástica de la viga B9-STEP 1 en la dirección Y del bloque III* 319
Figura 207 *Rótula plástica de la viga B9-STEP 2 en la dirección Y del bloque III* 320
Figura 208 *Ubicación de la columna C8 en el primer nivel del bloque III* 321
Figura 209 *Criterios de aceptación para el acero de refuerzo* 322
Figura 210 *Criterios de aceptación para el concreto armado* 322
Figura 211 *Respuesta de la fibra 21 de concreto armado-columna C8-STEP 2* 322
Figura 212 *Respuesta de la fibra 19 de acero de refuerzo-columna C8-STEP 2* 323
Figura 213 *Formación de rótulas plásticas para C8 en dirección X-STEP 2 del bloque III* 324
Figura 214 *Respuesta de la fibra 21 de concreto armado-columna C8-STEP 4* 325
Figura 215 *Respuesta de la fibra 19 de acero de refuerzo-columna C8-STEP 4* 325
Figura 216 *Formación de rótulas plásticas para C8 en dirección X-STEP 4 del bloque III* 326
Figura 217 *Ubicación de la columna C5 en el primer nivel del bloque III* 327
Figura 218 *Respuesta de la fibra 23 de concreto -columna C5-STEP 1* 328
Figura 219 *Respuesta de la fibra 9 de acero de refuerzo-columna C5-STEP 1* 329
Figura 220 *Ubicación del muro W12 en el primer nivel del bloque III* 330
Figura 221 *Respuesta de la fibra 1 de concreto armado-muro W12-STEP 2* 331
Figura 222 *Respuesta de la fibra 13 de acero de refuerzo-muro W12-STEP 2* 332
Figura 223 *Formación de rótulas plásticas para W12 en dirección X-STEP 2 del bloque III* 332
Figura 224 *Respuesta de la fibra 1 de concreto para el muro W12-STEP 4* 333
Figura 225 *Respuesta de la fibra 13 de acero de refuerzo-muro W12-STEP 4* 334
Figura 226 *Formación de rótulas plásticas para W12 en dirección X-STEP 4 del bloque III* 335
Figura 227 Ubicación de la viga B8 en el cuarto nivel del bloque IV 337
Figura 228 *Rótula plástica de la viga B8-STEP 9 en la dirección X del bloque IV* 338
Figura 229 *Rótula plástica de la viga B8-STEP 20 en la dirección X del bloque IV* 338
Figura 230 *Ubicación de la viga B41 en el segundo nivel del bloque IV* 340
Figura 231 *Rótula plástica de la viga B41-STEP 2 en la dirección Y del bloque IV* 341
Figura 232 *Rótula plástica de la viga B41-STEP 7 en la dirección Y del bloque IV* 341
Figura 233 *Ubicación de la columna C19 en el primer nivel del bloque IV* 342
Figura 234 *Respuesta de la fibra 30 de concreto -columna C19-STEP 9* 342
Figura 235 *Respuesta de la fibra 5 de acero de refuerzo-columna C19-STEP 9* 343

Figura 236 *Formación de rótulas plásticas para C19 en dirección X-STEP 9 del bloque IV* 344
Figura 237 *Respuesta de la fibra 31 de concreto -columna C19-STEP 20* 344
Figura 238 *Respuesta de la fibra 19 de acero de refuerzo-columna C19-STEP 20*.....345
Figura 239 Formación de rótulas plásticas para C19 en dirección X-STEP 20 del bloque IV 345
Figura 240 *Ubicación del muro W6 en el primer nivel del bloque IV*.....346
Figura 241 *Respuesta de la fibra 1 de concreto -muro W6-STEP 9*.....347
Figura 242 *Respuesta de la fibra 11 de acero de refuerzo-muro W6-STEP 9*.....348
Figura 243 *Formación de rótulas plásticas para W6 en dirección X-STEP 9 del bloque IV* 349
Figura 244 *Respuesta de la fibra 2 de concreto para el muro W6-STEP 20*.....350
Figura 245 *Respuesta de la fibra 12 de acero de refuerzo-muro W6-STEP 20*.....350
Figura 246 *Formación de rótulas plásticas para W6 en dirección X-STEP20 del bloque IV* 351
Figura 247 *Ubicación de la viga B2 en el primer nivel del tanque elevado*.....353
Figura 248 *Rótula plástica de la viga B2-STEP 4(Sismo de servicio) del tanque elevado* 354
Figura 249 *Rótula plástica de la viga B2-STEP 16 (Sismo de diseño) del tanque elevado*354
Figura 250 *Rótula plástica de la viga B2-STEP 21 (Sismo máximo) del tanque elevado*...355
Figura 251 *Ubicación de la columna C2 en el primer nivel del tanque elevado* 355
Figura 252 *Rótula cerca al colapso (CP) en C2-STEP 16* 356
Figura 253 *Rótula totalmente operacional en C2-STEP 4* 356
Figura 254 *Rótula cerca al colapso (CP) en C2-STEP 21 (sismo máximo)-tanque elevado* 356

INDICE DE TABLAS

Tabla 1-1 *Configuración estructural* 7
Tabla 2-1 *Nivel de desempeño según ATC 40* 18
Tabla 2-2 *Nivel de desempeño según ASCE/SEI 41-13* 21
Tabla 2-3 *Objetivo de desempeño según ATC 40* 23
Tabla 2-4 *Objetivo de desempeño según ASCE/SEI 41-13* 24
Tabla 2-5 *Nivel de amenaza sísmica según ATC 40* 29
Tabla 2-6 *Nivel de amenaza sísmica según ASCE/SEI 41-13* 30
Tabla 2-7 *Parámetros para modelado de Momento-Rotación y Criterios de aceptación para nivel de Performance en Vigas de concreto armado* 56
Tabla 2-8 *Parámetros para modelado de Momento-Rotación y Criterios de aceptación para nivel de Performance en Columnas de concreto armado* 57
Tabla 2-9 *Parámetros para modelado de Momento-Rotación y Criterios de aceptación para nivel de Performance en Muros de concreto armado* 59
Tabla 2-10 *Distancia relativa en porcentaje de la ubicación de rótulas plásticas en vigas del bloque III* 65
Tabla 2-11 *Distancia relativa en porcentaje de la ubicación de rótulas plásticas en vigas del bloque IV* 66
Tabla 2-12 *Detalle de viga en un pórtico del tanque elevado* 67
Tabla 2-13 *Distancia relativa en porcentaje de la ubicación de rótulas plásticas en vigas del tanque elevado* 67
Tabla 2-14 *Distancia relativa en porcentaje de la ubicación de rótulas plásticas en columnas del bloque III* 68
Tabla 2-15 Distancia relativa en porcentaje de la ubicación de rótulas plásticas en columnas del bloque IV 68
Tabla 2-16 *Distancia relativa en porcentaje de la ubicación de rótulas plásticas en columnas del tanque elevado* 69
Tabla 2-17 *Reserva de resistencia en diferentes estudios* 92
Tabla 3-1 *Variables de la investigación* 104
Tabla 3-2 *Valores para coeficiente C0* 122
Tabla 3-3 *Valores del parámetro a* 122
Tabla 3-4 *Valores para el parámetro Cm* 123
Tabla 3-5 *Deriva límite de entrepiso* 125
Tabla 4-1 *Altura de pisos del bloque III(Biblioteca)* 129
Tabla 4-2 *Dimensiones de las columnas y placas del bloque III (Biblioteca)* 129
Tabla 4-3 *Dimensiones de las vigas del bloque III (Biblioteca)* 129
Tabla 4-4 *Altura de pisos del bloque IV (Aulas)* 130
Tabla 4-5 *Dimensiones de las columnas y placas del bloque IV (Aulas)* 130
Tabla 4-6 *Dimensiones de las vigas del bloque IV (Aulas)* 131
Tabla 4-7 *Altura de niveles del tanque elevado* 131
Tabla 4-8 *Dimensiones de las columnas del Tanque Elevado* 132
Tabla 4-9 *Dimensiones de las vigas del bloque III* 132
Tabla 4-10 *Valores de carga viva* 136
Tabla 4-11 *Parámetros de Zonificación y Factor de zona (Z)* 138
Tabla 4-12 *Parámetro de sitio y factor de Suelo (s)* 139
Tabla 4-13 *Categoría del edificio y factor de uso (U)* 139
Tabla 4-14 *Periodos fundamentales de vibración para cada bloque* 141
Tabla 4-15 *Factor de amplificación sísmica* 142

Tabla 4-16 *Coeficiente básico de reducción para bloque III Biblioteca y bloque IV Aulas* 142
Tabla 4-17 *Coeficiente básico de reducción para el tanque elevado* 142
Tabla 4-18 *Peso total del bloque III(Biblioteca)* 143
Tabla 4-19 *Masa sísmica por nivel (story) del bloque III(Biblioteca)* 144
Tabla 4-20 *Peso total del bloque IV (Aulas)* 145
Tabla 4-21 *Masa sísmica por nivel (story) del bloque IV(Aulas)* 145
Tabla 4-22 *Peso total del tanque elevado de agua* 146
Tabla 4-23 *Masa sísmica por nivel (story) del tanque elevado* 146
Tabla 4-24 *Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección X-X en el bloque III(Biblioteca)* 147
Tabla 4-25 *Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección Y-Y en el bloque III(Biblioteca)* 147
Tabla 4-26 *Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección X-X en el bloque IV (Aulas)* 148
Tabla 4-27 *Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección Y-Y en el bloque IV(Aulas)* 148
Tabla 4-28 *Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección X-X del tanque elevado* 148
Tabla 4-29 *Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección Y-Y del tanque elevado* 149
Tabla 4-30 *Evaluación de irregularidad de piso débil en la dirección X-X en el bloque III(Biblioteca)* 149
Tabla 4-31 *Evaluación de irregularidad de piso débil en la dirección Y-Y en el bloque III(Biblioteca)* 150
Tabla 4-32 *Evaluación de irregularidad de piso débil en la dirección X-X en el bloque IV(Aulas)* 150
Tabla 4-33 *Evaluación de irregularidad de piso débil en el sentido Y-Y en el bloque IV(Aulas)* 150
Tabla 4-34 *Evaluación de irregularidad de piso débil en la dirección X-X en el tanque elevado* 151
Tabla 4-35 *Evaluación de irregularidad de piso débil en el sentido Y-Y en el tanque elevado* 151
Tabla 4-36 *Evaluación de irregularidad extrema de piso blando en el sentido X-X en el bloque III(Biblioteca)* 152
Tabla 4-37 *Evaluación de irregularidad extrema de piso blando en el sentido Y-Y en el bloque III(Biblioteca)* 152
Tabla 4-38 *Evaluación de irregularidad extrema de piso blando en el sentido X-X en el bloque IV(Aulas)* 152
Tabla 4-39 *Evaluación de irregularidad extrema de piso blando en el sentido Y-Y en el bloque IV(Aulas)* 153
Tabla 4-40 *Evaluación de irregularidad extrema de piso blando en el sentido X-X en el tanque elevado* 153
Tabla 4-41 *Evaluación de irregularidad extrema de piso blando en el sentido Y-Y en el tanque elevado* 153
Tabla 4-42 *Evaluación de irregularidad extrema de piso débil en el sentido X-X en el bloque III(Biblioteca)* 154
Tabla 4-43 *Evaluación de irregularidad extrema de piso débil en el sentido Y-Y en el bloque III(Biblioteca)* 154

Tabla 4-44 *Evaluación de irregularidad extrema de piso débil en el sentido X-X en el bloque IV(Aulas)* 155
Tabla 4-45 *Evaluación de irregularidad extrema de piso débil en el sentido Y-Y en el bloque IV(Aulas)* 155
Tabla 4-46 *Evaluación de irregularidad extrema de piso débil en el sentido X-X en el tanque elevado* 155
Tabla 4-47 *Evaluación de irregularidad extrema de piso débil en el sentido Y-Y en el tanque elevado* 156
Tabla 4-48 *Evaluación de irregularidad de masa o peso del bloque III(Biblioteca)* 156
Tabla 4-49 *Evaluación de irregularidad de masa o peso del bloque IV(Aulas)* 157
Tabla 4-50 *Evaluación de irregularidad de masa o peso del tanque elevado* 157
Tabla 4-51 Evaluación de *irregularidad torsional en el sentido X-X en el bloque III(Biblioteca)* 159
Tabla 4-52 *Evaluación de Irregularidad torsional en el sentido Y-Y en el bloque III(Biblioteca)* 159
Tabla 4-53 *Evaluación de irregularidad torsional en el sentido X-X en el bloque IV(Aulas)* 159
Tabla 4-54 *Evaluación de Irregularidad torsional en el sentido Y-Y en el bloque IV(Aulas)* 160
Tabla 4-55 *Evaluación de irregularidad torsional en el sentido X-X en el tanque elevado* 160
Tabla 4-56 *Evaluación de Irregularidad torsional en el sentido Y-Y en el tanque elevado* 160
Tabla 4-57 Evaluación de irregularidad torsional extrema en el sentido X-X en el bloque III(Biblioteca) 161
Tabla 4-58 Evaluación de Irregularidad torsional extrema en el sentido Y-Y en el bloque III(Biblioteca) 161
Tabla 4-59 *Evaluación de irregularidad torsional extrema en el sentido X-X en el bloque IV(Aulas)* 162
Tabla 4-60 *Evaluación de Irregularidad torsional extrema en el sentido Y-Y en el bloque IV(Aulas)* 162
Tabla 4-61 *Evaluación de irregularidad torsional extrema en el sentido X-X en el tanque elevado* 162
Tabla 4-62 *Evaluación de Irregularidad torsional extrema en el sentido Y-Y en el tanque elevado* 163
Tabla 4-63 *Determinación del factor R para todos los bloques* 165
Tabla 4-64 *Determinación del coeficiente sísmico ZUCS/R* 165
Tabla 4-65 *Determinación de la Fuerza cortante basal en cada bloque* 166
Tabla 4-66 *Distribución de fuerzas en altura en la dirección "X" del bloque III (Biblioteca)* 167
Tabla 4-67 *Distribución de fuerzas en altura en la dirección "Y" del bloque III (Biblioteca)* 168
Tabla 4-68 *Distribución de fuerzas en altura en la dirección "X" del bloque IV (Aulas)* ... 168
Tabla 4-69 *Distribución de fuerzas en altura en la dirección "Y" del bloque IV (Aulas)* ... 168
Tabla 4-70 *Distribución de fuerzas en altura en la dirección "X" del tanque elevado* 169
Tabla 4-71 *Distribución de fuerzas en altura en la dirección "Y" del tanque elevado* 169
Tabla 4-72 *Valores de aceleración espectral (Sa/g) para los bloques III y IV en la dirección X-X* 171
Tabla 4-73 *Valores de aceleración espectral (Sa/g) para los bloques III y IV en la dirección Y-Y* 173
Tabla 4-74 *Valores de aceleración espectral (Sa/g) para el tanque elevado en ambas direcciones* 175

Tabla 4-75 *Porcentaje de masa participativa del bloque III(Biblioteca)* 178
Tabla 4-76 *Porcentaje de masa participativa del bloque IV(Aulas)* 179
Tabla 4-77 *Porcentaje de masa participativa en el tanque elevado* 180
Tabla 4-78 *Fuerza cortante mínima y factor de escala en el bloque III(Biblioteca)* 181
Tabla 4-79 *Fuerza cortante mínima y factor de escala en el bloque IV(Aulas)* 181
Tabla 4-80 *Fuerza cortante mínima y factor de escala en el tanque elevado* 181
Tabla 4-81 *Verificación de derivas en la dirección X-X del bloque III(Biblioteca). Material: Concreto armado* 182
Tabla 4-82 *Verificación de derivas en la dirección Y-Y del bloque III(Biblioteca). Material: Albañilería* 182
Tabla 4-83 *Verificación de derivas en la dirección X-X del bloque IV(Aulas). Material: Concreto armado* 183
Tabla 4-84 Verificación de derivas en la dirección Y-Y del bloque IV(Aulas). Material: Albañilería 184
Tabla 4-85 *Verificación de derivas en la dirección X-X del tanque* elevado 185
Tabla 4-86 *Verificación de derivas en la dirección Y-Y del tanque elevado* 186
Tabla 5-1 *Valores de rigidez efectiva* 189
Tabla 5-2 *Resistencias características de la albañilería* 194
Tabla 5-3 *Fuerzas cortantes y derivas en porcentaje de las curvas de capacidad trilineales de los muros de albañilería ensayadoso* 215
Tabla 5-4 *Valores numéricos para la creación de la rótula de corte en los muros de albañilería* 216
Tabla 5-5 *Dimensiones del paño del eje E, entre los ejes 31 y 35-primer nivel* 218
Tabla 5-6 *Dimensiones del paño del eje E, entre los ejes 31 y 35-segundo nivel* 220
Tabla 5-7 *Dimensiones del paño del eje E, entre los ejes 31 y 35-tercer nivel* 222
Tabla 5-8 *Dimensiones del paño del eje 21, entre los ejes A y B-primer nivel* 225
Tabla 5-9 *Dimensiones del paño del eje 21, entre los ejes A y B-segundo nivel* 227
Tabla 5-10 *Dimensiones del paño del eje 21, entre los ejes A y B-tercer nivel* 229
Tabla 5-11 *Dimensiones del paño del eje 21, entre los ejes A y B-cuarto nivel* 231
Tabla 5-12 *Cortante basal y desplazamiento de techo en la dirección X-X del bloque III (biblioteca)* 237
Tabla 5-13 *Cortante basal y desplazamiento de techo en la dirección X-X del tanque elevado* 242
Tabla 5-14 *Curva de capacidad en la dirección X-X del tanque elevado* 244
Tabla 5-15 *Cortante basal y desplazamiento de techo en la dirección Y-Y del tanque elevado* 244
Tabla 5-16 *Curva de capacidad en la dirección Y-Y del tanque elevado* 246
Tabla 6-1 *Objetivos de desempeño para la I.E Santa Magdalena Sofía* 247
Tabla 6-2 *Niveles de amenaza sísmica y sus aceleraciones espectrales* 248
Tabla 6-3 *Aceleraciones espectrales (T vs Sa) para los sismos de servicio, sismo de diseño y sismo máximo* 248
Tabla 6-4 *Espectros de aceleraciones (T vs Sa) para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo* 250
Tabla 6-5 Aceleraciones espectrales (Sd vs Sa) para los sismos de servicio, sismo de diseño y sismo máximo 251
Tabla 6-6 *Espectro de capacidad en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)* 253
Tabla 6-7 *Puntos de desempeño según FEMA 440, en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)* 254
Tabla 6-8 *Espectro de capacidad en la dirección Y-Y del bloque III(biblioteca)* 254

Tabla 6-9 *Puntos de desempeño según FEMA 440, en la dirección Y-Y del bloque III(biblioteca)*.....255
Tabla 6-10 *Espectro de capacidad en la dirección X-X del bloque IV (aulas)* 256
Tabla 6-11 *Puntos de desempeño según FEMA 440, en la dirección X-X del bloque IV(aulas)* 258
Tabla 6-12 *Espectro de capacidad en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)*.....258
Tabla 6-13 *Puntos de desempeño según FEMA 440, en la dirección Y-Y del bloque IV(aulas)* 259
Tabla 6-14 *Espectro de capacidad en la dirección X-X del tanque elevado* 260
Tabla 6-15 *Puntos de desempeño según FEMA 440, en la dirección X-X del tanque elevado* 262
Tabla 6-16 *Espectro de capacidad en la dirección Y-Y del tanque elevado*.....263
Tabla 6-17 *Puntos de desempeño según FEMA 440, en la dirección Y-Y del tanque elevado* 265
Tabla 6-18 *Desplazamiento objetivo según ASCE/SEI 41-13 en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)*.....266
Tabla 6-19 *Desplazamiento objetivo según ASCE/SEI 41-13 en la dirección Y-Y del bloque III(biblioteca)*.....267
Tabla 6-20 *Desplazamiento objetivo según ASCE/SEI 41-13 en la dirección X-X del bloque IV (aulas)* 268
Tabla 6-21 *Desplazamiento objetivo según ASCE/SEI 41-13 en la dirección Y-Y del bloque III (biblioteca)*.....268
Tabla 6-22 *Desplazamiento objetivo según ASCE/SEI 41-13 en la dirección X-X del tanque elevado* 269
Tabla 6-23 *Desplazamiento objetivo según ASCE/SEI 41-13 en la dirección Y-Y del tanque elevado* 270
Tabla 7-1 *Resumen de los niveles de desempeño en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)-FEMA 440*.....274
Tabla 7-2 *Resumen de los niveles de desempeño en la dirección Y-Y del bloque III (biblioteca)-FEMA 440*.....278
Tabla 7-3 *Resumen de los niveles de desempeño en la dirección X-X del bloque IV (aulas)-FEMA 440*.....282
Tabla 7-4 *Resumen de los niveles de desempeño en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)-FEMA 440*.....286
Tabla 7-5 Resumen de los niveles de desempeño en la dirección X-X del bloque IV (aulas)-FEMA 440 291
Tabla 7-6 *Resumen de los niveles de desempeño en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)-FEMA 440*.....295
Tabla 7-7 *Resumen de los niveles de desempeño en la dirección X-X del bloque III (biblioteca)-ASCE/SEI 41-13*.....299
Tabla 7-8 *Resumen de los niveles de desempeño en la dirección Y-Y del bloque III (biblioteca)-ASCE/SEI 41-13*.....302
Tabla 7-9 *Resumen de los niveles de desempeño en la dirección X-X del bloque IV(aulas)-ASCE/SEI 41-13*.....305
Tabla 7-10 *Resumen de los niveles de desempeño en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)-ASCE/SEI 41-13*.....308
Tabla 7-11 *Resumen de los niveles de desempeño en la dirección X-X del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13*.....311
Tabla 7-12 *Resumen de los niveles de desempeño en la dirección Y-Y del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13*.....314

Tabla 7-13 *Steps de interés para la evaluación local en la dirección "X" del bloque III* ...315
Tabla 7-14 *Steps de interés para la evaluación local en la dirección "Y" del bloque III* ..318
Tabla 7-15 *Steps de interés para la evaluación local en la dirección "X" del bloque IV* ..336
Tabla 7-16 *Steps de interés para la evaluación local en la dirección "Y" del bloque IV*....339
Tabla 7-17 *Steps de interés para la evaluación local en la dirección "X y Y" del tanque elevado* 352

1. CAPITULO I: MARCO INTRODUCTORIO

1.1 INTRODUCCIÓN

Dado que nuestro país se encuentra en una región sísmicamente activa, es bien sabido que el análisis sísmico desempeña un papel fundamental en la elaboración de proyectos estructurales. La norma técnica E-030 de diseño sismorresistente en Perú nos proporciona los parámetros necesarios para evaluar las estructuras asumiendo un comportamiento elástico lineal, lo que no es indicativo del comportamiento de las estructuras en la realidad. Dado que el análisis sísmico Pushover es un análisis no lineal que se asemeja más a la respuesta real de una estructura ante eventos sísmicos de alta intensidad, es fundamental utilizarlo.

Al analizar sísmicamente una edificación nueva por el método no lineal-Pushover podemos optimizar su diseño estructural considerando secciones menos robustas en sus elementos en comparación a si se hubiera analizado por métodos lineales, esto se hace con la intención de darle un desempeño sísmico específico es decir un comportamiento estructural ante diversos tipos de sismo que sea lo más adecuado para la seguridad de sus habitantes.

Para edificaciones existentes la importancia de este análisis es conocer exactamente su desempeño sísmico y saber si ante distintos niveles de sismo la estructura estaría cerca al colapso en tal caso proponer soluciones de reforzamiento estructural, para la presente tesis se analiza una estructura ya existente en la cual se trata de evaluar su desempeño sísmico.

El marco introductorio, que incluye la exposición del problema, la descripción del proyecto, los objetivos, la justificación y los antecedentes, se tratará en el capítulo 1 de esta tesis.

El diseño teórico, las normas internacionales que constituyen la base de esta investigación y los diferentes conceptos y fórmulas que se emplearon en el desarrollo de la investigación serán los temas principales del capítulo 2.

Las técnicas utilizadas para evaluar el comportamiento sísmico de la estructura se describen en el capítulo 3.

Los análisis sísmicos lineales estáticos y dinámicos de los bloques que se evaluarán se presentan en el capítulo 4.

Para evaluar la respuesta sísmica de los bloques y construir sus curvas de capacidad, se emplea el análisis estático no lineal, también denominado Pushover. Este método se aplica detalladamente en el capítulo 5 del presente estudio.

Mediante la aplicación del espectro de capacidad y el método de los coeficientes, se examina en el capítulo 6 el rendimiento estructural de cada bloque, estableciendo su resistencia sísmica frente a diferentes escenarios de intensidad.

A partir del punto de rendimiento identificado en etapas anteriores, el capítulo 7 divide la curva de capacidad en tramos representativos y examina el grado de desempeño sísmico logrado por cada estructura, evaluando su conformidad con los objetivos de diseño.

Dado el contexto normativo y funcional, el uso del análisis no lineal se vuelve indispensable para verificar el rendimiento sísmico de estructuras educativas, las cuales, al estar clasificadas como esenciales por la norma E.030, requieren una evaluación rigurosa de su capacidad de respuesta ante eventos sísmicos.

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

En los últimos 15 años se producen en promedio 360,000 terremotos por año en todo el mundo, estos movimientos sísmicos afectan a las estructuras que en su mayoría no cumplen con las condiciones necesarias de ductilidad y resistencia y causan grandes pérdidas económicas y humanas.

El 8 de agosto de 2024, Japón fue colocado bajo una advertencia sin precedentes de un megaterremoto (sismo de magnitud mayor a Mw 8.5) tras un sismo de magnitud 7.1 que sacudió la costa de Kyushu, en la zona de subducción de Nankai. Este evento representa

> un hito significativo en la gestión de la preparación ante la potencial ocurrencia de terremotos y tsunamis (CIGIDEN, 2024,párrafo primero).
>
> Lo anterior refleja la importancia de contar con métodos analíticos precisos para modelar el comportamiento sísmico de estructuras en contextos geográficos de alta recurrencia sísmica, como ocurre en Japón, donde la ingeniería estructural exige estándares avanzados de predicción y desempeño.

A nivel de latinoamérica el riesgo es mucho mayor ya que nos encontramos con países subdesarrollados en dónde predomina la informalidad de las construcciones a nivel de edificaciones en dónde éstas serían altamente vulnerables a movimientos sísmicos y en los casos en que se ha construido una edificación siguiendo las normativas técnicas nos damos cuenta que se analiza a la estructura por métodos lineales considerando que la estructura se va a comportar elásticamente, como un primer análisis consideramos que sería una aceptable prueba para evaluar parámetros como derivas, pero lo más conveniente sería analizar las estructuras por métodos no lineales que representan de una manera más fiel su desempeño . Una investigación en la Ciudad de Mexico en el año 2020 planteó lo siguiente:

> El comportamiento de un edificio durante eventos sísmicos y las repercusiones consiguientes se explican detalladamente mediante el diseño basado en el desempeño. Los propietarios y ocupantes de edificios pueden utilizar este conocimiento para decidir de manera proactiva cuánto daño pueden tolerar. (Aguirre, 2020,p.02)

La Institución Educativa Santa Magdalena Sofía, que alberga a más de dos mil personas, entre estudiantes, profesores y personal administrativo, es una estructura esencial de tipo A2. Considerando que el territorio nacional forma parte de una región sísmicamente activa como el Anillo de Fuego, se hace imprescindible recurrir a métodos avanzados de análisis no lineal para comprender el desempeño de la edificación y determinar si cumple con los niveles de seguridad requeridos para proteger a sus ocupantes durante un sismo.

1.3 DESCRIPCION DEL PROYECTO

Esta investigación se centra en analizar el comportamiento sísmico de los bloques III, IV y del tanque elevado pertenecientes a la Institución Educativa Santa Magdalena Sofía.

Figura 1

Vista panorámica de la I.E Santa Magdalena Sofía

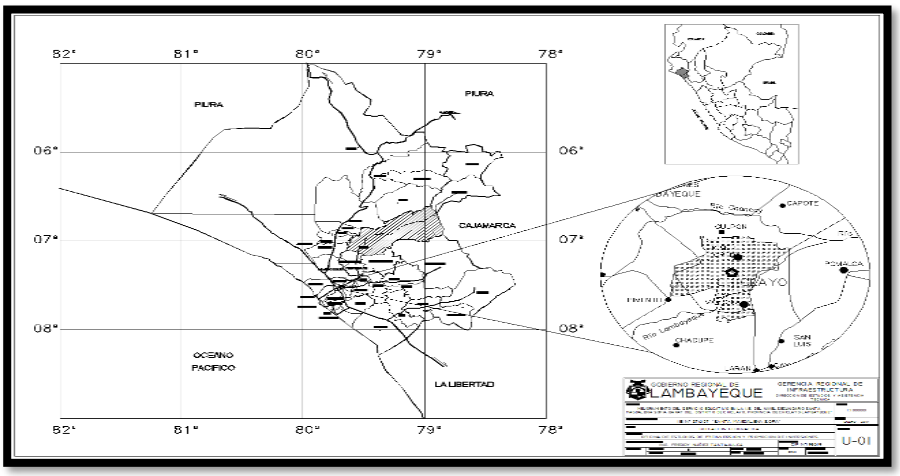


Nota. Adaptado de *Inaugurarán Colegio Santa Magdalena Sofía* [Fotografía],porGORELambayeque,2022,gob.pe(https://www.gob.pe/institucion/regionlambayeque/campañas/9768-inauguraran-colegio-santa-magdalena-sofia).

1.3.1 Localización geográfica

Figura 2

Esquema de Localización



Nota. Adaptado de *Memoria Descriptiva*, introducción, por GORE Lambayeque,2021

1.3.2 Ubicación

Ubicada en la zona central de Chiclayo, la Institución Educativa Santa Magdalena Sofía forma parte del entorno urbano de esta ciudad del norte peruano.

- **Distrito:** Chiclayo
- **Provincia:** Chiclayo
- **Departamento:** Lambayeque.
- **Dirección:** Avenida Salaverry Nº306
- **Sector:** Urbanización Patazca
- **Zona:** Urbana

Figura 3

Ubicación



Fuente:Adaptado de *Memoria Descriptiva*, introducción, por GORE Lambayeque, 2021

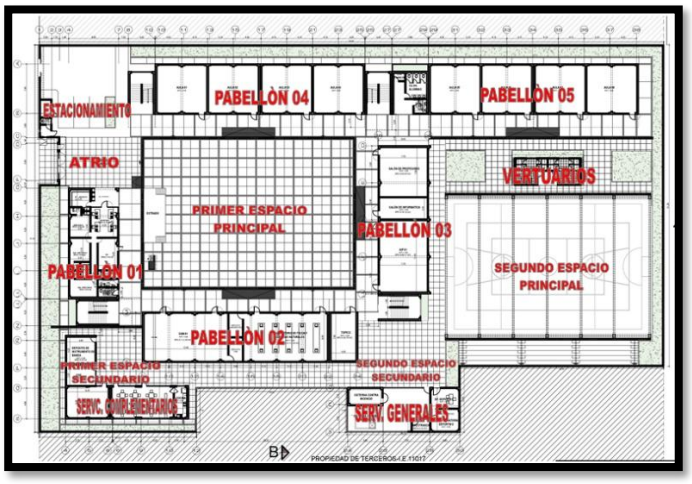
1.3.3 Distribución arquitectónica

La edificación en estudio fue construida entre los años 2021 y 2022 y cuenta con diferentes módulos en su distribución arquitectónica.

En esta presente tesis se les ha asignado a los diferentes módulos un número representativo, siendo los bloques a analizar en la presente investigación el bloque III o pabellón 3 que es el módulo de Biblioteca que cuenta con tres niveles y el Bloque IV que es el módulo de Aulas que cuenta con 4 niveles. También se analizará el Tanque elevado de la institución.

Figura 4

Distribución Arquitectónica



Fuente: Planta de la I.E Santa Magdalena Sofía .Adaptado de *Memoria de Cálculo,* características de diseño, por GORE Lambayeque,2021

La distribución arquitectónica de la institución está determinada por sus diferentes pabellones.

- <u>1er Espacio Principal</u>

- Pabellón 1 de 3 niveles
  - 1er nivel: Zona Administrativa.
  - 2do. nivel: Aulas de Reforzamiento
  - 3er nivel: 2 Aulas y Escaleras.
- Pabellón 2 de 3 niveles
  - 1er nivel: SUM 01, Laboratorio y Tópico
  - 2do nivel: SUM 02, Taller Técnico 01 y ss.hh mujeres
  - 3er nivel: Taller Técnico 02 y Taller Técnico 03 y Escaleras.
- Pabellón 3 de 3 niveles
  - 1er. nivel : Sala de Profesores, Salón de Informática y AIP 01,
  - 2do. nivel: AIP 02 y AIP 03 y
  - 3er nivel: Biblioteca
- Pabellón 4 de 4 niveles
  - 1er Nivel :04 aulas, ss.hh. mujeres, ss.hh. discapacitados, cto limpieza
  - 2do Nivel :04 aulas, ss.hh. mujeres, cto de limpieza

- 3er nivel :04 aulas, ss.hh. mujeres, cto de limpieza
- 4to nivel: 04 aulas, ss.hh. mujeres, cto de limpieza y escaleras

➢ 2do Espacio Principal

- Pabellón 5 de 4 niveles
- 1er nivel :04 AULAS
- 2do.nivel :04 AULAS
- 3er. Nivel :04 AULAS
- 4to Nivel :04 AULAS y ESCALERAS
- Pabellón 6 de un solo nivel
- 1er nivel: destinado para vestuarios y duchas.

1.3.4 Descripción estructural

Los bloques analizados cuentan con una estructuración de Pórticos de Concreto armado combinados con muros estructurales según lo expuesto en la tabla 1-1.

- **Configuración Estructural**

Tabla 1-1

Configuración estructural

Nº	BLOQUE	Sentido X	Sentido Y
IV	AULAS	Sistema Dual: Pórticos, Muros estructurales	Albañilería Confinada
III	SUM / LABORATORIOS	Sistema Dual: Pórticos, Muros estructurales	Albañilería Confinada
-	TANQUE ELEVADO	Muros de concreto armado	Muros de concreto armado

Fuente: Memoria descriptiva

1.3.5 Interrogante principal

¿Las estructuras analizadas como lo son los bloques III, IV y el tanque elevado diseñadas bajo la norma E.030 y clasificadas como edificaciones esenciales, cumplen con los niveles de desempeño sísmico requeridos al ser evaluadas con FEMA 440 y ASCE/SEI 41-13?

1.4 HIPÓTESIS

Los bloques III, IV y tanque elevado de la I.E Santa Magdalena Sofía, ubicada en la ciudad de Chiclayo, diseñada con la norma E030, sí cumplen con los objetivos de

Desempeño propuestos en la evaluación de sus Desempeño Sísmico, utilizando las Metodologías FEMA 440 y ASCE/SEI 41-13.

1.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1 Objetivo principal

Demostrar si los bloques III, IV y tanque elevado de la I.E Santa Magdalena Sofía, la cual se encuentra situada en la ciudad de Chiclayo, cumplen con los objetivos de desempeño seleccionados para la evaluación de su desempeño sísmico, utilizando las metodologías FEMA 440 y ASCE/SEI 41-13.

1.5.2 Objetivos secundarios

- Aplicar el procedimiento de análisis Pushover para evaluar cómo se comporta la estructura al realizar un análisis no lineal, siguiendo los criterios técnicos definidos por FEMA 440 y ASCE/SEI 41-13.
- Identificar a través del análisis no lineal (Pushover) como se forman las rótulas plásticas dentro de los elementos estructurales.
- Generar la curva de capacidad de los bloques mediante una técnica que permite caracterizar su respuesta ante solicitaciones horizontales incrementales, identificando el punto de rendimiento y el comportamiento post-elástico.
- Evaluar el desempeño sísmico para cada amenaza sísmica en que se verá afectada la estructura.

1.6 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

Teniendo en cuenta diversas metodologías, nuestro estudio está teóricamente justificado porque, a pesar de otras investigaciones comparables que utilizan las mismas variables de investigación, ningún estudio ha evaluado el comportamiento sísmico de la nueva infraestructura de la I.E. Santa Magdalena Sofía. Como resultado, nuestro estudio cierra una brecha teórica sobre el comportamiento estructural de la institución indicada.

Dado que la estructura objeto de evaluación es una institución educativa que alberga a más de dos mil personas, entre estudiantes y personal administrativo, y que, según la NTP E-030, está clasificada como edificación esencial, además está situada en la costa peruana, una región conocida por su alta actividad sísmica, es prioritario permitir hacer una evaluación

detallada del desempeño estructural. A través del análisis antes mencionado, garantizamos la seguridad de todos los ocupantes. Además, comprender cómo se comporta la estructura durante un sismo nos permite diseñar mejoras que minimizan los daños, reduciendo así los costos asociados con las reparaciones y la reconstrucción.

Creemos firmemente que nuestra investigación aporta valor al conocimiento técnico y científico, lo que puede servir de apoyo para futuros estudios y aplicaciones en la rama de la ingeniería estructural.

2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES

2.1.1 Antecedentes nacionales

Farro y Rivera (2022) en su tesis *Evaluación por Desempeño Sísmico del edificio Cayetano Heredia, en el distrito de Pueblo Libre-Lima*, concluye que:

> Según la dirección del análisis, el mecanismo de falla fue la flexión, donde el pandeo comenzó a manifestarse en las vigas con conexiones de placa. Los pisos intermedios experimentaron las tensiones iniciales en las vigas. Con los niveles de riesgo sísmico especificados por FEMA 356 y ATC 40, la estructura ha demostrado un mecanismo de falla adecuado, como lo demuestra su cumplimiento de los objetivos de desempeño. Esto se debe a que ningún elemento vertical colapsó, alterando así la estabilidad de la estructura. En los primeros niveles, sin embargo, se presentaron tensiones en las losas y columnas.
>
> La pregunta de investigación y los objetivos de esta tesis conducen a la conclusión final en la que el edificio multifamiliar Cayetano Heredia cumple con las metas de desempeño establecidas para su resistencia sísmica al utilizar las normas ATC 40 y FEMA 356 . (p.278)

Fuentes (2018) en su tesis titulada *Desempeño Sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante el Análisis Estático No Lineal (Pushover),* presentada en la Universidad nacional Santiago Antúnez de Mayolo, Huaraz concluye que:

> La curva que muestra cuánto puede deformarse la estructura en ambas direcciones es recta hasta que la fuerza en la base alcanza aproximadamente 505 toneladas y el piso superior se mueve 1 cm. Después de eso, el movimiento aumenta mucho porque la estructura comienza a comportarse de una manera que no es totalmente elástica . Esto significa que la estructura comenzará a formar bisagras plásticas en sus partes, lo que nos ayuda a entender cómo funcionará hasta que finalmente colapse .(p.200)

Bravo y Montenegro (2019) en su tesis titulada *Evaluación del desempeño sísmico de los bloques B y C del conjunto multifamiliar Colibrí ubicado en la ciudad de Chiclayo. Lambayeque*, concluye:

> Al inspeccionar los edificios se comprobó que no cumplían los límites de movimiento permitidos según la norma E.030. Tambien se analizaron las medidas de seguridad sísmica y se encontró una diferencia del 50 % entre la fuerza sísmica utilizada en el proyecto y la fuerza calculada realmente, lo que hizo que la fuerza cortante base en los edificios fuera mucho mayor. Además, se realizó un análisis utilizando las pautas "FEMA 356" y "ATC-40" en el área donde el edificio podría no actuar con total rigidez. Si bien el complejo de apartamentos Colibrí es seguro para las personas en un sismo normal y puede evitar un colapso total durante un sismo muy fuerte , las estructuras en su conjunto no cumplen con los objetivos de esos estándares de seguridad . (p.196).

Aguilar(2018) en su tesis, *Determinación de la seguridad sísmica en escuelas del distrito de Cajamarca por el método de espectro de capacidad*, concluye:

> Las escuelas del distrito de Cajamarca no son lo suficientemente seguras ante sismos . El nivel de seguridad que tienen cumple con los estándares para sismos frecuentes , y para algunas escuelas, incluso para los menos comunes . Sin embargo, si ocurre un gran terremoto , estas escuelas no están preparadas y podrían sufrir daños importantes . Según el estudio , está claro que las escuelas de esta zona están en riesgo durante terremotos tanto regulares como menos comunes , lo que podría provocar niveles moderados de daños . (p. 125).

Fernández & Hernández(2021) en su tesis, *Verificación del comportamiento sísmico por desempeño del bloque II y IV del edificio de la UTP ubicado en la ciudad de Chiclayo*, concluye:

> Los bloques II y IV del centro de estudios UTP – Chiclayo no cumplen con los estándares de desempeño sísmico requeridos para edificaciones esenciales . Según el método FEMA 440 , estos bloques no alcanzan los niveles de desempeño sísmico necesarios en ambas direcciones, X e Y, para los tres niveles diferentes de riesgo sísmico con los que fueron evaluados . Lo mismo se aplica cuando se utiliza el método ASCE/SEI 41-13 . Estos bloques se encuentran en un nivel de rendimiento de colapso en ambas direcciones X e Y bajo ambos métodos de evaluación . Por esta razón , no es seguro decir que los edificios podrán ser utilizados inmediatamente después de un gran terremoto . No se puede asegurar el uso y ocupación inmediatos de los edificios después de tal evento. (p.110)

2.1.2 Antecedentes internacionales

Tarquino y Villamil (2018), en su investigación de grado titulada *Comparación del método lineal elástico y método lineal modal dinámico en estructuras aporticadas de concreto reforzado,* desarrollada en la ciudad de Bogotá, tuvieron como propósito evaluar el comportamiento sísmico de veinte pórticos de distintas alturas mediante la aplicación de los análisis lineal estático y dinámico; obteniendo como resultado que:

> El análisis estático produce desviaciones mayores, en promedio tres veces más que el análisis modal dinámico. Al final, se encontró que el uso del análisis sísmico estático para diseñar estructuras da como resultado estructuras con secciones transversales más grandes (p.47)

Villar(2020) en su artículo sobre *la evaluación del desempeño sísmico de edificios de pórticos en concreto reforzado con columnas que exceden el estado límite de resistencia ante cargas verticales,* publicada en la Universidad Tecnológica de Bolívar, Cartagena, identificó como resultado principal que “el reforzamiento propuesto ayuda a mejorar la ductilidad de las estructuras, siendo estos del 30%, 35% y 40% en ambas direcciones de estudio para las edificaciones A, B y C respectivamente”

> Los investigadores muestran que existe una diferencia en cómo los edificios reforzados y los no reforzados resisten los terremotos (p.154)

Ugalde(2019) en su artículo acerca del *análisis del desempeño sísmico de un edificio de muros de hormigón sin daño utilizando análisis no lineal*, desarrollado en la Universidad Austral de Chile, Valdivia. Determinó como resultado principal lo siguiente:

> Lo que ayuda a absorber la mayor parte de las fuerzas provocadas por los terremotos es la rigidez al corte, lo que la convierte en el aspecto más importante a tener en cuenta al realizar modelos. Además, es el factor clave que permite construir estructuras altas utilizando muros de corte sin daños apreciables durante los terremotos. Podemos decir que el investigador demostró a través del análisis pushover que las estructuras que no sufrieron daños todavía se encontraban dentro del rango no lineal porque su rigidez comenzó a disminuir con una pequeña cantidad de movimiento del techo . Notaron que la pérdida de resistencia ocurrió cuando el techo se movió aproximadamente 0,0055 veces su tamaño, y esto ayudó al edificio a funcionar bien durante el terremoto de Maule de 8,8 Mw(p.128)

Segura(2021) en su investigación titulada *Comparación del desempeño sísmico mediante Análisis Estático No Lineal (Pushover) de dos edificaciones en concreto reforzado situadas en zona de amenaza sísmica alta con grado de disipación de energía DES, diseñadas bajo los criterios del AIS 114-17 y la norma NSR-10*, realizada en Colombia concluye que :

La capacidad del edificio número 2 para resistir los temblores provocados por un terremoto diseñado demuestra que puede desplazarse 24 cm en las dos direcciones. Este movimiento coloca al edificio en el área de Ocupación Inmediata (IO), en consecuencia solo hay pequeños daños en las vigas de los primeros 3 pisos. No es necesario un cierre temporal porque el edificio todavía funciona bien y no está demasiado dañado. Esta es una buena respuesta para este tipo de edificio. Observando cuánto se deforma y se daña la estructura ,

podríamos determinar cuánto daño sufriría cada parte del edificio . Además, mostramos dónde ocurriría el mayor daño en diferentes situaciones del sismo, lo que nos ayuda a entender cómo reparar o mejorar el edificio si ocurre un terremoto más grande . (p.118)

López (2022) en su investigación perteneciente a la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural sobre *Evaluación del desempeño sísmico y de la confiabilidad de edificios de concreto reforzado diseñados en zonas de alta sismicidad*, llega a la conclusión siguiente:

1. Las distorsiones promedio más altas para la edificación en suelo tipo I son 0,06%, 0,16% y 0,28% para períodos de retorno de 72, 475 y 2475 años, respectivamente. En contraste, el edificio sobre suelo tipo II tuvo distorsiones entre pisos más bajas de 0,03%, 0,06% y 0,12% para los mismos niveles de desempeño .

2.Las distribuciones de probabilidad de Kernel y de Valor Extremo Generalizado se ajustan mejor a las distorsiones para todos los niveles de rendimiento y ambos modelos de construcción .

3.En todos los niveles de desempeño y para ambos edificios, las probabilidades de falla fueron muy cercanas a cero, lo que demuestra que las estructuras son altamente confiables y su confiabilidad tiende a ser extremadamente alta.

4.Ambos edificios mostraron altos niveles de confiabilidad, pero el construido sobre suelo Tipo II tuvo menores distorsiones entre pisos en los tres niveles de desempeño , lo que sugiere que funciona mejor durante los terremotos.

5.Al diseñar la estructura en ETABS utilizando el método modal espectral , las distorsiones fueron muy cercanas a los límites establecidos por el Manual de la CFE . Sin embargo, al utilizar el análisis no lineal paso a paso , las distorsiones fueron mucho menores en comparación con los límites establecidos por ASCE 41-17..(p.18)

2.2 BASES TEÓRICAS

2.2.1 Desempeño sísmico

2.2.1.1 Definición

Según Aguiar (2003), la forma en que un edificio responde a distintos grados de actividad sísmica se conoce como desempeño sísmico, y ayuda a determinar factores como el grado de daño y las reparaciones necesarias.

Según ATC-40 (1996), la forma en que una estructura responde a un sismo y cómo los daños afectan a la seguridad de las personas una vez que ha pasado se conoce como comportamiento sísmico.

Se dice que un edificio tiene un alto rendimiento sísmico si puede soportar un nivel alto de sismo sin derrumbarse y los daños no son tan graves como para poner en peligro a las personas o imposibilitar su uso. Por consiguiente, el concepto del ATC-40 es más coherente con el argumento de nuestra tesis.

2.2.1.2 Niveles de desempeño sísmico

Este parámetro describe su capacidad para resistir un sismo, tanto en términos de la magnitud del daño que podría sufrir como de su rendimiento tras el evento. Cada nivel muestra una cierta cantidad de daño y pérdida de función que se considera aceptable en determinadas condiciones sísmicas.

De acuerdo al ATC-40 (1996), la determinación del desempeño sísmico considera 3 factores principales:

1.El tipo de daño que podría ocurrir a las partes del edificio, tanto a la estructura principal como a otras partes como paredes o equipos.

2.El riesgo que corren las personas que se encuentran dentro del edificio debido a dicho daño.

3.Qué tan bien puede seguir funcionando el edificio después del terremoto.

2.2.1.2.1 Nivel de Desempeño Sísmico según normativa ATC 40

De acuerdo con esta normativa, la evaluación del desempeño sísmico global considera la respuesta conjunta de los elementos estructurales (elem. estruct.) y no estructurales.

- **NIVEL DE DESEMPEÑO - COMPONENTES ESTRUCTURALES**

SP-1. Ocupación inmediata. La estructura que sostiene la edificación y maneja las fuerzas verticales y laterales todavía funciona correctamente. Podría haber muy pocos daños a la estructura, el riesgo para las personas es muy bajo y el edificio puede utilizarse normalmente.

SP-2. Daño controlado. El nivel de afectación descrito corresponde a una condición intermedia: no compromete la seguridad inmediata de las personas, pero puede generar molestias o interferencias menores en el uso del edificio.

SP-3. Seguridad. Podría haber muchos daños, pero las partes principales del edificio que lo sostienen todavía se encuentran en buen estado. Las personas no están en peligro inmediato, pero podrían verse afectadas. Arreglar el edificio costaría mucho dinero.

SP -4. Seg. limitada. Este nivel presenta daño intermedio entre la seguridad y el colapso total. El riesgo para las personas que se encuentran en el interior es alto.

SP-5. Estabilidad estructural. El principal sistema de soporte del edificio está a punto de romperse o fallar por completo. Hay daños importantes y la resistencia del edificio y su capacidad para mantenerse en pie ha desaparecido. El riesgo para las personas es muy alto y el edificio necesita reparaciones importantes

SP-6. No considerado. En este caso, sólo se comprueban las partes del edificio que no son estructurales en cuanto a seguridad sísmica. Esto no describe qué tan bien está funcionando la estructura principal.

- **NIVEL DE DESEMPEÑO - COMPONENTES NO ESTRUCTURALES**

NP-A. Operacional. Aquí indica que, luego de un evento sísmico, todos los componentes no estructurales del edificio permanecen íntegros y operativos, sin afectar la funcionalidad general.

NP-B. Ocup. inmediata. Aunque algunos sistemas y elementos no estructurales pueden experimentar leves afectaciones, su integridad general se conserva, permitiendo que el edificio continúe brindando condiciones seguras para quienes lo habitan.

NP-C. Seguridad de vida. El sistema estructural (sist, estruct.) permanece en pie pese a la presencia de múltiples daños, sin que se generen caídas de piezas de gran tamaño. Aunque ciertos efectos pueden incomodar a los usuarios, la probabilidad de consecuencias severas por fallas no estructurales es reducida.

NP-D. Amenaza reducida. A pesar del deterioro significativo en los elementos no estructurales, no se generan desprendimientos masivos que comprometan la seguridad física de las personas. Sin embargo, el riesgo de afectación funcional y económica por daños secundarios es alto.

- **DETERMINACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACIÓN**

Para una evaluación integral del desempeño sísmico de una edificación, conforme al ATC-40, requiere combinar los niveles estructurales y no estructurales. Entre los estados definidos se encuentran los estipulados en la tabla 2-1.

No se recomienda utilizar aquellos niveles etiquetados como NR, ya que no son válidos para verificar la seguridad estructural del inmueble.

Tabla 2-1

Nivel de desempeño según ATC 40

	SP-1 INMEDIATA OCUPACIÓN	SP-2 DAÑO CONTROLADO	SP-3 SEGURIDAD	SP-4 SEGURIDAD LIMITADA	SP-5 ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	SP-6 NO CONSIDERADO
NP-A OPERACIONAL	1-A OPERACIONAL	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B INMEDIATA OCUPACIÓN	1-B INMEDIATA OCUPACIÓN	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C SEGURIDAD	1-C	2-C	3-C SEGURIDAD	4-C	5-C	6-C
NP-D AMENAZA	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E NO CONSIDERADO	NR	NR	3-E	4-E	5-E ESTABILIDAD ESTRUCTURAL	NO APLICABLE

Fuente: Adaptado de ATC 40,1996, Desarrollo propio

Leyenda

Niveles de desempeño sísmico frecuentemente aplicados

Otras configuraciones posibles de SP-NP

Combinaciones que no se aconseja a utilizar

Según lo establecido en la norma FEMA 440, se proponen cuatro niveles de desempeño, los cuales se presentaron en la tabla anterior.

- El nivel 1-A, denominado Operacional, se caracteriza por una afectación mínima en los elem. estruct. y por la conservación íntegra de los sist. no estruct., lo que permite la continuidad funcional del edificio y la seguridad de sus usuarios.
- En el nivel 1-B (Ocupación Inmediata), se conserva la funcionalidad de los sistemas principales y la edificación puede seguir siendo utilizada con seguridad. Aunque ciertos servicios secundarios pueden estar fuera de servicio, este estado es el más empleado en edificaciones críticas.

- El nivel 3-C, correspondiente al estado de Seguridad, representa el desempeño previsto por los códigos sísmicos vigentes. Aunque pueden presentarse daños relevantes en los componentes estructurales, la probabilidad de riesgo para la vida humana es baja.
- El nivel 5-E, denominado Estabilidad Estructural, representa una condición en la que la edificación ha perdido la capacidad necesaria para resistir réplicas sísmicas, aunque aún conserve cierta estabilidad. Ante el riesgo de colapso de elementos no estructurales, se recomienda el desalojo inmediato de los ocupantes.

2.2.1.2.2 Nivel de Desempeño Sísmico según normativa ASCE/SEI 41-13

Los niv. de desp., tanto estructurales como no estructurales, se establecerán de acuerdo con los lineamientos definidos en esta normativa, según lo detallado en los apartados siguientes.

- **Nivel de rendimiento estructural**

El estado S-1, denominado Ocupación Inmediata, se alcanza cuando la estructura conserva su rigidez y resistencia esenciales tras el sismo, permitiendo su uso seguro por los ocupantes.

Dentro de la clasificación normativa, el rango de Seguridad Mejorada abarca los estados de daño estructural que se sitúan entre el desempeño mínimo requerido para preservar la vida (S-3) y el niv. que permite la ocup. inmed. del edificio (S-1).

Control de Daños (S-2) Este estado indica que la estructura posee una respuesta sísmica más favorable, con menor deterioro y una resistencia superior frente al colapso, respecto a construcciones estándar.

Cuando se alcanza el estado S-3, identificado como Seguridad de Vida, la edificación presenta daños estructurales, pero aún conserva una reserva de capacidad que protege a los ocupantes frente a un colapso inminente.

Dentro de la clasificación de desempeño estructural, el estado S-4 corresponde a Seguridad Reducida, posicionándose entre los niveles S-3 (Seguridad de Vida) y S-5 (Prevención de Colapso), como un rango intermedio de daño.

En el estado S-5, identificado como Prevención de Colapso, la estructura mantiene la capacidad de sostener cargas gravitacionales, pero carece de resistencia adicional, lo que la hace vulnerable al colapso en caso de réplicas.

Dentro de la clasificación de desempeño, el nivel S-6 (Desempeño Estructural No Considerado) se aplica en aquellos casos donde la evaluación o intervención no aborda directamente el comportamiento estructural del edificio

- **NIVEL DE RENDIMIENTO NO ESTRUCTURAL**

El estado N-A representa una condición en la que los elementos no estructurales conservan su integridad y operatividad, permitiendo que las funciones previas al sismo se mantengan sin alteraciones sustanciales.

El nivel NB, correspondiente a la retención de posición no estructural, indica que los componentes pueden presentar daños y no operar inmediatamente, pero permanecen físicamente en su ubicación original.

Cuando se alcanza el nivel N-C, se reconoce la presencia de daño en los sistemas no estructurales, aunque este no genera condiciones peligrosas para los usuarios, manteniéndose dentro de márgenes aceptables de seguridad.

Dentro de la clasificación de desempeño no estructural, el estado N-D corresponde a aquellos casos en los que la evaluación no aborda integralmente los sistemas no estructurales, por lo que no se asigna un nivel específico

➢ DESIGNACIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO

El estado 1-A, denominado Operativo, se caracteriza por una afectación estructural mínima, permitiendo que la edificación conserve su funcionalidad y garantice condiciones seguras para los ocupantes.

Cuando se alcanza el nivel 1-B, la edificación conserva su sistema estructural sin afectaciones significativas, y las afectaciones en comp. no estruct. son limitadas, permitiendo su ocupación segura.

Cuando se alcanza el nivel 3-C, la edificación ha sufrido afectaciones severas en sus sistemas estructurales y no estructurales. La reocupación requiere intervenciones correctivas, aunque su costo podría superar los márgenes razonables de inversión.

Cuando se asigna el nivel 5-D, la evaluación se enfoca exclusivamente en los comp. estruct., sin abordar el comportamiento de los elem. no estruct., lo que compromete la integridad del diagnóstico técnico.

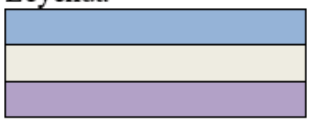
Tabla 2-2

Nivel de desempeño según ASCE/SEI 41-13

	Nivel de Rendimiento Estructural					
Nivel de Rendimiento no Estructural	**S-1 OCUPACIÓN INMEDIATA**	**S-2 CONTROL DE DAÑOS**	**S-3 SEGURIDAD DE VIDA**	**S-4 SEGURIDAD REDUCIDA**	**S-5 PREVENCIÓN DE COLAPSO**	**S-6 NO CONSIDERADO**
OPERACIONAL (N-A)	**1-A OPERATIVO**	2-A	NR	NR	NR	NR
RETENCIÓN DE POSICIÓN (N-B)	**1-B OCUPACIÓN INMEDIATA**	2-B	3-B	NR	NR	NR
SEGURIDAD DE VIDA (N-C)	1-C	2-C	**3-C SEGURIDAD DE VIDA**	4-C	5-C	6-C
NO CONSIDERADO (N-D)	NR	2-D	3-D	4-D	**5-D PREVENCIÓN DE COLAPSO**	SIN EVALUACION

Fuente: ASCE/SEI 41-13 ,2014

Leyenda



Niveles de desempeño comúnmente utilizados
Otras posibles combinaciones de S-N
Combinaciones no recomendadas

2.2.2 Objetivos de desempeño

De acuerdo con las normativas empleadas, estos objetivos se realizan en función de la correspondencia técnica entre la intensidad del movimiento sísmico y el nivel de desempeño esperado, según lo especificado en las tablas 2-3 y 2-4

2.2.2.1 Objetivos de desempeño según FEMA 440

La formulación de estos objetivos consiste en vincular un niv. de desp. deseado con una intensidad sísmica determinada. Esta relación puede ser única o múltiple, permitiendo definir más niveles para distintos grados de sismo. (FEMA 440, 2005)

El presente proyecto adopta el Objetivo de Desempeño Básico de seguridad, en concordancia con la Tabla 2-3 y la recomendación normativa de la ATC-40 (Capítulo 3, Tabla 3.3), estableciendo que la estructura debe alcanzar el nivel 3-C (Seguridad de Vida) ante un sismo de diseño (DE), y el nivel de Estabilidad Estructural frente a un sismo máximo (ME).

Tabla 2-3

Objetivo de desempeño según ATC 40

OBJETIVO BÁSICO DE SEGURIDAD				
Nivel de Movimiento Sísmico	Nivel de Desempeño Sísmico			
	OPERACIONAL (1-A)	OCUPACIÓN INMEDIATA (1-B)	SEGURIDAD DE VIDA (3-C)	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL (5-E)
Sismo de Servicio (SE)	–	–	–	–
Sismo de Diseño (DE)	–	–	✓	–
Sismo Máximo (ME)	–	–	–	✓

Fuente: ATC 40,1996

2.2.2.2 Objetivos de desempeño según ASCE/SEI 41-13

La tabla 2-4, basada en la norma ASCE/SEI 41-13, clasifica los objetivos de desempeño sísmico en tres categorías: objetivos básicos, objetivos mejorados y objetivos limitados o parciales, según el alcance y exigencia del nivel de sismo.

La elección del objetivo de desempeño sísmico condiciona aspectos clave del diseño estructural, incidiendo en el presupuesto, la viabilidad constructiva y en los beneficios que se esperan obtener, especialmente en lo relacionado con el bienestar de las personas, la preservación de la infraestructura y la reducción de interrupciones tras un evento sísmico.

Tabla 2-4

Objetivo de desempeño según ASCE/SEI 41-13

Nivel de Movimiento Sísmico	Nivel de Desempeño Sísmico			
	OPERACIONAL (1-A)	OCUPACIÓN INMEDIATA (1-B)	SEGURIDAD DE VIDA(3-C)	PREVENCIÓN DE COLAPSO (5-D)
BSE-1E (50% / 50 años)	a	b	c	d
BSE-2E (20% / 50 años)	e	f	g	h
BSE-1(10% /50 años)	i	j	k	l
BSE-2 (2% /50 años)	m	n	o	p

Nota: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto

Los objetivos de desempeño en la matriz pueden ser usados para representar los tres objetivos de desempeño específicos para un edificio estándar que se consideraría Categoría de Riesgo I y II

Objetivo de desempeño básico para edificios existentes (BPOE)	g y l
Objetivos mejorados	g e i, j , m, n ,o , ó p l y e, o f g y l y a, ó b k, m, n, ó solo o
Objetivos limitados	Solo g Solo l C, d, e ó f

Fuente: Adaptado de ASCE/SEI 41-13

2.2.3 Peligrosidad sísmica

2.2.3.1 Definición

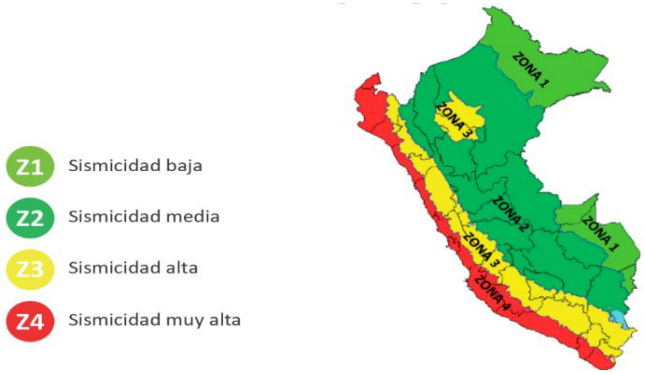
"Se define como peligro sísmico a la probabilidad de que suceda un evento sísmico en determinada región geográfica, el cual puede sobrepasar un nivel de umbral dado para un tiempo determinado, donde será necesario conocer la magnitud del posible evento que ocurrirá". (Valera, 2023, p 17)

2.2.3.2 Zonas sísmicas en el Perú

Según la norma E-030, el territorio del Perú se divide en 4 zonas sísmicas de acuerdo con su nivel de peligrosidad. Esta clasificación se fundamenta en diversos criterios técnicos, tales como la sismicidad registrada, la propagación y atenuación de los movimientos sísmicos, y los datos neotectónicos relevantes.

Figura 5

Zonas Sísmicas en el Perú



Fuente: Adaptado de Zonas sísmicas, de Ministerio de Vivienda Perú,2019

2.2.4 Amenaza sísmica

2.2.4.1 Definición:

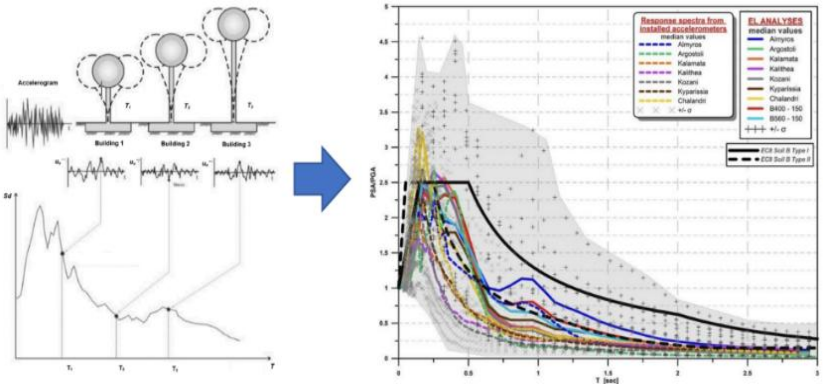
La amenaza sísmica corresponde a la probabilidad de que un sismo, considerando su magnitud y distancia epicentral, genere una aceleración máxima del terreno (PGA) que exceda un umbral específico. Para fines de diseño, se suele adoptar como referencia el valor de PGA con un 90 % de probabilidad de no ser superado en 50 años, equivalente al periodo de vida útil de una edificación estándar (Bommer, 1996).

2.2.4.2 Espectros de respuesta sísmica

Estos se consiguen al analizar la reacción de diversas estructuras idealizadas de 1 GDL frente a una misma señal sísmica. Las aceleraciones máximas registradas por acelerómetros se organizan en un gráfico que refleja la variación de la respuesta con el periodo. Este espectro es luego ajustado conforme a las exigencias de normas internacionales para su aplicación en diseño estructural. (Flores, 2020)

Figura 6

Espectro de respuesta sísmica



Fuente: Modificado de https://www.researchgate.net/figure/Normalised-elastic-acceleration-response-spectra,2022

2.2.4.3 Espectros de diseño

Para fines de diseño estructural, se emplea el espectro de diseño, el cual resulta de ajustar el espectro de respuesta sísmica según la normativa vigente. Este puede ser elástico o inelástico, y permite evaluar la demanda sísmica sobre las estructuras en distintos niveles de desempeño.

2.2.4.3.1 Espectro de diseño elástico

"Los espectros elásticos se refieren a los que son obtenidos por el análisis de varios sistemas de 1 grado de libertad que mantienen un comportamiento lineal". (Bermeo, 2016)

Este espectro es el que se va a utilizar para la presente tesis ya que no considera el factor R como factor de reducción de las fuerzas sísmicas.

$$Sa = ZUCS * g$$

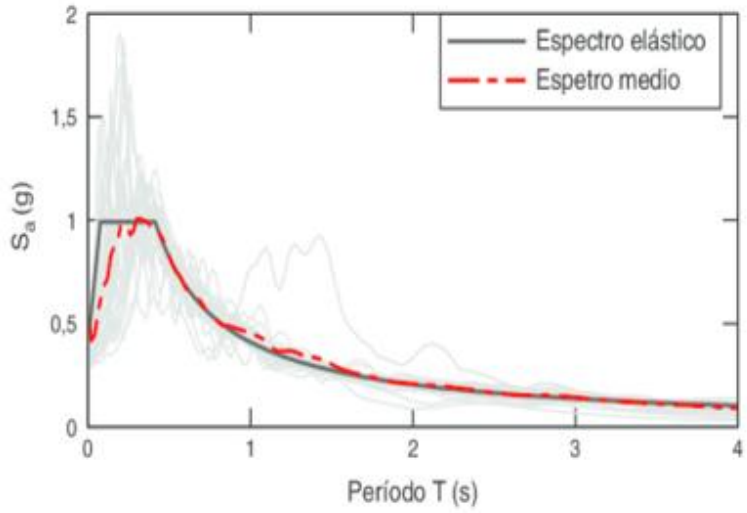
Siendo:

S_a : Aceleración espectral U: Factor de uso S:Factor de suelo

Z: Factor de zona C: Factor de amplificación simica g:aceleración de la gravedad

Figura 7

Espectro elástico con los espectros de respuesta y espectro medio de los registros ajustados



Fuente: Tomado de *Evaluación del factor de comportamiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras metálicas porticadas* por Vielma , 2016.

2.2.4.3.2 Espectro de diseño inelástico

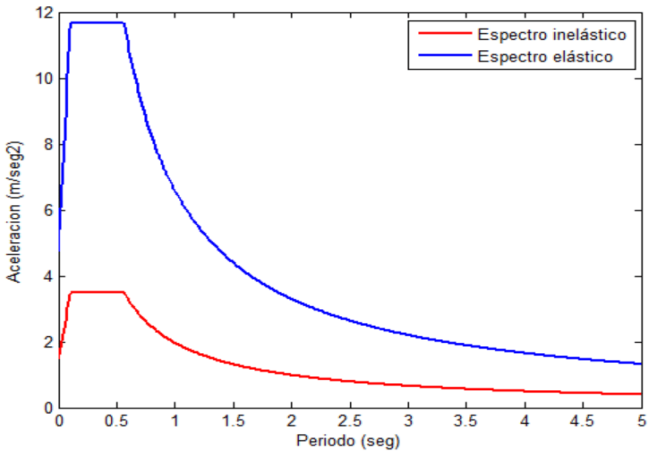
Para efectos de diseño sismorresistente, la norma E-030 prescribe el uso del análisis dinámico modal-espectral, el cual permite determinar las respuestas estructurales mediante la aplicación de un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones. Este espectro está determinada por la normativa para representar adecuadamente la acción sísmica de diseño.

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

Para representar el comportamiento inelástico de una estructura, se emplea un espectro modificado que se deriva del espectro elástico aplicando el factor R, el cual cuantifica la capacidad de disipar energía. Esta metodología simplificada reemplaza el análisis no lineal detallado, según lo dispuesto en el numeral 2.2.4.3.1.

Figura 8

Espectro inelástico



Fuente: Tomado de *Análisis sísmico de auditorio de ufa-espe con vigas san andrés y disipadores de energía*, por Aguiar,2016

2.2.4.4 Niveles de amenaza sísmica

Se refieren a los tipos de sismo que las diferentes metodologías han planteado para el estudio del desempeño sísmico de edificaciones.

2.2.4.4.1 Nivel de Amenaza sísmica según ATC 40

Según esta normativa existen tres niveles de Amenaza Sísmica

• Sismo de Servicio (SE)

Posee un periodo de retorno medio de 75 años. Se refiere a un nivel de movimiento sísmico que tiene un 50 % de posibilidad de que sea superada en 50 años. Su intensidad suele ser cercana a la mitad del sismo de diseño, y representa una sacudida frecuente que puede sentirse durante la vida útil de una estructura convencional.

• **Sismo de Diseño (DE)**

Posee un periodo de retorno medio cercano a los 500 años. Se refiere a un nivel de movimiento sísmico que tiene un 10 % de posibilidad de que sea superada en 50 años. Este escenario representa una sacudida poco frecuente, pero relevante para evaluar el desempeño estructural extremo.

• **Sismo Máximo (ME)**

Corresponde a una amenaza extrema, con una posibilidad del 5 % de ser excedida en 50 años. Además, posee un periodo de retorno estimado de 1000 años. Su intensidad relativa, entre 1.25 y 1.5 veces el sismo de diseño, lo convierte en parámetro clave para el diseño de infraestructuras esenciales según normativa vigente.

Tabla 2-5

Nivel de amenaza sísmica según ATC 40

NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	PERIODO DE RETORNO (años)
SISMO DE SERVICIO(SE)	50% en 50 años	75
SISMO DE DISEÑO (DE)	10% en 50 años	500
SISMO MÁXIMO(SM)	5% en 50 años	975

Fuente: Adaptado del ATC 40

2.2.4.4.2 Nivel de Amenaza Sísmica según ASCE/SEI 41-13

Esta normativa define cuatro niveles de amenaza sísmica, cada uno representado mediante un espectro de aceleración con un 5 % de amortiguamiento. Estos espectros se utilizan como base para la evaluación y el diseño sismorresistente de edificaciones

- **Sismo de seguridad básica para edificios existentes nivel 1 (BSE-1E):**

Con un periodo de retorno medio de 225 años, el BSE-1E representa un nivel de amenaza sísmica definido por la ASCE/SEI 41-13 para edificaciones existentes, caracterizado por una probabilidad del 20 % de ser superado en un horizonte de 50 años.

- **Sismo de seguridad básica para edificios existentes nivel 2 (BSE-2E):**

Con un periodo de retorno medio de 975 años, el BSE-2E representa un nivel de amenaza sísmica definido por la ASCE/SEI 41-13 para edificaciones existentes, caracterizado por una probabilidad del 5 % de ser superado en un horizonte de 50 años.

- **Sismo de seguridad básica para edificios nuevos nivel 1 (BSE-1N):**

Con una recurrencia media de 475 años, el BSE-1N representa un nivel de amenaza sísmica establecido por la ASCE/SEI 41-13 para edificaciones nuevas, caracterizado por una probabilidad del 10 % de ser superado en un horizonte de 50 años.

- **Sismo de seguridad básica para edificios nuevos nivel 2 (BSE-2N):**

Con una recurrencia media de 2475 años, el BSE-2N representa un nivel de amenaza sísmica de baja probabilidad, definido por la ASCE/SEI 41-13 para edificaciones nuevas. Este tipo de evento tiene una probabilidad del 2 % de ser superado en un horizonte de 50 años.

Tabla 2-6

Nivel de amenaza sísmica según ASCE/SEI 41-13

NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA	PERIODO DE RETORNO(años)
(BSE-1E)	20% en 50 años	225
(BSE-2E)	5% en 50 años	975
(BSE-1N)	10% en 50 años	475
(BSE-2N)	2% en 50 años	2475

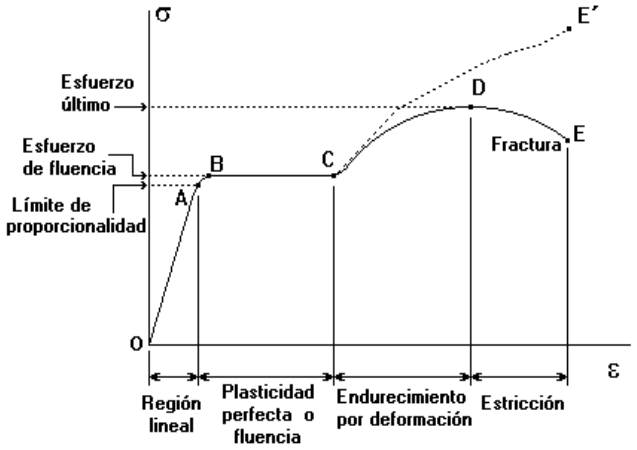
Fuente: Adaptado del ASCE/SEI 41-13

2.2.5 No linealidad de los materiales: modelos esfuerzo-deformación

En la presente tesis las estructuras a analizar sísmicamente están constituidas propiamente de los materiales de concreto armado (concreto simple más acero de refuerzo) y muros de albañilería portantes. El acero como armadura interna en los elem. estruct. de concreto armado, ayuda al concreto de por sí en resistir esfuerzos de tracción a lo cual el concreto ofrece muy poca resistencia, esto le da un mayor grado de deformación y por lo tanto ductilidad necesaria para incursionar en rangos no lineales. Es por eso que es muy importante conocer cómo estos materiales se deforman incursionando tanto en su rango elástico como inelástico a medida que van soportando cargas, en el caso de nuestro análisis las cargas más importantes son de tipo lateral por ser sísmicas.

Figura 9

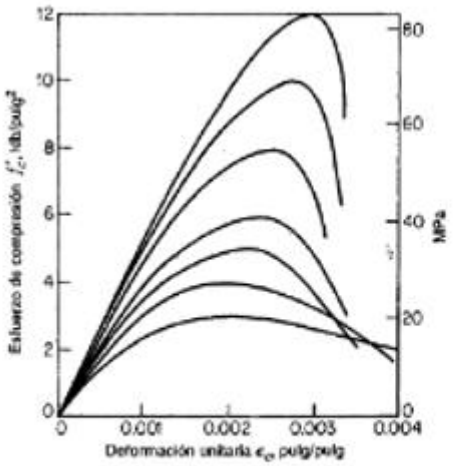
Curva Esfuerzo-Deformación del acero de refuerzo



Fuente: Adaptado de *Ensayo de tracción*, por Area de tecnología,2019,https://www.areatecnologia.com/Area de tecnología

Figura 10

Curvas Esfuerzos-Deformación del Concreto simple



Fuente: Tomado de *Diseño de estructuras de Concreto*, por Arthur H. Nilson,2001

Para el presente análisis nos apoyamos en los modelos simplificados de las curvas Esfuerzo-Deformación tanto del concreto confinado y no confinado y del propio acero de refuerzo.

Estos se consiguieron de diferentes estudios de manera experimental y son los siguientes:

2.2.5.1 Modelos esfuerzo-deformación del concreto no confinado

2.2.5.1.1Modelo de Mander

El modelo propuesto por Mander (1988) describe el comportamiento del concreto confinado mediante una única región continua en la curva esfuerzo-deformación, la cual incorpora explícitamente los efectos del confinamiento generado por los elementos transversales (estribos o espirales) en secciones de concreto armado. Esta formulación permite capturar el aumento de capacidad resistente y ductilidad que se produce cuando el concreto está sometido a presión lateral, especialmente en zonas críticas de columnas o muros.

A partir de esta curva general, y aplicando las simplificaciones correspondientes como la eliminación del efecto de confinamiento lateral se puede derivar la curva esfuerzo-deformación para concreto no confinado. Esta curva representa el comportamiento más frágil

y menos dúctil del material, siendo útil como referencia base para comparar el efecto del refuerzo transversal en el desempeño estructural. La Figura 11 ilustra la forma típica de la curva para concreto confinado según Mander, y sirve como punto de partida para ajustar modelos no lineales en análisis estructurales avanzados.

$$f_c = \frac{f'_{co} x r}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{co}}{\varepsilon_{co}}$$

Donde:

fc: Valor del esfuerzo a compresión del concreto.

εc: Deformación unitaria correspondiente al concreto bajo carga

f'_{co}: Resistencia máxima alcanzada por el concreto sin confinamiento

ε_{co}: Deformación unitaria máxima del concreto no confinado

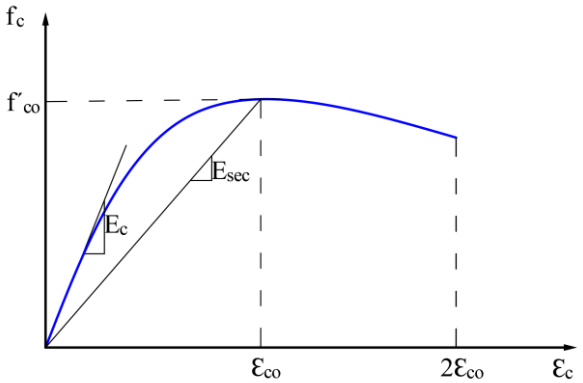
f_{cu}: Resistencia última del concreto sometido a confinamiento

Ec: Módulo de elasticidad que representa la rigidez inicial del concreto

E_{sec}: Módulo secante del concreto no confinado evaluado en el punto de esfuerzo máximo

Figura 11

Modelo para el concreto no confinado (Mander, Priestley y Park, 1988)



Fuente: Adaptado de *Modelo Teórico Tensión -Deformación*,1988,por Mander, Priestley y Park, 1988

2.2.5.1.2 Modelo de Hognestad

El modelo planteado por Hognestad (1951), aplicable a secciones de forma circular, cuadrada o rectangular, representa la relación esfuerzo–deformación del concreto sometido a compresión mediante una idealización compuesta por dos tramos: un segmento parabólico de segundo grado y otro lineal. El primer tramo describe el ascenso del esfuerzo hasta alcanzar la resistencia máxima f'_c, asociada a la deformación εo. Luego, el segundo tramo inicia en ese punto máximo y desciende linealmente hasta una deformación última de $\varepsilon cu \approx 0.0038$, con un esfuerzo de aproximadamente 0.85 f'_c. La expresión matemática del tramo parabólico se detalla a continuación.

El tramo parabólico se formula para reflejar adecuadamente la fase inicial no lineal del concreto bajo compresión, ya sea en estado confinado o no. Esta aproximación ha sido adoptada de manera generalizada en procedimientos de diseño y verificación estructural, particularmente en columnas de concreto armado, donde se requiere una caracterización precisa del comportamiento en compresión.

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right]$$

La fórmula que representa como se comporta del concreto en la fase lineal se presenta a continuación:

$$f_c = f'_c [1 - k(\varepsilon_c - \varepsilon_o)]$$

$$k = \frac{0.15}{0.0038 - \varepsilon_o}$$

Donde:

f'_c: Valor de resistencia del concreto ante esfuerzos de compresión

ε_o: Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo para f'_c calculada como

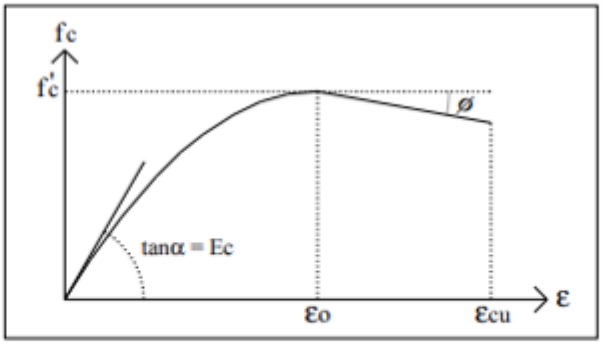
$2f'_c / E_c$

Ec: Módulo de elasticidad del concreto, que representa su rigidez inicial.

ε_{cu}: Deformación unitaria máxima del concreto, con un valor aproximado de 0.0038

Figura 12

Curva Esfuerzo-Deformación del concreto a compresión



Fuente: Adaptado de *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*, H. Hognestad,1951

2.2.5.2 Modelos esfuerzo-deformación del concreto confinado

2.2.5.2.1Modelo de Kent y Park

El modelo de Kent y Park (1971), derivado de ensayos experimentales, establece que el confinamiento no incrementa la resistencia máxima del concreto, considerándola equivalente a un concreto sin refuerzo lateral. Este enfoque se aplica únicamente a secciones de geometría cuadrada o rectangular.

La curva esfuerzo-deformación se divide en tres regiones claramente diferenciadas. La primera región reproduce el comportamiento del concreto simple, sin que se evidencie aún el efecto del confinamiento. En esta etapa, la curva sigue una trayectoria ascendente hasta alcanzar la resistencia máxima f'c, asociada a una deformación unitaria ε_o.

La segunda región inicia en el punto de máxima resistencia y se caracteriza por una degradación progresiva del esfuerzo. Este tramo finaliza cuando el esfuerzo se ha reducido al 80 % de f'c, y su pendiente está directamente influenciada por el grado de confinamiento

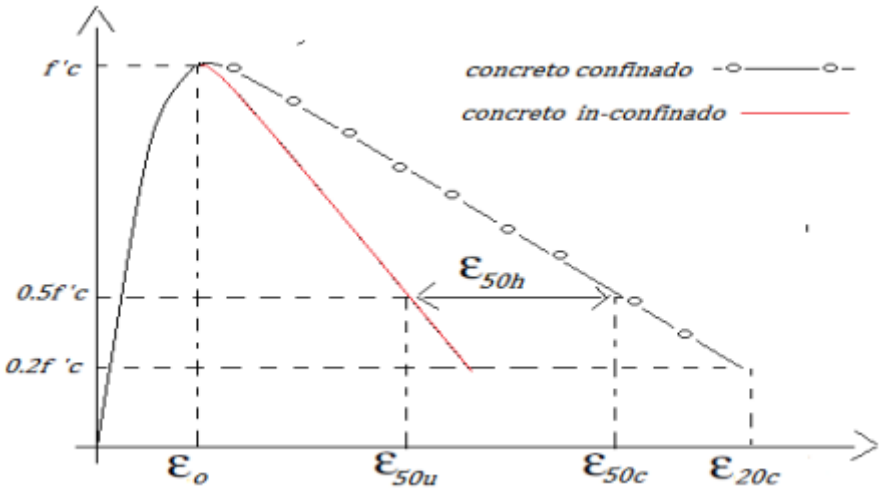
presente en la sección. Es en esta fase donde el confinamiento comienza a tener un efecto perceptible en la ductilidad del concreto, aunque no en su resistencia máxima.

Finalmente, la tercera región representa el comportamiento post-pico del concreto, donde la capacidad resistente se ha agotado, pero el material continúa deformándose. Esta fase refleja el fenómeno de aplastamiento progresivo, típico en elementos comprimidos que han superado su límite de resistencia.

La Figura 13 presenta la comparación entre las curvas del concreto confinado y el concreto simple según esta formulación.

Figura 13

Comparación Curva Esfuerzo-Deformación entre concreto simple y concreto confinado



Fuente: Adaptado de *Modelo de concreto confinado* por Kent y Park,1971

2.2.5.2.2 Modelo de Kent y Park Modificado

El modelo de Kent & Park fue revisado por Park en 1982 donde se incluye cuanta impacta en la resistencia del concreto el confinamiento. Esta modificación parte del reconocimiento de que el confinamiento no solo prolonga la deformación antes del colapso, sino que también eleva el esfuerzo máximo que el concreto puede resistir. Para capturar este comportamiento, se introduce un factor de corrección k, cuya magnitud depende del grado de confinamiento presente en la sección. Las ecuaciones que definen la curva esfuerzo-

deformación conservan la forma original del modelo de 1971, pero ahora las variables f'c y εo se encuentran amplificadas por el factor k, reflejando el efecto combinado de resistencia y ductilidad. Las expresiones matemáticas de cada tramo se presentan a continuación.

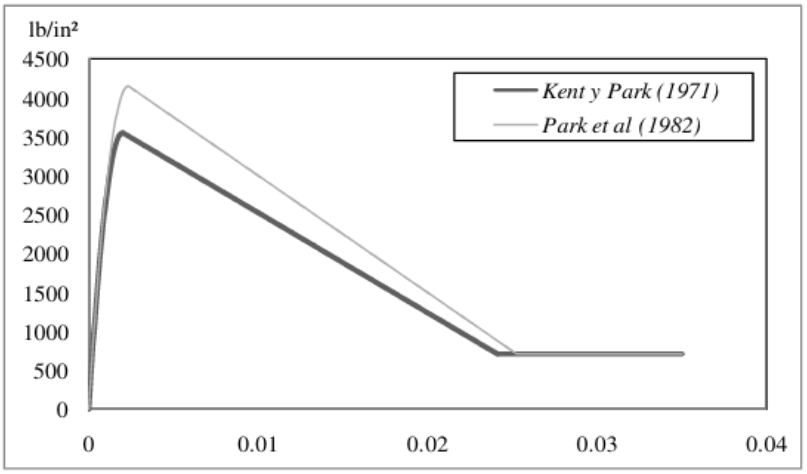
$$f_{c_A} = k f_c' \left[\frac{2\varepsilon_c}{k\varepsilon_o} - \left(\frac{\varepsilon_c}{k\varepsilon_o}\right)^2\right] \quad ; \quad 0 \le \varepsilon_c \le k\varepsilon_o$$

$$f_{c_B} = f_c'[1 - Z(\varepsilon_c - k\varepsilon_o)] \quad ; \quad \varepsilon_o \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{20c}$$

$$k = 1 + \frac{\rho_s f_y}{f_c'}$$

$$Z = \frac{1}{2(\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - k\varepsilon_o)}$$

Figura 14 *Comparación de los modelos de Park de 1971 y 1982*



Fuente: Adaptado de *Modelo de concreto confinado modificado* por Park,1982

2.2.5.2.3 Modelo de Mander

El modelo desarrollado por Mander (1988), aplicable a geometrías rectangulares y circulares, establece que la presencia de refuerzo transversal condiciona la deformabilidad del concreto confinado. Este planteamiento destaca mejoras tanto en la deformación unitaria como en la resistencia frente a compresión, en contraste con el comportamiento del concreto sin confinamiento.

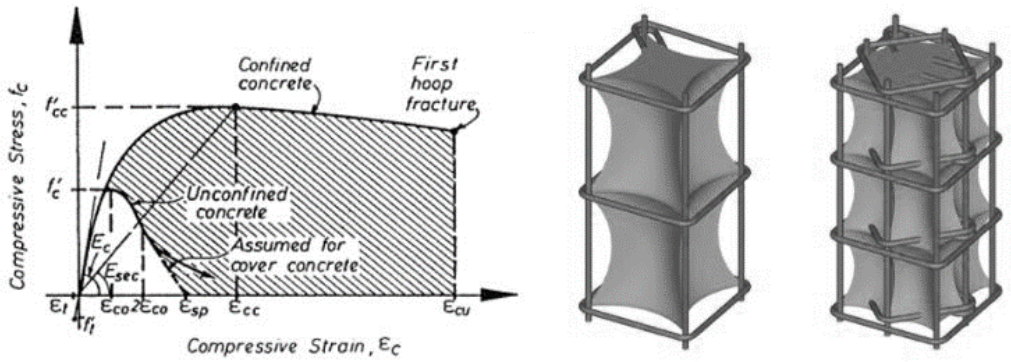
En la figura 15 se puede apreciar una comparativa entre las curvas esfuerzo-deformación del concreto con refuerzo transversal y aquel sin confinamiento, siguiendo el modelo propuesto

por Mander, destacando el incremento de energía de deformación en el primero. También se muestran los tipos de refuerzo transversal. Este modelo, ampliamente utilizado en análisis sísmicos, será la base del enfoque estructural de esta tesis.

En la figura 15 se aprecia el punto de falla (εcu, fcu) a lo que se denomina primera fractura del acero transversal.

Figura 15

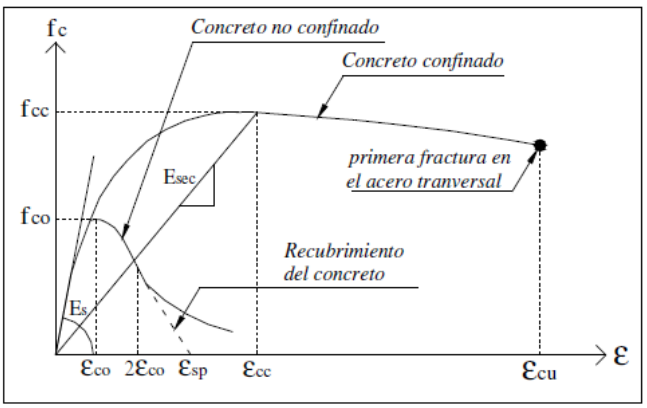
Modelo de concreto confinado de Mander y tipos de refuerzo transversal



Fuente: Adaptado de Section designer SAP 2000: aplicación en análisis no lineal por INESA TECH, 2024

Figura 16

Punto de falla en el modelo de concreto confinado de Mander



Fuente: Adaptado de Modelo de concreto Confinado por Mander,1988

Mander et al. (1988) caracteriza el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto confinado a través de ecuaciones específicas, las cuales se detallan a continuación.

$$f_c = \frac{xrf_{cc}}{r-1+x^r}$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co}\left[1 + 5\left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1\right)\right]$$

donde:

f_{co}: Valor máximo de resistencia a compresión del concreto sin refuerzo lateral.

$\mathcal{E}_c$: Deformación unitaria del concreto bajo carga.

$\mathcal{E}_{cc}$: Deformación unitaria correspondiente al punto máximo de esfuerzo en el concreto con confinamiento.

Ec: Modulo de elasticidad del concreto sin confinamiento

$Esec$: Modulo secante del concreto confinado calculado en el punto de máxima resistencia

El valor máximo de la resistencia a la compresión del concreto confinado, denotada como f_{cc}, está directamente influenciada por la presión lateral efectiva de confinamiento f_{le}, la cual depende del tipo de refuerzo transversal implementado en el elemento estructural. En particular, cuando se emplean estribos de geometría circular, el modelo de Mander et al. (1988) establece una formulación específica que permite estimar dicha resistencia con mayor precisión. El modelo contempla cómo el confinamiento influye en las propiedades mecánicas del concreto, destacando que el refuerzo lateral no solo controla la expansión transversal, sino que también mejora su desempeño bajo compresión axial. Las ecuaciones correspondientes,

desarrolladas para elementos con estribos circulares, se presentan a continuación y constituyen una herramienta fundamental para el análisis solicitado.

$$f_{cc} = f_{co}\left(2.254\sqrt{1+\frac{7.94f_{le}}{f_{co}}}-\frac{2f_{le}}{f_{co}}-1.254\right), Mpa$$

$$f_{le} = \frac{1}{2}k_e\rho_s f_{yh}$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{sd_s}$$

$$k_{ec} = \frac{\left(1-\frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1-\rho_{cc}}$$

$$k_{es} = \frac{1-\frac{s'}{2d_s}}{1-\rho_{cc}}$$

donde:

A_{sp}: Superficie total del refuerzo dispuesto transversalmente

K_e: Coeficiente que representa al confinamiento efectivo

K_{ec}: Coeficiente específico para elementos con refuerzo circular.

K_{es}: Coeficiente específico para elementos con refuerzo helicoidal.

ρ_s: Relación volumétrica entre el acero transversal y el concreto confinado.

Para los elementos estructurales con secciones cuadradas o rectangulares, la resistencia última a compresión uniaxial del concreto confinado, representada por f_{cc}, se determina a partir de un conjunto de ecuaciones específicas que consideran el efecto del confinamiento lateral inducido por el refuerzo transversal. Este tipo de geometría presenta una interacción distinta entre el concreto y los estribos, en comparación con secciones circulares, debido a la distribución no uniforme de la presión de confinamiento. El modelo de Mander et

al. (1988) incorpora estas particularidades mediante expresiones matemáticas que permiten estimar con mayor precisión el incremento en la capacidad resistente del concreto confinado. A continuación, se detallan las ecuaciones correspondientes para este tipo de sección, las cuales serán empleadas en el desarrollo del modelo estructural propuesto en la presente investigación.

$$f_{cc} = \lambda f_{co}$$

$$f_{lex} = \frac{A_{sx}}{s d_c} k_e f_{yh}$$

$$f_{ley} = \frac{A_{sy}}{s b_c} k_e f_{yh}$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^{n} \frac{w_i^2}{6}\right)\left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right)\left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^{n} \frac{w_i^2}{6 b_c d_c}\right)\left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right)\left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}}$$

donde:

λ: Coeficiente asociado al esfuerzo en concreto confinado, se obtiene de la figura 17

$f$lx : Intensidad de confinamiento lateral efectivo en dirección x

$f$ly: Intensidad de confinamiento lateral efectivo en dirección y

Ae: Superficie efectiva del concreto sujeto a confinamiento

Asx: Superficie de refuerzo transversal orientado en la dirección X

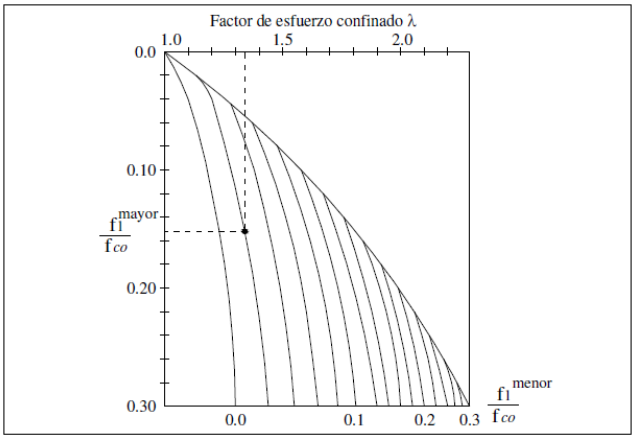
Asy: Superficie de refuerzo transversal orientado en la dirección Y

ρ_{cc}:Relación entre el área de acero longitudinal y el área de concreto confinada

s: Separación de estribos

Figura 17

Factor de confinamiento para secciones cuadradas y rectangulares

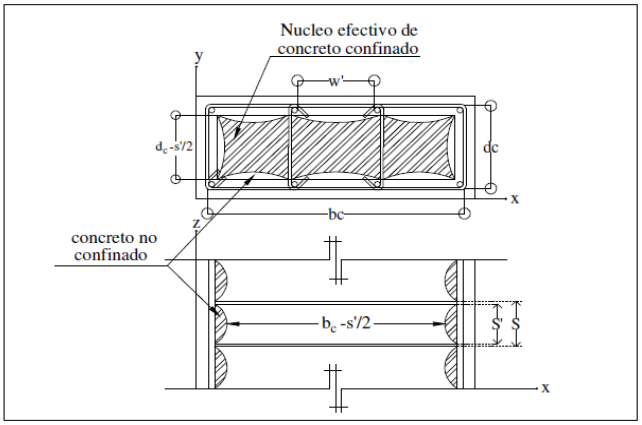


Fuente: Adaptado de *Modelo de Concreto Confinado* por Mander,1988

En la figura 18 se alcanza a notar que en un elemento confinado existe una zona a lo que se le denomina núcleo efectivo de concreto confinado en la cual el refuerzo transversal está propiamente actuando para soportar esfuerzos cortantes . La zona más extrema actúa como concreto no confinado.

Figura 18

Zonas de Concreto confinado y no confinado



Fuente: Adaptado de *Modelo de Concreto Confinado* por Mander,1988

2.2.5.3 Modelos esfuerzo-deformación del acero de refuerzo

El acero utilizado como refuerzo en elementos de concreto armado cumple un rol fundamental, no solo en la resistencia frente a cargas gravitacionales en diseños a flexión o

flexocompresión, sino también aporta resistencia frente a cargas sísmica cíclicas sin una pérdida de resistencia significativa.

Por ello, resulta fundamental disponer de modelos de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo que garanticen un adecuado desempeño estructural ante la acción de sismos de gran magnitud.

A través de los años se han propuesto varios modelos, las cuales detallamos a continuación.

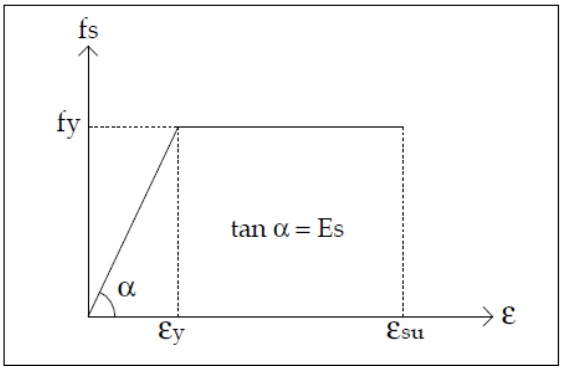
2.2.5.3.1 Modelo Elastoplástico perfecto

En este modelo bilineal los esfuerzos (fS) y deformaciones (εS) son directamente proporcionales hasta antes de la fluencia(fy) del acero es decir en su rango lineal, luego no se toma en cuenta el aumento de esfuerzos originado por el endurecimiento por deformación y consideran que el esfuerzo se mantiene constante en su rango plástico.

Al ser un modelo sencillo y simplificado, este modelo no es adecuado para evaluar el desempeño sísmico de una estructura.

Figura 19

Modelo elastoplástico perfecto de acero a tracción



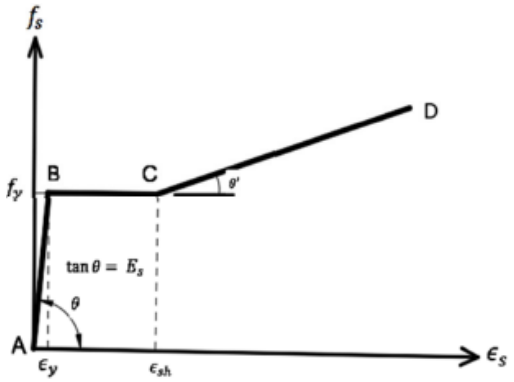
Fuente: Adaptado de *Análisis de la capacidad portante de una estructura de acero Miembro después del refuerzo* por Chen Chen, Yake Tang,2022

2.2.5.3.2 Modelo trilineal

Este modelo es más cercano al verdadero comportamiento del acero de refuerzo cuando está sometido a tracción, está compuesto de tres tramos de recta las cuales constituyen las siguientes zonas: lineal elástica, fluencia y endurecimiento por deformación.

Figura 20

Modelo trilineal del acero en tracción



Fuente: Adaptado de *Modelo de esfuerzo-deformación del Acero* por Park y Paulay,1975

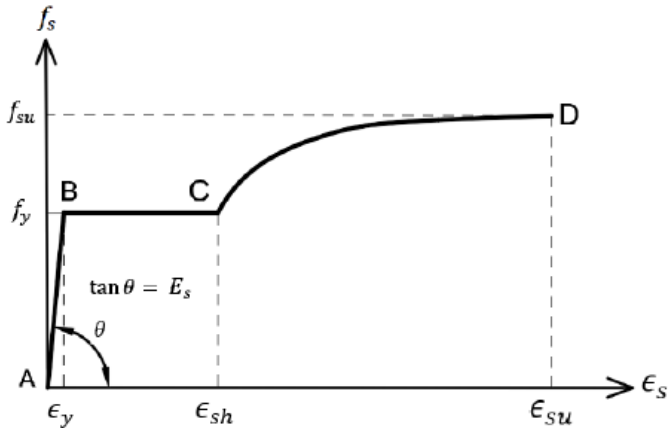
2.2.5.3.3 Modelo de Park y Paulay

El modelo desarrollado por Park y Paulay (1975) describe el comportamiento del material en tres fases: una región con respuesta proporcional entre carga y deformación, una etapa donde se inicia la fluencia, y una zona final donde se incrementa la resistencia debido al endurecimiento por deformación. Aunque las primeras dos zonas se modelan como líneas rectas, este enfoque se distingue del modelo trilineal al incorporar una curva polinómica (de segundo o tercer orden) para simular el endurecimiento por deformación, logrando una mayor fidelidad en la representación del acero sometido a tracción.

Esta zona de endurecimiento por deformación se encuentra en el intervalo desde $\varepsilon_{Sh} \leq \varepsilon_S \leq \varepsilon_{Su}$ donde ε_{Su} es la magnitud de deformación última y ε_{Sh} es la deformación donde se inicia el endurecimiento.

Figura 21

Gráfica esfuerzo-deformación del acero en tracción aproximada



Fuente: Adaptado de *Modelo de esfuerzo-deformación del Acero* por Park y Paulay,1975

2.2.6 No linealidad de las secciones

2.2.6.1 Diagrama momento – curvatura

La representación gráfica entre momento flector y curvatura permite analizar cómo se comporta una sección estructural cuando se somete a flexión más allá del rango elástico, brindando información relevante sobre su nivel de ductilidad. Esta propiedad indica la tolerancia de la sección a deformaciones inelásticas, manteniendo su operatividad estructural incluso en condiciones de demanda más allá del comportamiento lineal. La curvatura (Φ) se calcula como el cociente entre el momento flector (M) y la rigidez a la flexión (EI), donde E es el módulo de elasticidad del material y I la inercia de la sección. Este enfoque parte del supuesto de que el fallo se produce por flexión, en línea con las recomendaciones de los códigos sismorresistentes, que priorizan mecanismos de falla dúctiles para una mejor respuesta ante solicitaciones sísmicas. (Aguiar & Mora, 2015, volumen 17,p 100).

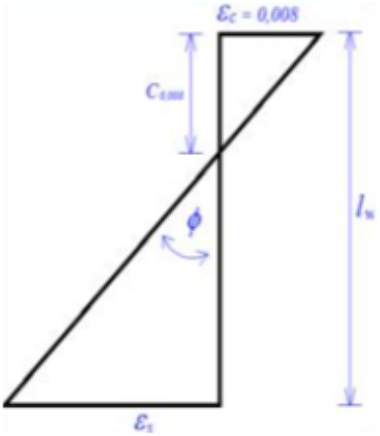
En términos estructurales, la curvatura es la razón entre el cambio de inclinación de la sección transversal y la distancia a lo largo del eje longitudinal del elemento donde ocurre dicha variación, producto de la distribución no uniforme de deformaciones en sus fibras longitudinales. Este comportamiento se analiza considerando que las fibras alejadas del eje neutro experimentan mayores deformaciones, mientras que aquellas cercanas a dicho eje

presentan valores mínimos o nulos. La curvatura, por tanto, representa una medida integral del estado de deformación flexional del miembro

$$\phi = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{(l-c)}$$

Figura 22

Relación de deformaciones y el eje neutro



Fuente: Adaptado de Diseño de muros de hormigón armado por Universidad católica del norte, Chile , 2014

El diagrama momento-curvatura constituye una herramienta fundamental en el diseño estructural frente a fuerzas estáticas y dinámicas, ya que permite evaluar de manera clara y veloz la ductilidad y resistencia de los elementos. Este gráfico no solo describe el comportamiento flexional de una sección, sino que también proporciona información sobre la energía interna acumulada durante el proceso de deformación. La energía total asociada al comportamiento del elemento se representa por el área bajo la curva. La parte inicial, correspondiente al tramo elástico, indica la energía almacenada, mientras que el sector que sigue al punto de fluencia evidencia la energía disipada por deformaciones permanentes, lo cual resulta esencial para comprender su desempeño ante cargas cíclicas de origen sísmico. (Hernández, 2009)

La gráfica momento-curvatura de una sección de concreto armado se deriva del comportamiento combinado de sus materiales constituyentes, específicamente del concreto y del acero de refuerzo. Esta relación refleja la respuesta flexional del elemento bajo carga y depende directamente de la configuración geométrica de la sección, del tipo y cantidad de refuerzo longitudinal, y del grado de confinamiento generado por los estribos o refuerzo transversal. Su correcta determinación permite modelar con mayor precisión el desempeño estructural en análisis no lineales. (Aguiar,2002)

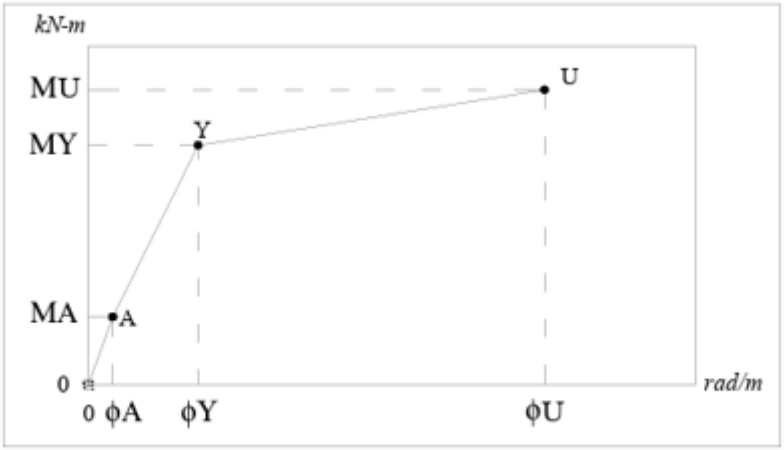
La relación momento-curvatura constituye la base conceptual sobre la cual se desarrollan los modelos de análisis estructural no lineal, tanto en régimen estático como dinámico. Esta relación caracteriza la respuesta flexional de los elementos frente a solicitaciones crecientes, incluyendo la transición desde la fase lineal hasta su rango inelástico. Una formulación rigurosa permite capturar fielmente los cambios en rigidez, la capacidad de absorber energía y los patrones de daño acumulativo bajo cargas extremas. (Medina, 2012)

2.2.6.2 Principales puntos en el diagrama momento -curvatura

En este diagrama (Figura 23) se descubren tres puntos cruciales que nos ayudan a comprender la evolución estructural de la sección. El punto “A” indica el límite del comportamiento lineal y el inicio del agrietamiento del hormigón bajo tensión. El inicio de la respuesta plástica del material está indicado por el punto “Y”, que es el punto en el que el acero de refuerzo alcanza su límite elástico en tensión. La condición última de la sección, o punto “U”, se caracteriza finalmente por la rotura del acero o la deformación máxima utilizable del hormigón en compresión (εu), dependiendo de cuál de estos eventos se produzca primero. Estos puntos son esenciales para determinar la disipación de energía y el rango de comportamiento no lineal. (Aguiar, 2002)

Figura 23

Puntos principales en Diagrama Momento Curvatura de una sección



Fuente: Adaptado de Relación *Momento - Curvatura M- φ* por UNAM,2023

2.2.7 No linealidad de los elementos

2.2.7.1 Diagrama momento – rotación

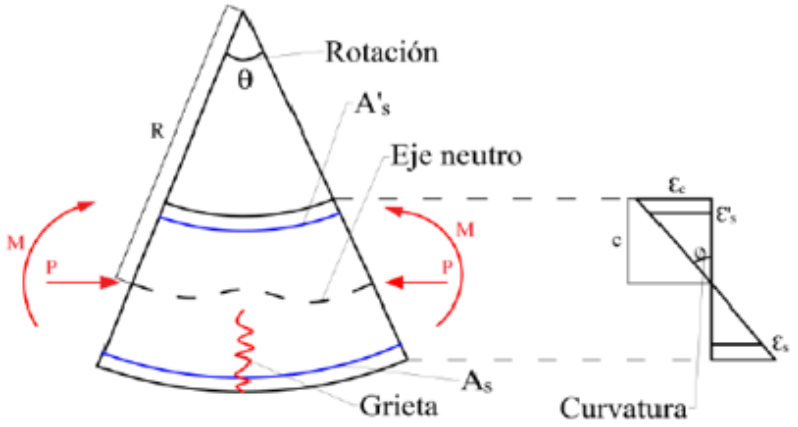
Este diagrama representa una herramienta fundamental en el análisis no lineal de estructuras, especialmente en el contexto de modelación simplificada de elementos sometidos a cargas extremas. La representación gráfica caracteriza la respuesta no lineal de zonas críticas del elemento, comúnmente ubicadas en los extremos, donde se acumulan las deformaciones irreversibles producto de la flexión cíclica o extrema. Mientras que el momento-curvatura se enfoca en la respuesta localizada de una sección idealmente delgada, el diagrama antes mencionado incorpora una pequeña parte del elemento, lo que posibilita una mejor representación de los efectos acumulativos de daño y la redistribución de esfuerzos en zonas sometidas a alta demanda.(Ottazzi, 2004)

A partir de lo expuesto, resulta evidente que la construcción del diagrama momento-rotación requiere previamente el desarrollo del diagrama momento-curvatura de la sección. Este último proporciona la base analítica para caracterizar el comportamiento flexional local del elemento, permitiendo estimar la rigidez, la ductilidad y los límites de deformación. Tras definir la relación momento-curvatura, puede evaluarse la rotación acumulada sobre una región finita

del miembro estructural, lo que permite representar con mayor realismo la concentración de daño en modelos no lineales simplificados.

Figura 24

Rotación y Curvatura en un elemento de concreto Armado



Fuente: Adaptado de *Diseño en Concreto Armado* por Ottazzi,2011

La rotación (Θ) de un miembro estructural se obtiene matemáticamente integrando la curvatura (Φ) a lo largo de su eje longitudinal. Esta curvatura representa el cambio angular por unidad de longitud, y su integración permite calcular el giro total entre dos puntos del elemento. Este enfoque es fundamental en el desarrollo de modelos de rótula plástica, donde la rotación acumulada refleja la capacidad del miembro para disipar energía mediante deformaciones plásticas localizadas.

$$\theta = \int \phi dx$$

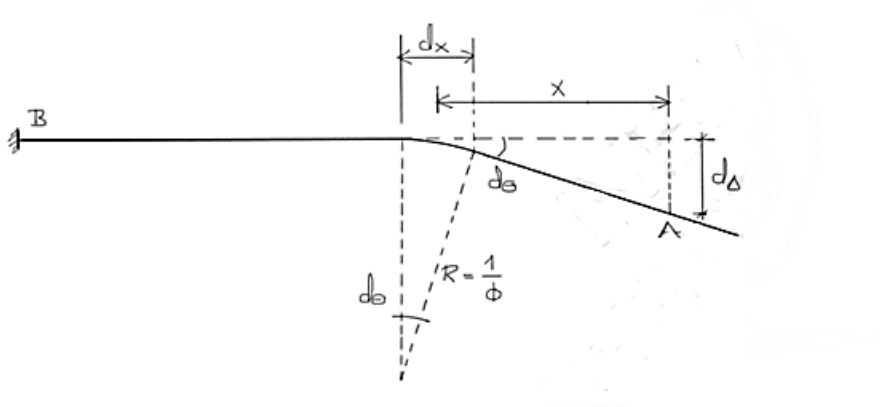
Esta operación permite cuantificar el giro acumulado del miembro como resultado de las deformaciones diferenciales entre sus fibras longitudinales, especialmente bajo solicitaciones flexionales.

2.2.7.2 Obtención de la rotación en un elemento estructural

La rotación en un elemento estructural surge de la acumulación de curvaturas a lo largo de su longitud y se determina de la siguiente manera.

Figura 25

Deformación por Rotación en un elemento estructural



Fuente: Adaptado de *Diagrama Momento-Rotación* por INESA TECH, 2022

$$d\theta = \frac{dx}{R} = \Phi dx$$

$$d\Delta = x d\theta$$

A lo largo del tramo entre los puntos A y B, al integrar la curvatura se obtiene la rotación total del miembro en esa zona.

$$\theta_{AB} = \int_A^B \phi \, \mathrm{d}x$$

La deflexión entre los puntos A y B se define como el desplazamiento vertical relativo que experimenta el punto A respecto al punto B, producto de la acción de cargas transversales sobre el miembro. Este desplazamiento se calcula integrando la pendiente de la curva de deformación a lo largo del tramo considerado, y está directamente relacionado con la rigidez flexional del elemento, el tipo de carga aplicada y las condiciones de apoyo.

$$\Delta_{AB} = \int_{A}^{B} x \, \mathrm{d}\theta = \int_{A}^{B} x \cdot \phi \, \mathrm{d}x$$

2.2.7.3 Rotación plástica

Al analizar una viga en voladizo sometida a una fuerza puntual en su extremo libre tal como se observa en la figura 26, la zona de pandeo inelástico no se concentra en un punto, sino que se extiende sobre una fracción de la longitud del miembro. Esta región, donde el momento interno es mayor al momento de fluencia de la sección transversal, se idealiza en la práctica como una longitud plástica "lp". Dentro de esta zona crítica, el concreto comienza a fisurarse y la rigidez flexional disminuye, lo que provoca un incremento progresivo en la curvatura de la sección.

Mediante un sombreado, la figura 26 identifica la zona del elemento estructural que ha desarrollado rotación inelástica significativa, evidenciando la concentración de deformaciones más allá del rango elástico. Esta rotación no se distribuye de forma uniforme, sino que responde a la variación real de curvaturas en el tramo afectado. Para simplificar su representación en modelos estructurales, esta distribución puede ser reemplazada por un rectángulo equivalente, cuya área sea igual a la de la curva de curvatura inelástica real. Esta aproximación permite conservar la equivalencia energética y facilita la implementación de modelos concentrados de rótula plástica en análisis no lineales.

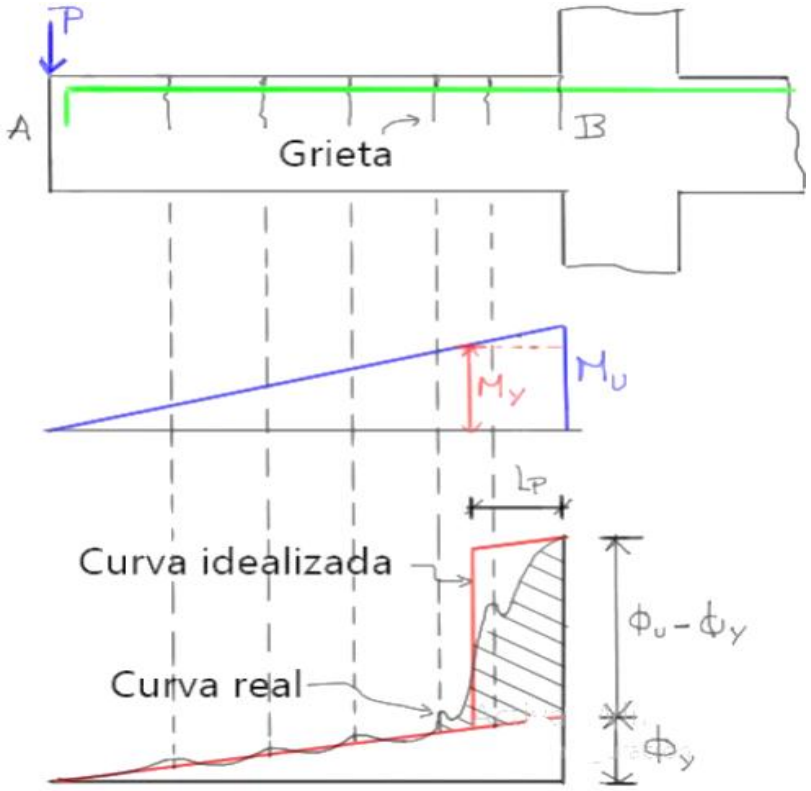
- **Fórmula de Rotación en el estado Plástico:**

$$\theta_p = \left(\phi_u - \phi_y\right) \cdot l_p$$

Donde θp= Rotación Plástica
Φu=Curvatura última
Φy=Curvatura de fluencia
L_p= Longitud Plástica

Figura 26

Viga en Voladizo sometida a Flexión



Fuente: Adaptada de *Diagrama Momento-Rotación* por INESA TECH, 2022

Además de la rotación inelástica, el miembro estructural también presenta una contribución elástica a la rotación, la cual se distribuye a lo largo de toda su longitud. Esta componente se calcula integrando la curvatura bajo condición elástica (Φe) , correspondiente al tramo donde el material conserva su rigidez inicial. En el diagrama de curvatura mostrado en la figura 26, esta zona se representa mediante el área no sombreada, que refleja el comportamiento lineal previo al inicio de fisuración o fluencia. Esta rotación elástica es esencial para evaluar la respuesta total del elemento y para separar las deformaciones reversibles de las irreversibles en modelos no lineales.

$$\theta_e = \int_A^B \phi_e \, \mathrm{d}x = \int_A^B \phi_y \cdot \left(\frac{x}{L}\right) \mathrm{d}x$$

En resumen, la rotación última se define como:

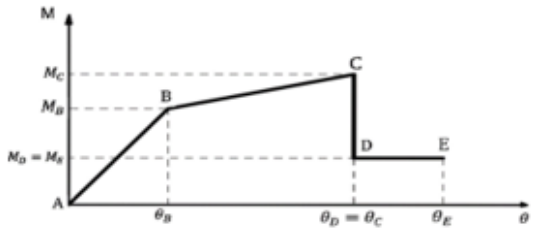
$$\theta_u = \theta_e + \theta_p = \int_A^B \phi_e \, \mathrm{d}x + \left(\phi_u - \phi_y\right) \cdot l_p = \phi_y \cdot \frac{L}{2} + \left(\phi_u - \phi_y\right) \cdot l_p$$

2.2.7.4 Diagrama simplicado momento-rotación

La elaboración específica del diagrama M–R para cada componente estructural resulta poco factible, debido tanto al volumen de secciones involucradas como a la dificultad técnica del procedimiento. Por ello, se adoptan representaciones simplificadas que consisten en segmentos rectos conectando los puntos críticos del comportamiento: agrietamiento inicial, fluencia del acero y rotura. Estos tramos lineales permiten aproximar la respuesta flexional del elemento sin necesidad de modelar la distribución completa de curvaturas, facilitando así la definición de rótulas plásticas concentradas en modelos no lineales. (ASCE /SEI 41-13, 2014)

Figura 27

Diagrama Simplificado Momento Rotación



Fuente: Adaptado de Seismic evaluation and retrofit of existing buildings por ASCE/SEI 41-13

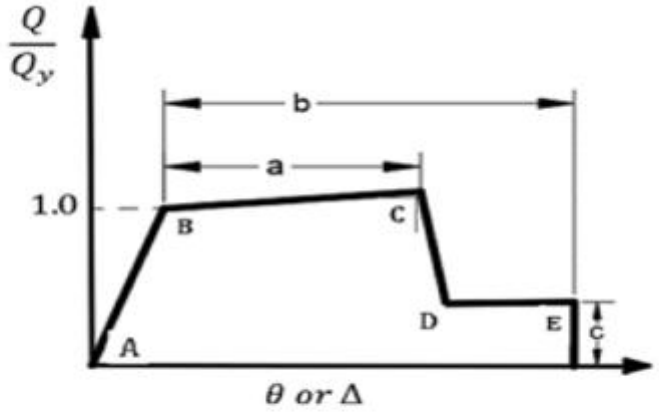
2.2.7.5 Relaciones generalizadas fuerza deformación

Para realizar un análisis no lineal confiable, es indispensable poder saber el comportamiento de sus componentes más allá del rango elástico. Este comportamiento se representa mediante curvas fuerza-deformación que describen la respuesta completa del

elemento, incluyendo las fases de fluencia, endurecimiento y degradación. Dichas curvas pueden construirse a partir de resultados experimentales o, en ausencia de estos, mediante los parámetros recomendados en las tablas del estándar ASCE/SEI 41-13. Las relaciones fuerza-deformación generalizadas constituyen una herramienta de modelado simplificado que permite capturar el comportamiento esencial de los elementos estructurales ante condiciones de alta demanda, como las provocadas por sismos intensos. (Choque & Luque, 2019)

Figura 28

Relación Fuerza-Deformación generalizada asociada a la flexión

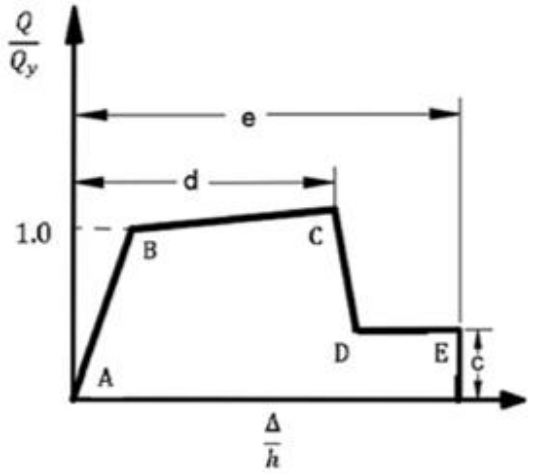


Fuente: Adaptada de Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures por ASCE/SEI 41-13

En la fig. 28 se puede apreciar la curva fuerza-deformación idealizada para elementos sometidos a flexión, donde la deformación puede expresarse como rotación angular, curvatura o elongación, según el tipo de análisis. Los tramos posteriores al punto de fluencia están definidos por los parámetros a y b, que indican la extensión de la deformación inelástica antes de alcanzar el colapso. El parámetro c corresponde a la reducción de capacidad resistente entre los puntos C y D, reflejando el comportamiento degradado del elemento tras superar su resistencia máxima.

Figura 29

Relación Fuerza-Deformación asociada al corte



Fuente: Adaptada de Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures por ASCE/SEI 41-13

En la fig. 29 se puede apreciar la curva fuerza-deformación idealizada para elementos sometidos a corte, donde la deformación se expresa como ángulo de corte o distorsión angular. Esta variable representa el giro relativo entre planos horizontales del elemento bajo esfuerzos cortantes. Los parámetros “d” y “e” indican las deformaciones totales las cuales se miden desde el origen, es decir, desde el punto en que el elemento comienza a deformarse.

2.2.7.6 Diagrama momento-rotación simplificada de una viga

La tabla 2-7 de la presente tesis ha sido tomada de la norma ASCE/SEI 41-13 la cual permite modelar las gráficas Momento- Rotación de una viga de concreto armado en las que se apoya de Relaciones generalizadas de Fuerza-Deformación asociadas a la flexión. Los parámetros a encontrar serán los valores de a, b y c y para esto se necesitan valores de entrada como lo son:

- La relación de cuantías: $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$
- La conformidad de refuerzo transversal: Se dice que es conforme el refuerzo transversal cuando el espaciamiento de estribos en la longitud de rótula plástica es menor a la tercera parte del peralte efectivo de viga

- La relación de fuerza cortante: $\frac{V}{b_w\, d\, \sqrt{f'_c}}$

Siendo:

ρ′: Cuantía del acero longitudinal ubicado en la zona comprimida de la sección

ρ: Cuantía del acero longitudinal dispuesto en la zona traccionada

ρ_{bal}: Cuantía de refuerzo que equilibra el fallo por compresión y tracción

v: Valor límite del esfuerzo cortante que puede resistir la viga

b_w: Ancho de la viga

d: Peralte de viga

f'_c: Resistencia máxima del concreto ante esfuerzos de compresión

Tabla 2-7

Parámetros para modelado de Momento-Rotación y Criterios de aceptación para nivel de Performance en Vigas de concreto armado

			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
Conditions			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure[b]								
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement[c]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$ [d]						
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint[b]			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.^{2} (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c]"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ *d*/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
[d]V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: Tomado de ASCE/SEI 41-13

2.2.7.7 Diagrama momento-rotación simplificada de una columna

La tabla 2-8 de la presente tesis ha sido tomada de la norma ASCE/SEI 41-13 la cual permite modelar las gráficas Momento- Rotación de una columna de concreto armado en las que se apoya de relaciones generalizadas de Fuerza-Deformación asociadas a la flexión. Los parámetros a encontrar serán los valores de a, b y c y para esto se necesitan valores de entrada como lo son:

- Relación de carga axial: $\frac{P}{A_g f'_c}$
- La cuantía del acero "ρ" en columna: $\frac{A}{bw.s}$
- La relación de fuerza cortante: $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$

Siendo:

ρ: Cuantía del acero en columna
s: espesor de columna
v: Cortante crítico para la columna
b_w: Ancho de columna
d: Peralte efectivo de columna
$f'c$: Resistencia máxima a la compresión del concreto
A: Área de acero en columna
P: Carga axial crítica en columna

Tabla 2-8

Parámetros para modelado de Momento-Rotación y Criterios de aceptación para nivel de Performance en Columnas de concreto armado

Conditions			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i.[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$[d]						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.^{2} (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c]Where $P > 0.7 A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at ≤ $d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
[d]V is the design shear force from NSP or NDP.

Fuente: Tomado de ASCE/SEI 41-13

2.2.7.8 Diagrama momento-rotación simplificada de un muro de corte

La tabla 2-9 de la presente tesis ha sido tomada de la norma ASCE/SEI 41-13 la cual permite modelar las gráficas Momento- Rotación de un muro de corte de concreto armado en las que se apoya de Relaciones generalizadas de Fuerza-Deformación asociadas a la flexión. Los parámetros a encontrar serán los valores de a, b y c y para esto se necesitan valores de entrada como lo son:

- La relación de cargas en el muro de corte:

$$\frac{(A_s - A`_s) \cdot f_y + P}{t_w L_w f_c}$$

- La relación de fuerza cortante:

$$\frac{V_1}{t_w L_w \sqrt{f`c}}$$

- Saber si el muro tiene confinamiento

Siendo:

A_S: Acero en tracción en el muro de corte

A'_S: Acero en compresión en el muro de corte

t_w: espesor del muro de corte

v: Cortante crítico para el muro de corte

L_w: Longitud del muro de corte

d: Peralte efectivo de columna

f'_c: Esfuerzo máximo a esfuerzos de compresión en el concreto

P: Carga axial crítica en el muro de corte

f_y: Esfuerzo de fluencia del acero en tracción

Tabla 2-9

Parámetros para modelado de Momento-Rotación y Criterios de aceptación para nivel de Performance en Muros de concreto armado

Conditions			Plastic Hinge Rotation (radians)		Residual Strength Ratio	Acceptable Plastic Hinge Rotation[a] (radians)		
						Performance Level		
			a	b	c	IO	LS	CP
i. Shear walls and wall segments								
$\frac{(A_s - A_s')f_y + P}{t_w l_w f_c'}$	$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$	Confined Boundary[b]	0.015					
≤0.1	≤4	Yes	0.010	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020
≤0.1	≥6	Yes	0.009	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015
≥0.25	≤4	Yes	0.005	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012
≥0.25	≥6	Yes	0.008	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010
≤0.1	≤4	No	0.006	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015
≤0.1	≥6	No	0.003	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010
≥0.25	≤4	No	0.002	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005
≥0.25	≥6	No	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004
ii. Shear wall coupling beams[c]								
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement[d]		$\frac{V}{t_w l_w \sqrt{f_c'}}$		0.050				
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement		≤3	0.025	0.040	0.75	0.010	0.025	0.050
		≥6	0.020	0.035	0.50	0.005	0.020	0.040
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement		≤3	0.020	0.025	0.50	0.006	0.020	0.035
		≥6	0.010	0.050	0.25	0.005	0.010	0.025
Diagonal reinforcement		NA	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050

[a]Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
[b]A boundary element shall be considered confined where transverse reinforcement exceeds 75% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_b$. It shall be permitted to take modeling parameters and acceptance criteria as 80% of confined values where boundary elements have at least 50% of the requirements given in ACI 318 and spacing of transverse reinforcement does not exceed $8d_b$. Otherwise, boundary elements shall be considered not confined.
[c]For coupling beams spanning <8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.
[d]Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ $d/3$, and (b) strength of closed stirrups $V_s \geq 3/4$ of required shear strength of the coupling beam.

Fuente: Tomado de ASCE/SEI 41-13

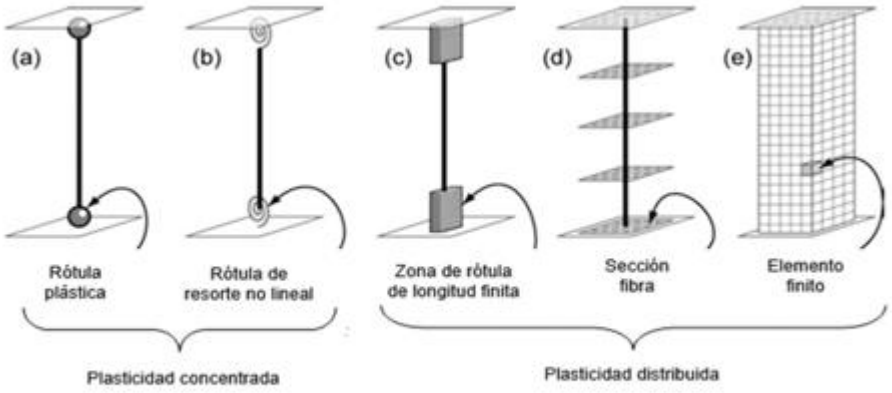
2.2.7.9 Modelos inelásticos en elementos estructurales

La respuesta inelástica de los elementos estructurales puede simularse mediante distintos esquemas de plasticidad. Dentro de los modelos más utilizados destaca el que asigna la deformación no lineal a regiones puntuales del elemento, por lo general en los extremos, facilitando la simulación del comportamiento estructural bajo cargas laterales y la plasticidad distribuida, que permite modelar la evolución continua de la curvatura y daño a lo largo del eje del miembro. Estos modelos se implementan en función del tipo de análisis (pushover, tiempo-historia), del nivel de precisión requerido y de las características del software utilizado. (Deierlein, Reinhorn, & Willford, 2010).

La modelación mediante plasticidad concentrada es una práctica común en el análisis sísmico no lineal, ya que permite representar la respuesta inelástica de los elem. estruct. mediante rótulas plásticas ubicadas en zonas críticas. La aparición de zonas críticas de deformación está condicionada por aspectos materiales y geométricos: resistencia del concreto, proporción de acero longitudinal, propiedades mecánicas del refuerzo, configuración del armado, forma de la sección y grado de confinamiento estructural. Estos factores influyen directamente en la capacidad de rotación inelástica y en la estabilidad de la rótula bajo cargas cíclicas.(Inel & Osmen, 2006)

Figura 30

Modelos de plasticidad tipo viga y columna



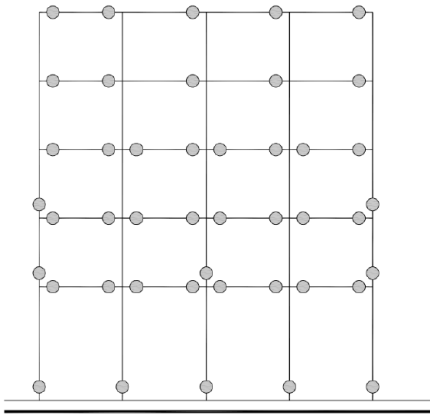
Fuente: Tomado de Deierlein, Reinhorn, & Willford, 2010

2.2.7.10 Rótulas plásticas

En la figura 30 se identifican zonas del elemento donde se concentra la deformación bajo carga lateral. Estas ubicaciones, seleccionadas por su relevancia estructural, permiten simular la disipación de energía durante eventos sísmicos, tal como se muestra en la figura 31. Este procedimiento será utilizado en el presente estudio para modelar el comportamiento fuera del rango elástico. La rótula se activa cuando el momento interno excede el momento plástico de la sección, generando una zona de rotación inelástica que contribuye a la redistribución de esfuerzos y a la ductilidad estructural.

Figura 31

Idealización de rótulas plásticas en pórtico bidimensional



Fuente: Tomado de *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas* por Vielma,2011

2.2.7.10.1 Momento Plástico

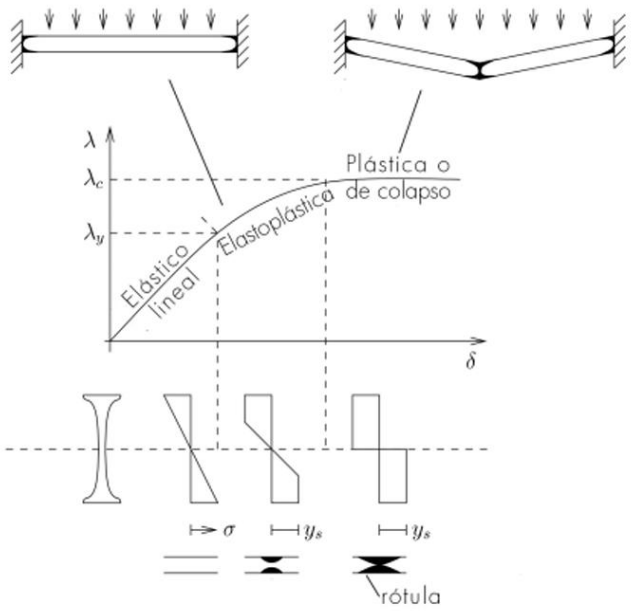
El momento plástico (Mp) se refiere al punto en el que una sección transversal puede soportar su máxima flexión antes del colapso.

En la figura 32 se distingue el momento elástico (λy) del momento plástico (λc). El momento elástico es el valor máximo que una sección puede soportar antes de que cualquier parte de ella entre en el rango inelástico, es decir, antes de que ocurra la fluencia. En cambio, el momento plástico indica el valor máximo que la sección puede resistir antes del colapso, incluso después de que toda la sección haya experimentado fluencia. Normalmente, el momento plástico es mayor que el momento elástico, lo que permite un uso más eficiente del material en el diseño.

El momento plástico es un concepto crucial en el diseño estructural, ya que optimiza el uso de materiales y mejora la comprensión del comportamiento de las estructuras sometidas a carga.

Figura 32

Rótula plástica al inicio del momento plástico



Fuente: Tomado de *Influencia de distintas hipótesis aplicables al cálculo plástico de un pórtico* por Alonso Gómez,2024

2.2.7.10.2 Longitud de Rótula Plástica:

Se determina la longitud de rótula plástica como la zona en donde se intensifican las rotaciones cuando se supera la capacidad elástica, de la siguiente manera:

$$L_P = \frac{M_u - M_y}{V}$$

Donde:

Mu : Momento resistente a flexión.

My : Momento de fluencia.

V : Fuerza cortante.

La longitud plástica “Lp” puede estimarse mediante distintos enfoques teóricos y empíricos, dependiendo del tipo de elemento, su geometría y las condiciones de carga. Uno de los métodos más reconocidos fue desarrollado por Paulay y Priestley (1992), quienes propusieron una expresión basada en observaciones experimentales y criterios de diseño

sismorresistente. Esta formulación permite identificar la zona donde se concentra la curvatura inelástica y se desarrollan las rotaciones plásticas en elementos flexionados

$$L_p = 0.08 * L + 0.022 * \emptyset * f_{yk}$$

Esta formulación fue posteriormente refinada por el Eurocódigo 8, el cual propone una expresión más ajustada para estimar la longitud de rótula plástica en elementos de concreto armado sometidos a flexión. La ecuación considera la altura efectiva de la sección y el esfuerzo de fluencia del acero, y se expresa:

$$L_p = 0.10 * L + 0.015 * \emptyset * f_{yk}$$

En la presente tesis calcularemos las distancias relativas a las que se encuentran las rótulas plásticas de la siguiente manera

- Para Vigas:

$$p_i = \frac{b_i + \frac{l_p}{2}}{L}$$

$$p_j = 1 - \frac{b_j + \frac{l_p}{2}}{L}$$

pi = Posición relativa de la rótula plástica ubicada en el extremo i de la viga.

pj = Posición relativa de la rótula plástica ubicada en el extremo j del mismo elemento.

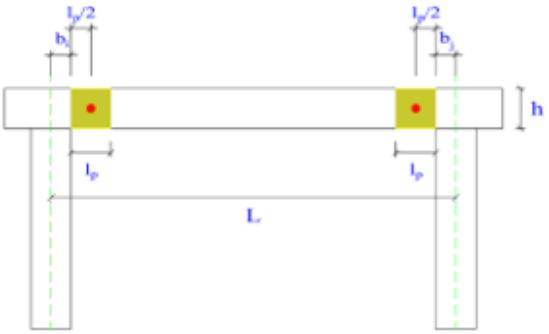
bi = Longitud del brazo rígido en el extremo i de la viga, expresada en metros.

bj = Longitud del brazo rígido correspondiente al extremo j de la viga expresada en metros.

L = Longitud total de la viga medida entre ejes de apoyo expresada en metros.

Figura 33

Localización de Rótulas plásticas en vigas

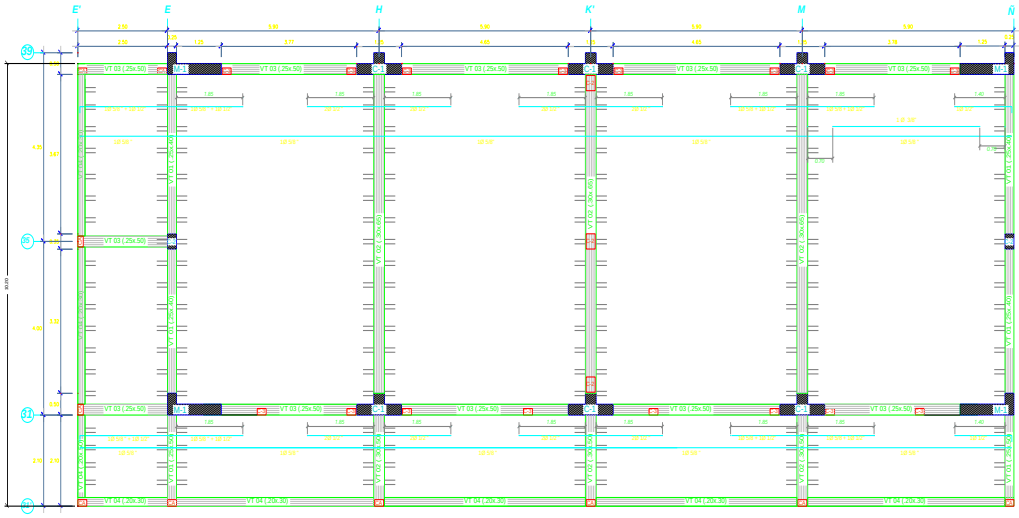


Fuente: Tomado de *Evaluación del desempeño sísmico de los bloques B y C del conjunto multifamiliar Colibrí ubicado en la ciudad de Chiclayo, Lambayeque* por Bravo&Montenegro (2019)

- **Ubicación de rótulas plásticas en vigas del bloque III (Biblioteca)**

Figura 34

Detalle de losa aligerada típica con ejes del bloque III(Biblioteca)



Fuente: Tomado de *planos estructurales del expediente técnico del proyecto*,2021

Tabla 2-10

Distancia relativa en porcentaje de la ubicación de rótulas plásticas en vigas del bloque III

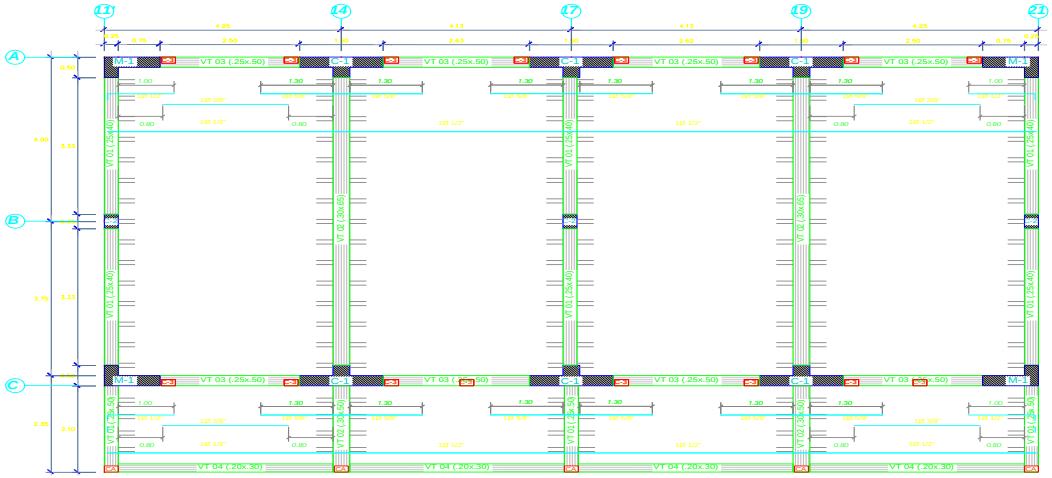
NIVEL	UBICACIÓN	VIGA	LUZ LIBRE DE VIGA	ANCHO DE VIGA (b)	ALTURA DE VIGA (h)	LONGITUD PLÁSTICA	% RÓTULA IZQUIERDA	% RÓTULA DERECHA
			(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	(%)
1°-2°-3°	Eje 31 entre ejes E' y E	VT - 03	2.50	0.25	0.50	0.25	-	95.00%
1°-2°-3°	Eje 31 entre ejes E y H	VT - 03	3.78	0.25	0.50	0.25	3.31%	96.69%
1°-2°-3°	Eje 31 entre ejes H y K'	VT - 03	4.65	0.25	0.50	0.25	2.69%	97.31%
1°-2°-3°	Eje 31 entre ejes K' y M	VT - 03	4.65	0.25	0.50	0.25	2.69%	97.31%
1°-2°-3°	Eje 31 entre ejes M y Ñ	VT - 03	3.77	0.25	0.50	0.25	3.32%	96.68%
1°-2°-3°	Eje 35 entre ejes E' y E	VT - 03	2.50	0.25	0.50	0.25	-	95.00%
1°-2°-3°	Eje 39 entre ejes E' y E	VT - 03	2.50	0.25	0.50	0.25	-	95.00%
1°-2°-3°	Eje 39 entre ejes E y H	VT - 03	3.78	0.25	0.50	0.25	3.31%	96.69%
1°-2°-3°	Eje 39 entre ejes H y K'	VT - 03	4.65	0.25	0.50	0.25	2.69%	97.31%
1°-2°-3°	Eje 39 entre ejes K' y M	VT - 03	4.65	0.25	0.50	0.25	2.69%	97.31%
1°-2°-3°	Eje 39 entre ejes M y Ñ	VT - 03	3.77	0.25	0.50	0.25	3.32%	96.68%
1°-2°-3°	Eje E entre ejes 31' y 31	VT - 01'	2.10	0.25	0.50	0.25	-	94.05%
1°-2°-3°	Eje E entre ejes 31 y 35	VT - 01'	3.32	0.25	0.40	0.20	3.01%	96.99%
1°-2°-3°	Eje E entre ejes 35 y 39	VT - 01'	3.68	0.25	0.40	0.20	2.72%	97.28%
2°-3°	Eje E entre ejes 39 - Voladizo	VT - 01'	0.60	0.25	0.40	0.20	16.67%	-
1°-2°-3°	Eje H entre ejes 31' y 31	VT - 02	2.10	0.30	0.50	0.25	-	94.05%
1°-2°-3°	Eje H entre ejes 31 y 39	VT - 02	7.35	0.30	0.65	0.33	2.21%	97.79%
2°-3°	Eje H entre ejes 39 - Voladizo	VT - 01'	0.60	0.25	0.40	0.20	16.67%	-
1°-2°-3°	Eje K' entre ejes 31' y 31	VT - 02	2.10	0.30	0.50	0.25	-	94.05%
1°-2°-3°	Eje K' entre ejes 31 y 39	VT - 02	7.35	0.30	0.65	0.33	2.21%	97.79%
2°-3°	Eje K' entre ejes 39 - Voladizo	VT - 01'	0.60	0.25	0.40	0.20	16.67%	-
1°-2°-3°	Eje M entre ejes 31' y 31	VT - 02	2.10	0.30	0.50	0.25	-	94.05%
1°-2°-3°	Eje M entre ejes 31 y 39	VT - 02	7.35	0.30	0.65	0.33	2.21%	97.79%
2°-3°	Eje M entre ejes 39 - Voladizo	VT - 01'	0.60	0.25	0.40	0.20	16.67%	-
1°-2°-3°	Eje Ñ entre ejes 31' y 31	VT - 01'	2.10	0.25	0.50	0.25	-	94.05%
1°-2°-3°	Eje Ñ entre ejes 31 y 35	VT - 01'	3.32	0.25	0.40	0.20	3.01%	96.99%
2°-3°	Eje Ñ entre ejes 39 - Voladizo	VT - 01'	0.60	0.25	0.40	0.20	16.67%	-

Fuente: Desarrollo propio

- **Ubicación de rótulas plásticas en vigas del bloque IV (Aulas)**

Figura 35

Detalle de losa aligerada típica con ejes del bloque IV(Aulas)



Fuente: Tomado de *planos estructurales del expediente técnico del proyecto*,2021

Tabla 2-11

Distancia relativa en porcentaje de la ubicación de rótulas plásticas en vigas del bloque IV

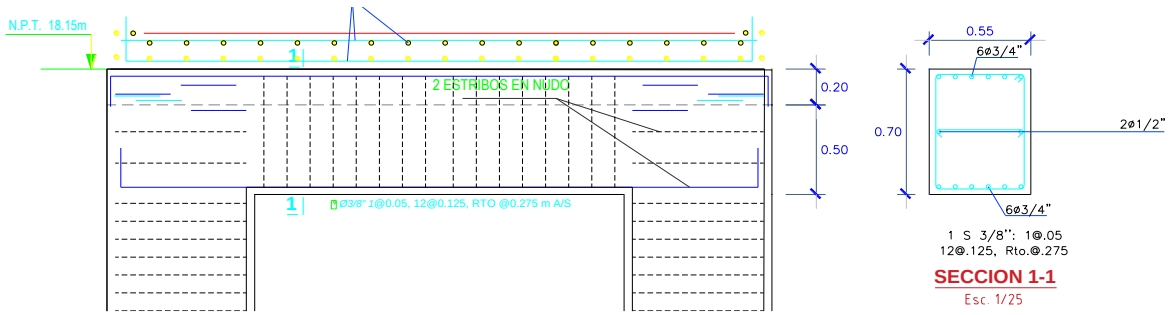
NIVEL	UBICACIÓN	VIGA	LUZ LIBRE DE VIGA	ANCHO DE VIGA (b)	ALTURA DE VIGA (h)	LONGITUD PLÁSTICA	% RÓTULA IZQUIERDA	% RÓTULA DERECHA
			(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	(%)
1°-2°-3°-4°	Eje 11 entre ejes C y C'	VT - 01	2.10	0.25	0.50	0.25	5.95%	94.05%
1°-2°-3°-4°	Eje 14 entre ejes C y C'	VT - 02	2.10	0.30	0.50	0.25	5.95%	94.05%
1°-2°-3°-4°	Eje 14 entre ejes A y C	VT - 02	7.00	0.30	0.65	0.325	2.32%	97.68%
1°-2°-3°-4°	Eje 17 entre ejes C y C'	VT - 01	2.10	0.25	0.50	0.25	5.95%	94.05%
1°-2°-3°-4°	Eje 19 entre ejes C y C'	VT - 02	2.10	0.30	0.50	0.25	5.95%	94.05%
1°-2°-3°-4°	Eje 19 entre ejes A y C	VT - 02	7.00	0.30	0.65	0.325	2.32%	97.68%
1°-2°-3°-4°	Eje 21 entre ejes C y C'	VT - 01	2.10	0.25	0.50	0.25	5.95%	94.05%
1°-2°-3°-4°	Eje C' entre ejes 11 y 14	VT - 04	3.85	0.20	0.30	0.15	1.95%	98.05%
1°-2°-3°-4°	Eje C' entre ejes 14 y 17	VT - 04	3.85	0.20	0.30	0.15	1.95%	98.05%
1°-2°-3°-4°	Eje C' entre ejes 17 y 19	VT - 04	3.85	0.20	0.30	0.15	1.95%	98.05%
1°-2°-3°-4°	Eje C' entre ejes 19 y 21	VT - 04	3.85	0.20	0.30	0.15	1.95%	98.05%
1°-2°-3°-4°	Eje C entre ejes 11 y 14	VT - 03	2.50	0.25	0.50	0.25	5.00%	95.00%
1°-2°-3°-4°	Eje C entre ejes 14 y 17	VT - 03	2.62	0.25	0.50	0.25	4.77%	95.23%
1°-2°-3°-4°	Eje C entre ejes 17 y 19	VT - 03	2.62	0.25	0.50	0.25	4.77%	95.23%
1°-2°-3°-4°	Eje C entre ejes 19 y 21	VT - 03	2.50	0.25	0.50	0.25	5.00%	95.00%
1°-2°-3°-4°	Eje A entre ejes 11 y 14	VT - 03	2.50	0.25	0.50	0.25	5.00%	95.00%
1°-2°-3°-4°	Eje A entre ejes 14 y 17	VT - 03	2.62	0.25	0.50	0.25	4.77%	95.23%
1°-2°-3°-4°	Eje A entre ejes 17 y 19	VT - 03	2.62	0.25	0.50	0.25	4.77%	95.23%
1°-2°-3°-4°	Eje A entre ejes 19 y 21	VT - 03	2.50	0.25	0.50	0.25	5.00%	95.00%

Fuente: Desarrollo propio

- **Ubicación de rótulas plásticas en vigas del Tanque elevado**

Tabla 2-12

Detalle de viga en un pórtico del tanque elevado



Fuente: Tomado de *planos estructurales del expediente técnico del proyecto*,2021

Tabla 2-13

Distancia relativa en porcentaje de la ubicación de rótulas plásticas en vigas del tanque elevado

NIVEL	UBICACIÓN	VIGA	LUZ LIBRE DE VIGA	ANCHO DE VIGA (b)	ALTURA DE VIGA (h)	LONGITUD PLÁSTICA	% RÓTULA IZQUIERDA	% RÓTULA DERECHA
			(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	(%)
1°-7°	Eje 1 entre ejes A y B	V-55x70	2.00	0.25	0.50	0.25	6.25%	93.75%
1°-7°	Eje 2 entre ejes A y B	V-55x70	2.00	0.25	0.50	0.25	6.25%	93.75%
1°-7°	Eje A entre ejes 1 y 2	V-55x70	2.00	0.25	0.50	0.25	6.25%	93.75%
1°-7°	Eje B entre ejes 1 y 2	V-55x70	2.00	0.25	0.50	0.25	6.25%	93.75%

Fuente: Desarrollo propio

- Para Columnas:

$$p_i = \frac{\frac{l_p}{2}}{L}$$

$$p_j = 1 - \frac{h + \frac{l_p}{2}}{L}$$

pi = Distancia relativa de la rótula plástica en el extremo i de la columna.

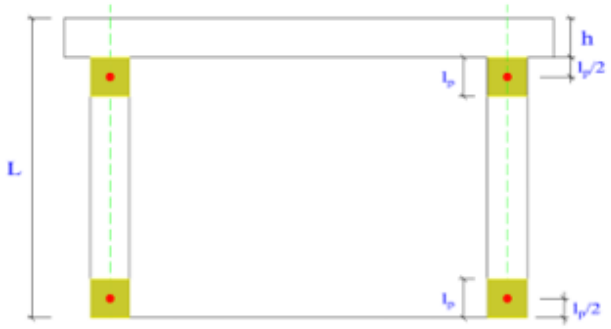
pj = Distancia relativa de la rótula plástica en el extremo j de la columna.

L = Altura total de la columna medida entre niveles de piso (m).

h = Altura de la viga que se apoya sobre la columna (m).

Figura 36

Localización de rótulas plásticas en Columnas



Fuente: Tomado de *Evaluación del desempeño sísmico de los bloques B y C del conjunto multifamiliar Colibrí ubicado en la ciudad de Chiclayo, Lambayeque* por Bravo &Montenegro (2019)

- **Ubicación de rótulas plásticas en columnas del bloque III (Biblioteca)**

Tabla 2-14

Distancia relativa en porcentaje de la ubicación de rótulas plásticas en columnas del bloque III

NIVEL	COLUMNA	LUZ LIBRE DE COLUMNA	ANCHO DE COLUMNA (b)	PERALTE DE COLUMNA (h)	LONGITUD PLÁSTICA	% RÓTULA IZQUIERDA	% RÓTULA DERECHA
		(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	(%)
1°	C-01	3.00	0.25	1.25	0.625	10.42%	89.58%
2° y 3°	C-01	2.55	0.25	1.25	0.625	12.25%	87.75%

Fuente: Desarrollo propio

- **Ubicación de rótulas plásticas en columnas del bloque IV (Aulas)**

Tabla 2-15

Distancia relativa en porcentaje de la ubicación de rótulas plásticas en columnas del bloque IV

NIVEL	COLUMNA	LUZ LIBRE DE COLUMNA	ANCHO DE COLUMNA	PERALTE DE COLUMNA (b)	LONGITUD PLÁSTICA	% RÓTULA IZQUIERDA	% RÓTULA DERECHA
		(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	(%)
1°	C-01	3	0.25	1.50	0.75	12.50%	87.50%
2°-3°-4°	C-01	2.55	0.25	1.50	0.75	14.71%	85.29%

Fuente: Desarrollo propio

- **Ubicación de rótulas plásticas en columnas del tanque elevado**

Tabla 2-16

Distancia relativa en porcentaje de la ubicación de rótulas plásticas en columnas del tanque elevado

NIVEL	COLUMNA	LUZ LIBRE DE COLUMNA	ANCHO DE COLUMNA (b)	PERALTE DE COLUMNA (h)	LONGITUD PLÁSTICA	% RÓTULA IZQUIERDA	% RÓTULA DERECHA
		(m)	(m)	(m)	(m)	(%)	(%)
1°	C-01	3.10	0.80	0.80	0.4	6.45%	93.55%
2° - 7°	C-01	2.90	0.80	0.80	0.4	6.90%	93.10%

Fuente: Desarrollo propio

2.2.7.11 Plasticidad distribuida

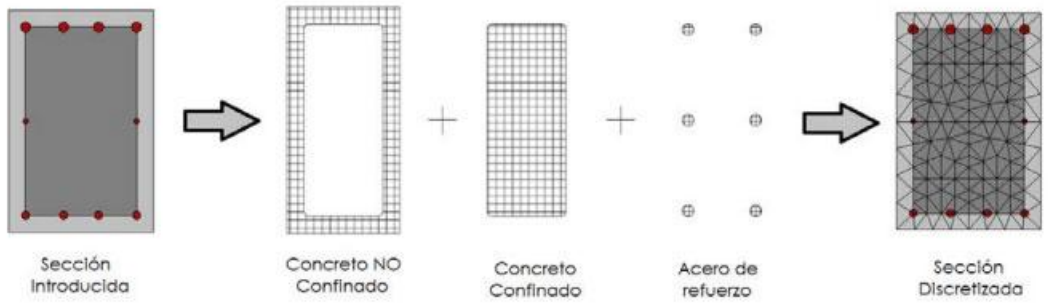
Los modelos de plasticidad distribuida ofrecen una representación más detallada del comportamiento inelástico de los elementos estructurales, permitiendo capturar las no linealidades que se desarrollan a lo largo de toda su longitud. En contraste con los enfoques que asignan la plasticidad a puntos definidos, estos modelos permiten que la no linealidad del material se manifieste de forma continua a lo largo del elemento estructural. La respuesta global se obtiene mediante la integración numérica de las contribuciones seccionales, lo que implica que solo se puede monitorear la respuesta en puntos discretos de integración. Las fuerzas internas o deformaciones se consideran como incógnitas del sistema, y se determinan mediante funciones de interpolación. El comportamiento constitutivo de cada sección se modela ya sea mediante la teoría clásica de esfuerzo-deformación, o mediante la discretización en fibras, que permite capturar la distribución de esfuerzos en el área transversal. Estos modelos asumen que las secciones planas permanecen planas, lo que implica una distribución lineal de la deformación sobre la sección. (Taucer, Spacone, & Filippou, 1991)

El uso de rótulas de tipo fibra en modelos de plasticidad distribuida permite simular la respuesta inelástica de los elementos estructurales mediante la discretización de la sección transversal en múltiples puntos de material. Cada fibra representa una porción de la sección con

propiedades específicas, lo que permite evaluar directamente las tensiones normales y considerar la interacción entre esfuerzos axiales y flexionantes. Este enfoque, respaldado por Cabrero (2014), ofrece una transición gradual entre los distintos rangos de comportamiento del material: elástico, plástico y de rotura. En la figura 37 se ilustra la composición de estas rótulas, que serán utilizadas en esta tesis para modelar columnas y muros de corte, donde la precisión en la distribución de esfuerzos es fundamental para evaluar el desempeño estructural.

Figura 37

Sección de Columna de concreto armado discretizada transversalmente



Fuente: Tomado de Cabrero(2014)

2.2.7.12 No linealidad de muros de albañilería confinada

Los muros de albañilería confinada se modelan en los programas computacionales de diferentes maneras con la intención de conocer las solicitaciones que el muro requiere resistir ante la acción de cargas laterales. Para estudiar el desempeño estructural de muros confinados, se han desarrollado distintos modelos matemáticos los más comunes incluyen los siguientes enfoques.

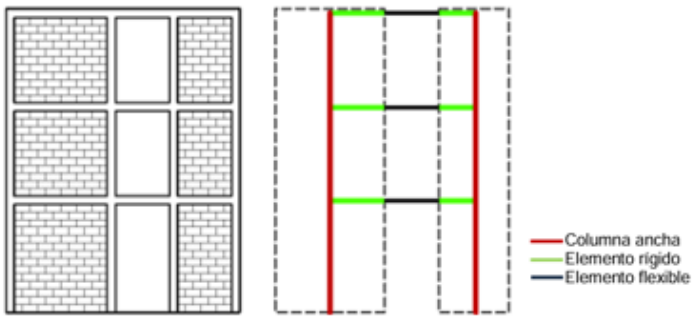
2.2.7.12.1 Modelo Matemático de Columna ancha:

Modelar una estructura de albañilería confinada por medio del método de columna ancha, consiste esencialmente en que los muros se sustituyen por columnas ubicadas en sus centroides, a las que se les asigna las secciones transversales de los muros adecuadamente transformadas. Para obtener la sección transformada de un muro se debe sustituir las áreas de

concreto por áreas de albañilería. Los dinteles que conectan a las columnas se modelan de manera que los segmentos contenidos dentro de los muros es decir las vigas soleras estén considerados como infinitamente rígido, y los segmentos fuera de ello tomen en cuenta la contribución de la losa. En la figura 38 se esquematiza el modelo matemático de columna ancha de la forma descrita anteriormente.

Figura 38

Modelo Matemático de Columna Ancha

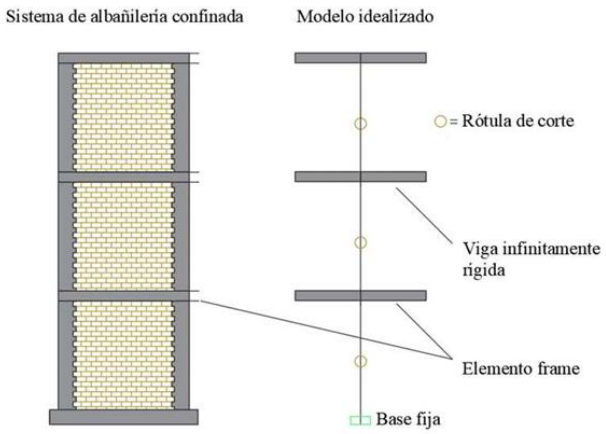


Fuente: Tomado de *Guía para el análisis de Estructuras de Mampostería* por Pérez Gavilán (2012)

En la fig. 39 se puede apreciar la aplicación del Marco Equivalente, donde el método de la columna ancha se adapta para representar muros estructurales como elementos tipo frame, asignándoles sus respectivas propiedades geométricas y mecánicas. Para simular la deformación por corte, se incorpora una rótula plástica en el centro de la altura total del muro, lo que permite capturar la flexibilidad lateral del sistema. Además, se añade una viga con rigidez infinita en la parte superior del marco, cuya función es eliminar cualquier flexión en los elementos horizontales, garantizando condiciones de apoyo rígidas para la transferencia de carga entre los componentes verticales.

Figura 39

Rótula de Corte en modelo de Marco Equivalente



Fuente: Tomado de *Funciones de fragilidad analíticas mediante análisis dinámico incremental* por Gonzales y Aguilar (2020)

Para modelar adecuadamente los muros de albañilería confinada, se requiere una evaluación conjunta de la mampostería y los elementos de concreto que la rodean, ya que ambos contribuyen a la rigidez y resistencia del sistema. La determinación de las propiedades de la columna ancha se realiza mediante una sección transformada, que ajusta las propiedades mecánicas de los materiales según su módulo de elasticidad relativo. En modelos planos, es indispensable incorporar las secciones fuera del plano, como los muros perpendiculares, para capturar correctamente la interacción espacial. En modelos tridimensionales, estas secciones se integran directamente en el análisis, permitiendo una simulación más realista del comportamiento estructural.

El modelo de columna ancha facilita la incorporación de las propiedades de corte y flexión de los muros en análisis estructurales, utilizando una sección equivalente que refleja tanto la geometría como el comportamiento del material. Esta idealización permite calcular la rigidez lateral elástica (K) de los elementos de barra mediante expresiones clásicas de la teoría de vigas. Una fórmula comúnmente utilizada en software de análisis es:

$$K = \left(\frac{h^3}{\beta EI} + \frac{h}{GA} \right)^{-1}$$

Donde:

h = Altura del muro

A = Área de corte de la sección de muro

I = Representa la inercia de la sección transversal del muro.

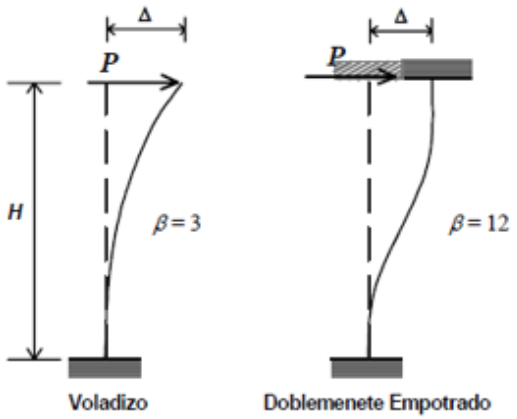
E = Corresponde al módulo de elasticidad del material de mampostería.

G = Define el módulo de corte asociado a la mampostería.

β = Factor de condiciones de apoyo (figura 40)

Figura 40

Factor de condición de apoyo



Fuente: Tomado de Evaluación analítica de la respuesta sísmica de las edificaciones de mampostería por Zúñiga ,2005

La relación entre las deformaciones por corte/flexión y la geometría del muro puede analizarse mediante la relación de aspecto L/H, donde L representa la longitud horizontal del muro y H su altura vertical. Esta relación es un parámetro clave para identificar el mecanismo dominante de deformación en muros estructurales sometidos a cargas laterales. Según lo ilustrado en la Figura 41, a medida que la relación L/H se incrementa, se observa un aumento

progresivo en las deformaciones por corte, mientras que las deformaciones por flexión tienden a disminuir. Este comportamiento refleja una transición en el modo de respuesta del muro: los elementos más largos y bajos (con L/H > 1) tienden a responder predominantemente por corte, mientras que los elementos más altos y esbeltos presentan una mayor contribución flexional.

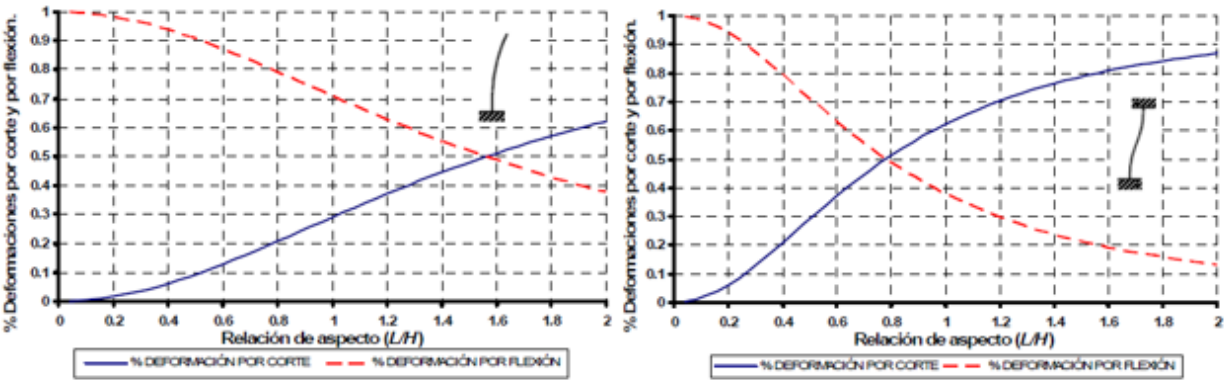
En condiciones de empotramiento perfecto, donde los extremos del muro están rígidamente conectados a elementos horizontales y verticales (como vigas y losas confinantes), esta tendencia se acentúa. El empotramiento restringe la rotación en los extremos, lo que favorece la aparición de deformaciones por corte como mecanismo principal de disipación de energía. Esta condición es especialmente relevante para muros de albañilería confinada, los cuales se comportan como sistemas monolíticos y continuos debido a la interacción entre la mampostería y los elementos de concreto que la rodean. En consecuencia, la hipótesis de empotramiento perfecto resulta válida en la mayoría de los modelos estructurales que buscan representar el comportamiento real de estos sistemas bajo solicitaciones sísmicas.

Este análisis permite ajustar los modelos de elementos tipo barra (como el marco equivalente o la columna ancha) para que reflejen adecuadamente la rigidez lateral, la disipación de energía y la distribución de esfuerzos en función de la geometría del muro y sus condiciones de borde. Además, proporciona criterios para decidir si el comportamiento debe ser modelado con predominancia de corte, flexión o una combinación de ambos, según el rango de L/H y el tipo de conexión estructural.

En conclusión, las deformaciones por corte aumentan con la relación L/H, mientras que las de flexión disminuyen. En muros con empotramiento perfecto y L/H > 1, domina el corte. Esta condición es válida en estructuras de mampostería por su comportamiento continuo.

Figura 41

Deformaciones por Flexión y Cortante



Fuente: Tomado de *Evaluación analítica de la respuesta sísmica de las edificaciones de mampostería* por Zúñiga ,2005

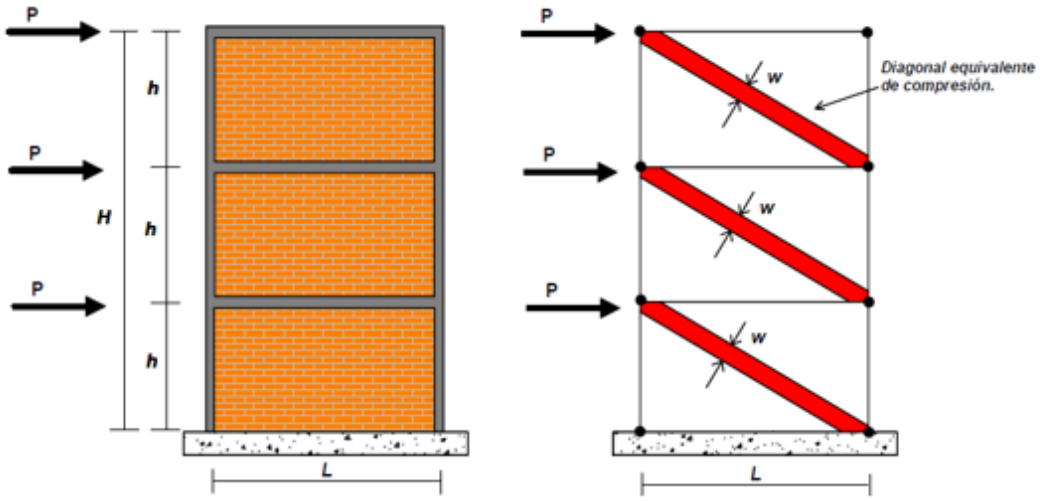
2.2.7.12.2 Modelo de la Diagonal equivalente:

Cuando una estructura se ve expuesta a fuerzas laterales, los esfuerzos internos en los muros tienden a concentrarse en una banda diagonal, generando un puntal de compresión que transmite las fuerzas hacia los apoyos. Este comportamiento ha dado lugar al desarrollo del modelo de compresión diagonal equivalente, mediante el cual el muro de mampostería se representa como una serie de elementos diagonales que simulan la trayectoria de los esfuerzos principales. Las propiedades mecánicas de estas diagonales dependen tanto de la rigidez del marco de concreto que confina al muro, como de la resistencia y rigidez a corte del panel de albañilería. (Zúñiga, 2005)

La Figura 42 muestra la aplicación de este modelo en un muro de tres niveles, donde cada panel se idealiza mediante una diagonal de compresión que permite capturar el comportamiento global del sistema ante solicitaciones sísmicas.

Figura 42

Modelo matemático de la Diagonal Equivalente



Fuente: Tomado de *Evaluación analítica de la respuesta sísmica de las edificaciones de mampostería* por Zúñiga, 2005

Bazán (1980) desarrolló una expresión matemática que permite estimar el ancho efectivo de la diagonal de compresión equivalente. Esta formulación surge como parte del modelo simplificado que representa el muro mediante un puntal diagonal, y considera factores geométricos y mecánicos que influyen en la transmisión de esfuerzos. La ecuación propuesta por Bazán ha sido ampliamente utilizada en modelos tipo marco para simular la contribución de la mampostería al sistema estructural.

$$\frac{w}{H} = (0.35 + 0.022\lambda) \qquad \lambda = \frac{(E_c A_c)}{(G_m A_m)}$$

Donde:

w = Ancho de la diagonal de compresión.

λ =Parámetro adimensional que toma en cuenta las rigideces relativas entre muro y marco ($0.9 \leq \lambda \leq 11.0$)

H = Altura del muro.

Ec = Módulo de elasticidad del concreto.

Ac = Área transversal de los elementos verticales que confinan a la mampostería.

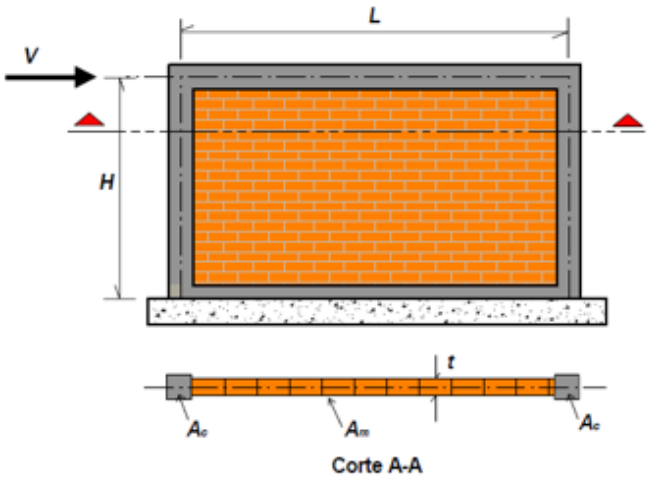
Gm = Módulo de corte del material mampostería.

Am = Área transversal del panel de mampostería.

La Figura 43 ilustra de una manera clara y sencilla la definición de los valores utilizados para calcular la diagonal equivalente.

Figura 43

Parámetros para calcular Diagonal equivalente



Fuente: Tomado de Evaluación analítica de la respuesta sísmica de las edificaciones de mampostería por Zúñiga, 2005.

Un punto muy importante a considerar es que los modelos analíticos que son derivados de la diagonal equivalente son más complejos que los derivados del modelo de columna ancha, además el método de la diagonal equivalente no refleja la rigidez inicial de los muros de albañilería, debido a que la ecuación propuesta por Bazán considera el daño causado por las grietas horizontales y diagonales en la albañilería.

Debido a esto, en ciertos casos, utilizar la diagonal equivalente para modelar una estructura de albañilería confinada no proporciona estimaciones precisas de la rigidez elástica inicial. (Zúñiga, 2005)

2.2.7.12.3 Modelo de Puntal-Tirante:

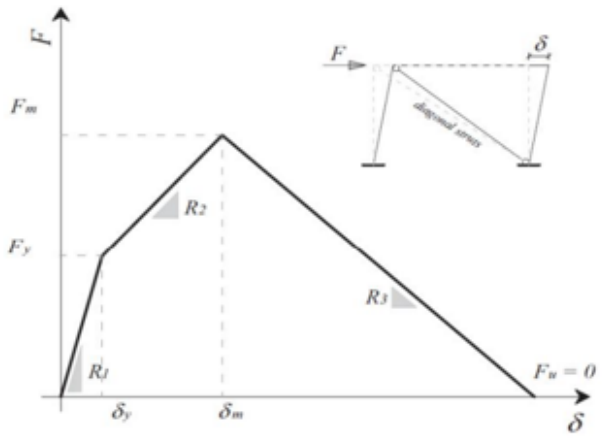
Este modelo idealiza la respuesta de los muros de albañilería ante fuerzas horizontales mediante elementos que trabajan axialmente: los puntales absorben compresión y los tirantes desarrollan tracción, replicando el patrón diagonal de esfuerzos identificado en pruebas de laboratorio.

Martinelli(2015) utiliza un modelo Puntal-Tirante compuesto de tres segmentos rectos, estos segmentos representan la fase lineal del muro, la etapa posterior a la fluencia y el ablandamiento del elemento como se puede observar en la figura 44. Es importante señalar que, el modelo de Martinelli no considera la fase elástica no agrietada y sí el modelo elástico agrietado siendo la primera pendiente el comportamiento lineal, por lo anteriormente expuesto se espera diferencias en los resultados obtenidos por este modelo.

Figura 44

Curva Fuerza -Desplazamiento en modelo Puntal -Tirante

Curva Fuerza -Desplazamiento en modelo Puntal -Tirante



Fuente: Tomado de *Evaluación del desempeño sismorresistente aplicando el método de análisis estático no lineal pushover en una edificación de 4 niveles por* Riva Agüero ,2019

De acuerdo con Riva Agüero (2019), quien retoma el modelo propuesto por Martinelli (2015), la configuración del esquema trilineal se basa en cuatro puntos clave. El primer punto corresponde al origen del sistema de coordenadas, mientras que el segundo representa el inicio

del comportamiento inelástico, definido por el desplazamiento de fluencia y la fuerza correspondiente a este desplazamiento. Esta última puede calcularse mediante una expresión que considera las propiedades mecánicas y geométricas del muro, tal como se detalla a continuación.

Para estimar la fuerza de fluencia, el modelo propuesto por Martinelli considera las propiedades geométricas y mecánicas del muro, permitiendo una aproximación analítica que facilita su implementación en modelos simplificados. La expresión utilizada para calcular esta fuerza se presenta a continuación:

$$F_y = 0.60F_m$$

El parámetro F_m representa el valor máximo de carga horizontal que el muro puede resistir antes de alcanzar su condición última. Para determinar la fuerza de fluencia, se considera la pendiente elástica inicial del modelo trilineal y el desplazamiento de fluencia correspondiente. Esta relación permite definir el segundo punto del modelo, que indica el comienzo del comportamiento no lineal de la estructura. La expresión utilizada es:

$$R_1 = \frac{G_w t_w l_w}{h_w}$$

Donde, Gw, corresponde a la rigidez al corte de la albañilería ; mientras que tw ; lw y hw, definen las dimensiones geométricas del muro la altura como lo son su espesor, longitud y altura respectivamente. La combinación de estos dos valores permite determinar el desplazamiento de fluencia del muro (d_y):

$$d_y = \frac{Fy}{R_1}$$

Según el modelo citado por Martinelli (2015), la fuerza lateral máxima Fm que puede resistir un muro de mampostería confinada se estima considerando las propiedades mecánicas del material y la geometría del panel. La expresión propuesta es:

$$F_m = 0.818 \frac{f_{ws} t_w l_w}{C_I} \left(1 + \sqrt{C_I^2 + 1}\right),$$

$$C_I = 1.925 \frac{l_w}{h_w},$$

El parámetro fws representa la resistencia específica del panel de mampostería frente a compresión diagonal, obtenida mediante ensayos normalizados que aplican carga en dirección diagonal sobre el muro. Este valor permite estimar la capacidad del sistema ante solicitaciones laterales. Martinelli (2015), tras analizar múltiples resultados de laboratorio, sugiere utilizar un valor de 0.005 como proporción del desplazamiento máximo, lo cual facilita la definición del punto de rotura en modelos trilineales.

2.2.7.12.4 Modelo tipo Link

En los software estructurales tipo ETABS o SAP 2000 se encuentran los elementos tipo link que cumplen con diferentes funciones en el modelado de diversas estructuras , dentro de sus usos está en simular la plasticidad de los muros de albañilería modelando los muros como un puntal que puede estar orientado de manera diagonal o vertical, enfocando la rigidez y demás características tanto lineales como no lineales en el centro del elemento.

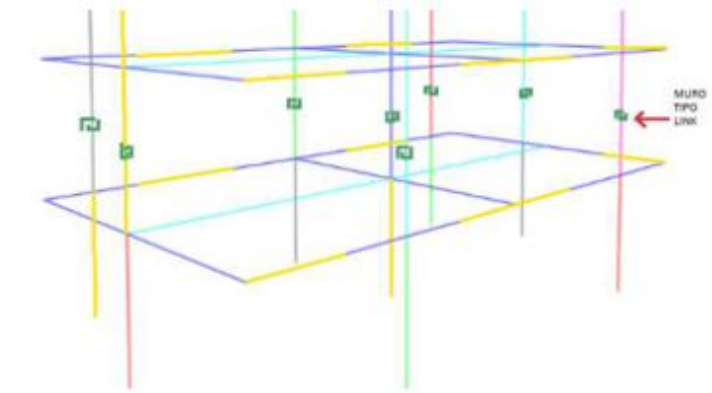
Sáenz (2018) modeló una edificación de dos niveles de la ciudad de Maule, Chile,considerando elementos tipo link para los muros de albañilería, siendo el primer nivel íntegramente de concreto armado,sólo se colocaron link en el segundo nivel asumiendo que el daño se iba a dar en este nivel ya que el primer piso se iba a comportar elásticamente .

En la fig. 45 se puede apreciar la estructura de 2 pisos con los link asignados en los elementos frames que simulan a los muros de albañilería confinada. Un estudio del 2014 había comprobado que para el terremoto de Maule del 2010, sólo el segundo piso había presentado agrietamiento.

Figura 45

Elementos tipo link simulando a los Muros de Albañilería

Elementos tipo link simulando a los Muros de Albañilería



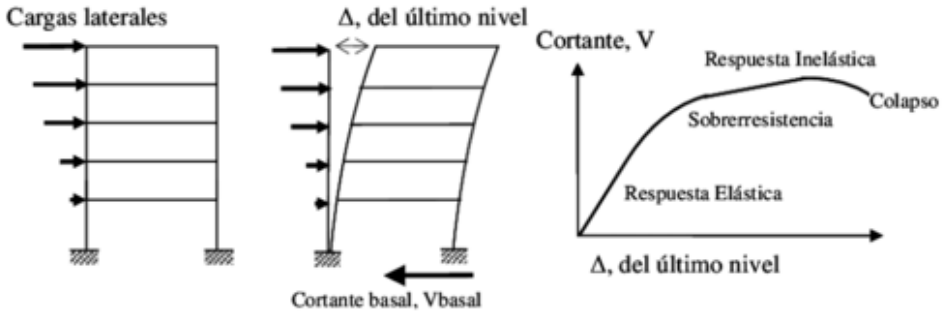
Fuente: Tomado de *Curvas de fragilidad de estructuras de albañilería confinada empleando la base de registros sísmicos chilenos* por Sáenz,2018

2.2.8 Análisis estático no lineal -pushover

Este análisis permite caracterizar la respuesta no lineal de una estructura ante solicitaciones laterales mediante la aplicación de fuerzas horizontales crecientes. Estas cargas se distribuyen según un patrón predefinido (modal, uniforme, etc.) y se incrementan gradualmente hasta que la edificación llega a su límite de capacidad estructural. El procedimiento, ilustrado en la Figura 46, permite registrar la evolución de daños, incluyendo fisuración, plastificación y colapso local o global. El gráfico obtenido refleja el vínculo entre la fuerza cortante en la base y el desplazamiento progresivo aplicado en la parte superior de la edificación, caracterizando su comportamiento no lineal., y permite identificar los estados límite funcionales, así como los puntos críticos de desempeño para cada componente estructural. (Guevara, Osorio & Vargas, 2006)

Figura 46

Secuencia del proceso de análisis Pushover



Fuente: Tomado de *Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica* por Arango, Paz, & Duque, 2009

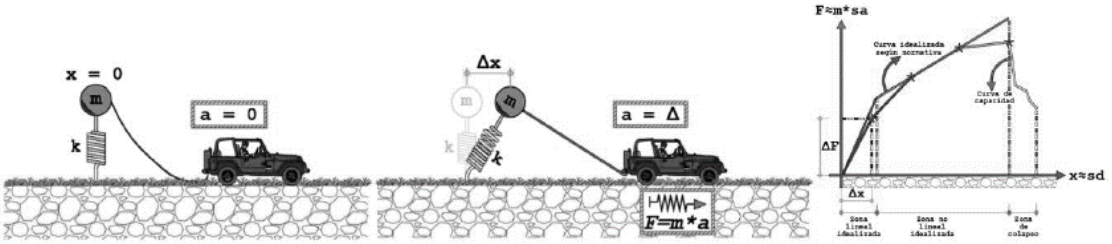
A medida que la estructura se encuentra sometida a un patrón de cargas que se incrementa , irán apareciendo rótulas plásticas ya asignadas en los elementos estructurales evidenciando el tipo de falla que puede ser de dos tipos :frágil o dúctil. En conclusión mientras más ductilidad posea la estructura que dependerá del diseño estructural y a la vez de los tipos de material que la conformen, entonces ofrecerá más rango de deformación en su estado inelástico ,por lo tanto se podrá decir que va a presentar una mayor capacidad estructural.

2.2.8.1 Características del método pushover

- ✓ Facilita la reducción de un sistema complejo con múltiples grados de libertad a un modelo equivalente más sencillo de un grado de libertad.

Figura 47

Sistema equivalente de la estructura a un grado de libertad



Fuente: Tomado de *Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No Lineal Pushover* por Flores, 2020

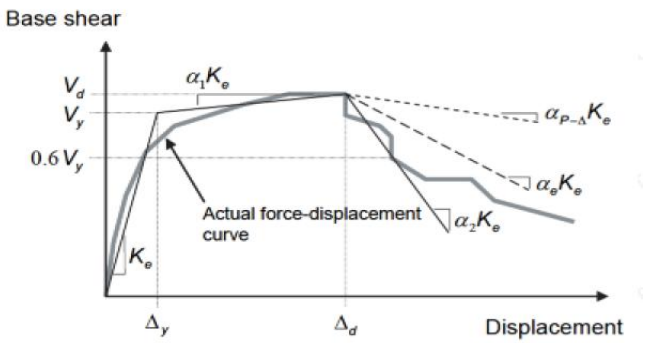
- ✓ Facilita la generación de la curva de capacidad, la cual vincula la fuerza lateral aplicada con el desplazamiento estructural resultante.
- ✓ Hace posible determinar el grado de ductilidad del sistema estructural a partir de la proporción entre el desplazamiento final y el desplazamiento que marca el inicio del comportamiento no lineal.
- ✓ Permite detectar el agrietamiento, la fluencia y la falla de los elementos estructurales a lo largo del análisis.

2.2.8.2 Ductilidad del sistema estructural(u)

La ductilidad de una estructura se refiere a su capacidad para experimentar grandes deformaciones inelásticas sin perder estabilidad ni resistencia global. Esta propiedad es esencial ya que permite que la edificación absorba y disipe energía durante eventos extremos. Mediante el análisis Pushover, se caracteriza la respuesta estructural frente a cargas laterales crecientes, obteniendo una curva que relaciona el desplazamiento superior con la fuerza basal, reflejando el comportamiento no lineal de la edificación. A través de esta curva, es posible identificar el punto de cedencia (inicio del comportamiento inelástico) y el punto de desplazamiento último (colapso estructural), lo que permite calcular el factor de ductilidad como la razón entre ambos desplazamientos.

Figura 48

Curva de Capacidad según ATC 40



Fuente: Tomado de FEMA 440(2005)

La ductilidad del sistema se determina a partir de dos puntos clave en la curva de capacidad: el desplazamiento último, que representa el máximo nivel de deformación alcanzado por la estructura antes del colapso, y el desplazamiento de fluencia, que marca el inicio del comportamiento no lineal. A partir de estos valores, el coeficiente de ductilidad se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y}$$

Donde:

μ: Coeficiente de ductilidad

Δd: Desplazamiento último

Δy: Desplazamiento de fluencia

2.2.8.3 Patrón de cargas laterales

De acuerdo con las recomendaciones de FEMA 356 (2000), el análisis Pushover debe considerar dos distribuciones verticales de carga lateral, cada una perteneciente a un grupo distinto. Esta exigencia responde a la necesidad de evaluar la estructura bajo diferentes escenarios de demanda sísmica, ya que la respuesta puede variar significativamente según el patrón de carga aplicado. Los patrones se agrupan en función de su dependencia con la masa o con la forma modal de la estructura, y se describen a continuación:

GRUPO 1

a) Carga lateral distribuida proporcional a los valores de CV

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i^k}$$

Cvx = Coeficiente que define cómo se distribuye la carga lateral a lo largo de la altura de la estructura.

k = Parámetro que toma el valor de 2.0 cuando el periodo T es igual o mayor a 2.5 segundos, y 1.0 cuando T es igual o menor a 0.5 segundos; para valores intermedios se aplica interpolación lineal.

wx = Proporción del peso total de la edificación correspondiente al nivel x.

x = Distancia vertical, medida en pies, desde la base hasta el nivel x.

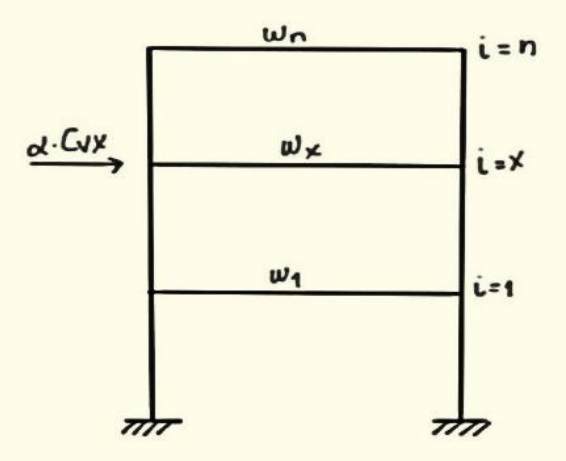
wi = Fracción del peso total de la estructura asignada al nivel i.

hi = Altura (en pies) desde la base hasta el nivel i

Nota: Válido cuando la masa participativa en modo fundamental βl ≥ 75%.

Figura 49

1er Caso de carga Lateral Grupo 1

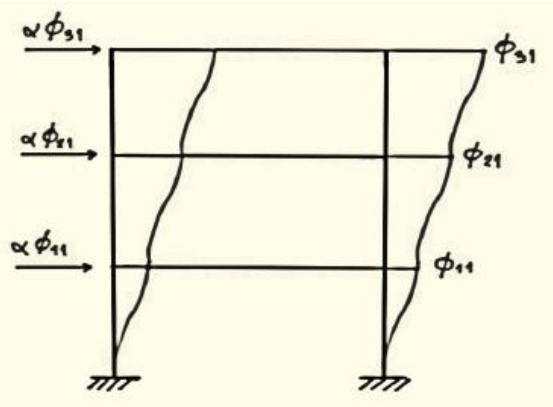


Fuente: Tomado de *Análisis Estático no lineal y desempeño estructural* por Bondarenko, 2018

b) Carga lateral distribuida vertical proporcional al modo fundamental de vibración.

Figura 50

2do caso de carga lateral Grupo 1



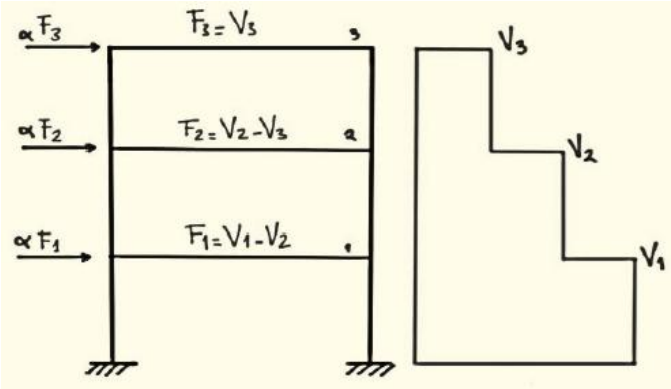
Fuente: Tomado de *Análisis Estático no lineal y desempeño estructural* por Bondarenko, 2018

c) Cargas laterales distribuidas verticalmente según las fuerzas de piso, calculadas mediante la superposición modal en un análisis espectral. Se deben incluir modos suficientes para

alcanzar al menos el 90% de participación modal, y emplear el espectro sísmico correspondiente al sitio y tipo de estructura.

Figura 51

3er caso de carga lateral Grupo 1



Fuente: Tomado de *Análisis Estático no lineal y desempeño estructural* por Bondarenko, 2018

Este patrón de carga lateral está recomendado para estructuras cuyo período fundamental de vibración supera 1.0 segundo, ya que refleja con mayor precisión la distribución de fuerzas inerciales en edificaciones flexibles.

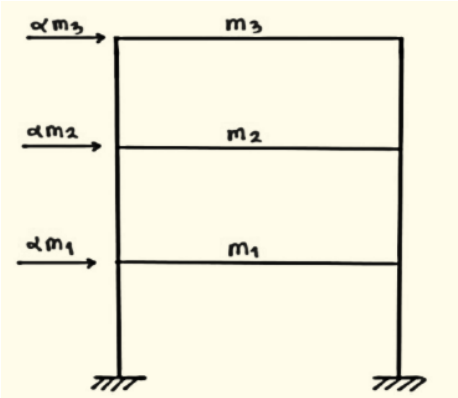
$$T \geq 1seg$$

GRUPO 2

a) Cargas laterales distribuidas en cada nivel, en función a la masa total de cada piso.

Figura 52

Caso de carga lateral correspondiente a Grupo 2



Fuente: Tomado de *Análisis Estático no lineal y desempeño estructural* por Bondarenko, 2018

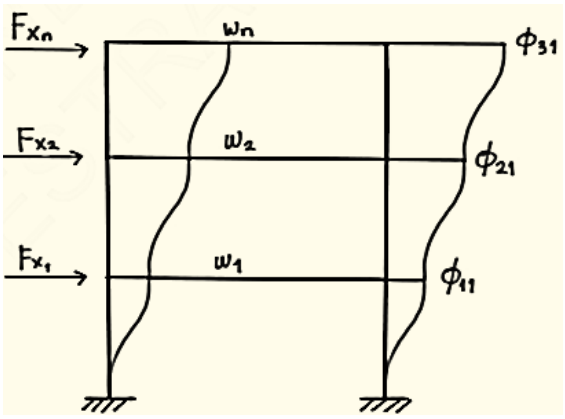
En el caso del FEMA 440 (2005) el patrón de carga lateral a considerar para fines de análisis estático no lineal es el siguiente:

$$F_x = \frac{w_x \phi_x}{\sum w_x \phi_x} V$$

Considerando la configuración estructural y las cargas permanentes, se asigna un patrón de carga lateral distribuido verticalmente en función de la masa de cada piso multiplicada por la forma modal asociada al modo fundamental. Esta estrategia permite representar de manera más realista la demanda sísmica esperada, especialmente en estructuras donde el modo fundamental domina la respuesta dinámica.

Figura 53

Patrón de carga lateral según FEMA 440



Fuente: Tomado de *Análisis Estático no lineal y desempeño estructural* por Bondarenko, 2018

Los estudios experimentales y analíticos recopilados en FEMA 440 (2005) concluyen que el uso de diversos patrones de carga lateral no incrementa sustancialmente la confiabilidad del análisis Pushover. En consecuencia, la norma ASCE/SEI 41-13 propone como criterio el uso de una distribución de cargas basada en el modo fundamental, con el objetivo de mejorar la eficiencia del procedimiento manteniendo su rigor técnico.

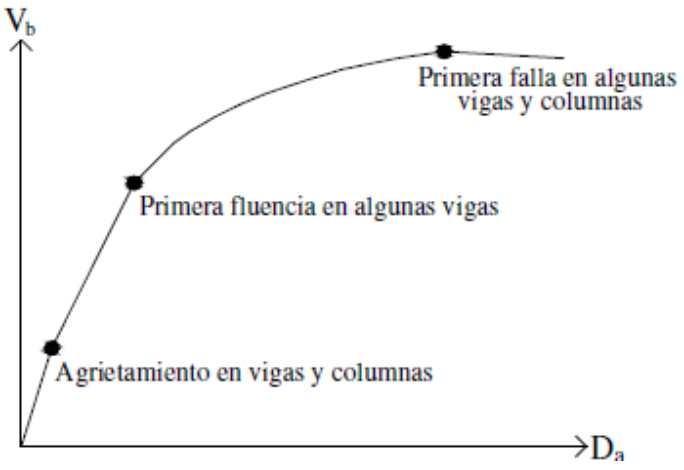
2.2.8.4 Curva de capacidad

Durante el análisis Pushover, se genera una curva que vincula el corte basal con el desplazamiento progresivo en la parte alta de la estructura, reflejando su respuesta ante cargas laterales crecientes. En la Figura 54, se observa una fase inicial de comportamiento elástico, seguida por el ingreso al rango inelástico, donde la estructura acumula daños progresivos. Al alcanzar la capacidad máxima, se presentan grandes deformaciones sin aumentos adicionales en la fuerza cortante, lo que refleja el agotamiento de la capacidad resistente y el inicio de la fase de colapso controlado.

Según lo planteado por Escamilla (2010), esta curva caracteriza la respuesta estructural de una edificación ante un evento sísmico definido, vinculando la fuerza en la base(V_B) con el desplazamiento horizontal en el nivel más alto(Da). Esta curva permite visualizar la evolución del comportamiento estructural, desde el estado inicial elástico, pasando por la aparición de fisuras, el inicio de la fluencia, hasta llegar a la falla global del sistema, reflejando así los distintos estados límite funcionales.

Figura 54

Curva de capacidad y proceso de falla en los elementos estructurales



Fuente: Tomado de *Estudio comparativo de las tendencias actuales del método del empujón para la evaluación de estructuras reticulares* por Escamilla,2010

2.2.8.4.1 Redundancia Estructural

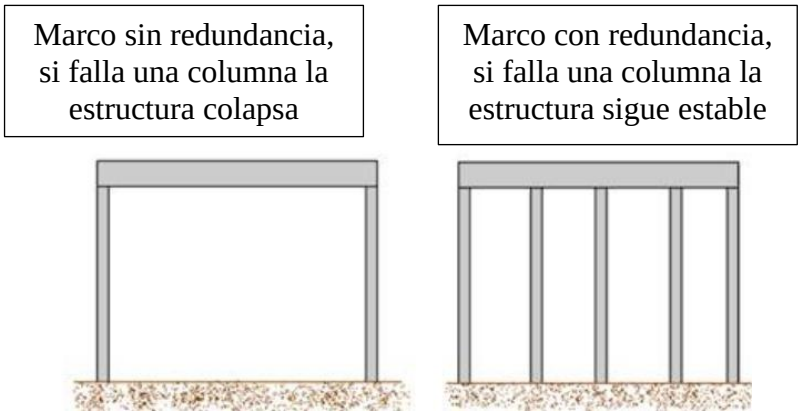
Es la propiedad que permite a una edificación seguir respondiendo estructuralmente ante solicitaciones externas sin perder estabilidad y mantener su funcionalidad incluso cuando uno o varios de sus componentes fallan. Esto se logra mediante la incorporación de múltiples líneas de carga y elementos de refuerzo adicionales que proporcionan respaldo y resistencia en caso de fallo parcial.

En sistemas estructurales con varias trayectorias de carga, la redundancia actúa como un mecanismo de compensación en el momento en que se generan concentraciones de deformación plástica en los elementos resistentes verticales de la estructura. Una vez que un soporte vertical alcanza su límite plástico, los momentos flectores se redistribuyen hacia elementos adyacentes, lo que permite mantener la estabilidad y prolongar la capacidad de disipación de energía del conjunto. Esta capacidad de redistribución contribuye a mejorar el desempeño global del sistema, evitando concentraciones excesivas de demanda y promoviendo mecanismos de falla más dúctiles. (Mwafi & Elnashai, 2002)

Normativas internacionales coinciden en que los sistemas estructurales con mayor redundancia, es decir, con reservas de resistencia y múltiples líneas de carga, exhiben un mejor desempeño ante acciones sísmicas cíclicas, ya que pueden redistribuir esfuerzos internos y retardar la formación de mecanismos de colapso, incluso bajo grandes demandas de desplazamiento. (Izquierdo & Mendoza, 2022)

Figura 55

Redundancia de elementos estructurales



Fuente: Tomado de *Daño sísmico Estructural* por Laboratorio de ingeniería sísmica INII-UCR, 2012

2.2.8.4.2 Sobre resistencia Estructural

Se entiende por reserva de resistencia la diferencia entre el nivel máximo de respuesta estructural antes del colapso y la demanda prevista en el diseño, lo que representa un indicador de seguridad adicional frente a eventos extremos. Gracias a esta propiedad, los elementos de concreto armado pueden absorber cargas adicionales más allá de su límite elástico sin fallar de forma súbita, siempre que se garantice una secuencia de falla controlada, donde el acero fluya antes que el concreto falle. Por ello, la capacidad estructural no se limita al corte basal de fluencia (Vy), sino que debe considerar también el corte basal último, que refleja el punto máximo de resistencia antes del colapso.

Según lo establecido en *FEMA-750* (FEMA, 2009), , la fluencia significativa se define como el punto en el que se desarrollan zonas de plastificación total en los elementos críticos de la estructura, marcando el inicio del comportamiento inelástico global. A medida que se incrementa la carga lateral, estas zonas evolucionan progresivamente, permitiendo que la estructura aumente su resistencia hasta alcanzar la capacidad máxima, representada por el corte basal último. Esta capacidad es considerablemente mayor que el valor correspondiente a la primera fluencia, y la relación entre ambos define la sobre resistencia (Ω), cuantificada como:

$$\Omega = \frac{V_u}{V_d}$$

Donde:

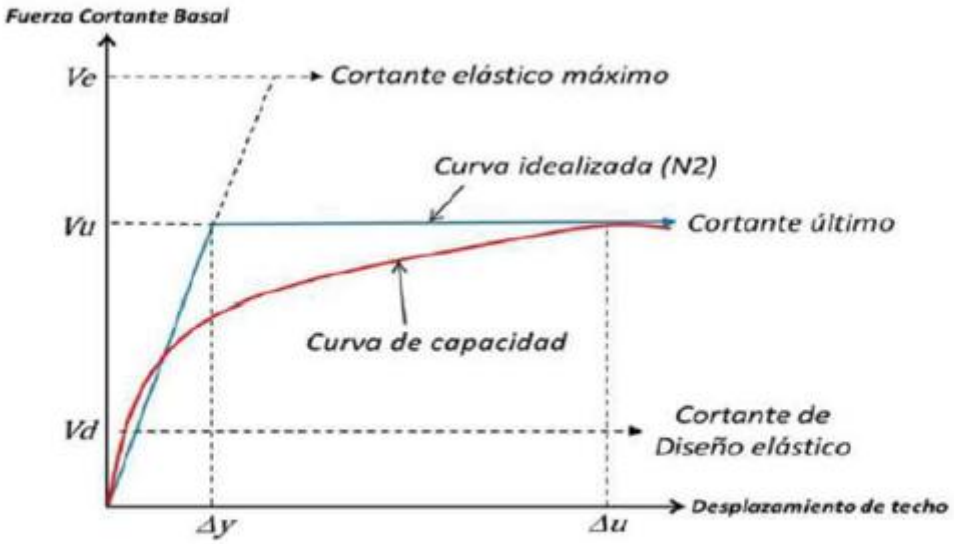
V_u= Fuerza cortante última.

V_d= Fuerza cortante máxima elástica o cortante de diseño.

Si bien la reserva de resistencia suele considerarse una propiedad favorable en el diseño sismorresistente, es importante señalar que no siempre contribuye positivamente al desempeño estructural. En ciertos casos, como cuando las vigas presentan una capacidad superior a la prevista, puede generarse el mecanismo indeseado de viga fuerte–columna débil, lo cual contradice los principios fundamentales del diseño conceptual, que buscan garantizar la formación de mecanismos de colapso controlados y globales. (Vielma, 2011)

Figura 56

Cortante basal de diseño y Cortante último en Curva de capacidad



Fuente: Tomado de *Vulnerabilidad sísmica en edificaciones porticadas compuestas de acero y hormigón armado* por Ugel, 2015

La reserva de resistencia ha sido objeto de análisis en estudios anteriores mediante modelación computacional avanzada, donde se han simulado distintos escenarios de carga y plastificación progresiva. Estas simulaciones han permitido identificar la magnitud de la sobre

resistencia y su impacto en la formación de mecanismos de colapso, así como en la redistribución de esfuerzos internos. (Osteraas y Krawinkler, 1990; Uang y Maarouf, 1993; Hwang y Shinozuka, 1994). En la Tabla 2-17 se recopilan datos representativos de estructuras de hormigón armado, mostrando diferencias significativas en los valores de reserva de resistencia. Esta variabilidad está asociada a la configuración estructural, la distribución de rigidez, y el tipo de mecanismo de colapso predominante, lo cual permite evaluar el grado de robustez y redundancia de cada sistema.

Tabla 2-17

Reserva de resistencia en diferentes estudios

AUTORES	TIPOLOGÍA	RESERVA DE RESISTENCIA
Osteraas y Krawinkler (1990)	Pórtico resistente a momento	2,1-6,5
Uang y Maarouf (1993)	Edificio de concreto de 6 niveles	1,9
Hwang y Shinozuka (1994)	Edificio de concreto de 6 niveles	2,2

Fuente: Adaptado de (Vielma, 2011)

De acuerdo a Humar & Rahgozar(1996) en la Figura 57 , corresponde al estudio de un pórtico elemental de un solo nivel y un solo vano, diseñado para representar un sistema estructural simplificado bajo condiciones controladas. En este modelo, la viga horizontal está sometida a cargas gravitacionales constantes, que simulan el peso propio y las cargas permanentes, además de una fuerza lateral creciente (F) que se aplica de forma progresiva y representa el corte basal (V) inducido por una acción sísmica idealizada.

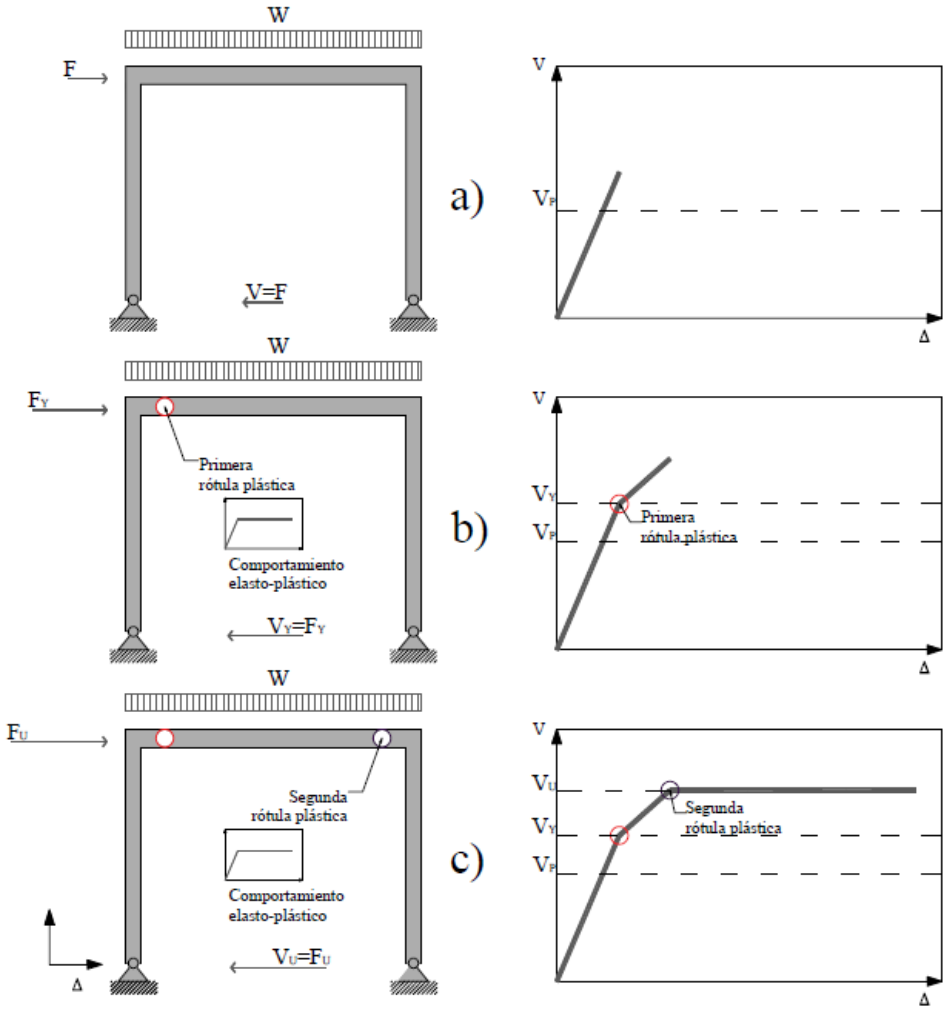
La configuración del pórtico incluye columnas verticales cuyos extremos inferiores están apoyados sobre bases articuladas, lo que implica que no se genera momento flector en la base y se permite la rotación libre. Esta condición de apoyo facilita el análisis del comportamiento estructural ante cargas laterales, ya que concentra la demanda de flexión en las

zonas superiores de las columnas y en la viga, permitiendo observar con claridad la secuencia de plastificación y la formación de mecanismos resistentes.

Este tipo de modelo es útil para estudiar la evolución del corte basal en función del desplazamiento lateral, así como para identificar los puntos de fluencia inicial, desarrollo de zonas plásticamente activas y capacidad última. Además, permite evaluar la influencia de la distribución de rigidez, la geometría estructural y las condiciones de borde en la respuesta global del sistema, sirviendo como base para validar criterios de diseño por capacidad y estrategias de control de daño.

Figura 57

Explicación de la Reserva de Resistencia



Fuente: Tomado de (Humar & Rahgozar, 1996)

El modelo fue diseñado para alcanzar un corte basal de proyecto Vp, asegurando que las columnas sean más rígidas y resistentes que la viga, con el fin de promover el mecanismo deseado de plastificación en la viga. Se adopta un modelo de materiales con respuesta elasto-plástica idealizada, donde el sistema presenta inicialmente un comportamiento elástico proporcional entre carga lateral y desplazamiento superior (Figura 57a). Al alcanzar el valor de fluencia Vy, se genera la primera plastificación localizada en el extremo izquierdo de la viga (Figura 57b), lo que indica el inicio de la disipación de energía mediante deformaciones plásticas. (Vielma, 2011).

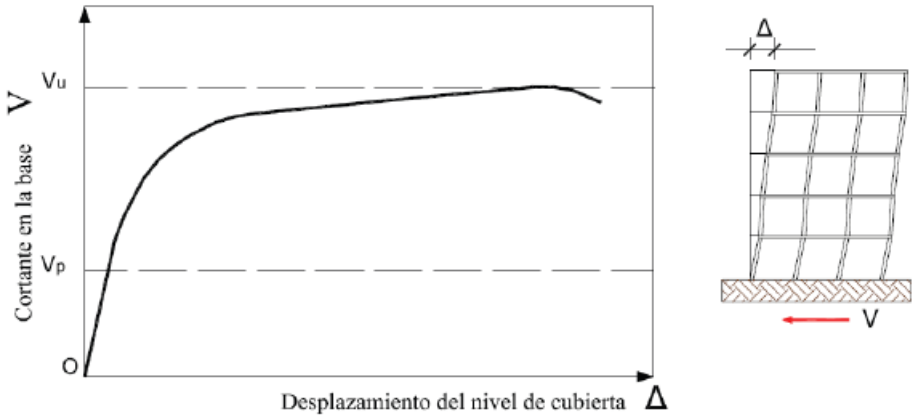
Tras la primera plastificación, la estructura pierde parte de su rigidez inicial, aunque mantiene una respuesta residual que permite continuar con el incremento de la carga lateral. La segunda plastificación ocurre en el otro extremo de la viga, momento en el que se alcanza el corte basal último (Vu). A partir de este punto, el sistema entra en una fase de comportamiento plástico total, caracterizada por grandes deformaciones sin aumento significativo de resistencia (ver Figura 57c). En este escenario, se introduce el factor de reducción por redundancia, el cual permite modular la demanda sísmica considerando la capacidad del sistema para redistribuir esfuerzos y evitar concentraciones críticas de daño.

Tras la activación de la primera rótula plástica, la estructura pierde parte de su rigidez inicial, aunque mantiene una respuesta residual que permite seguir aplicando carga lateral. Esta condición persiste hasta que se genera la segunda plastificación, ubicada en el otro extremo de la viga, momento en el que se alcanza el corte basal máximo (Vu). Desde ese punto, el sistema entra en una etapa de comportamiento plástico total, donde la resistencia permanece constante y las deformaciones se incrementan (Figura 57c). En este escenario, se define el factor de reducción por redundancia (R_R), el cual permite modular la demanda sísmica considerando la capacidad de redistribución interna y la robustez estructural del sistema.

$$R_R = \frac{V_u}{V_p}$$

Figura 58

Cortante basal de diseño (V_p) y Cortante basal Último(V_u)



Fuente: Tomado de *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas* por Vielma, 2011

2.2.8.4.3 Procedimiento para hallar la Curva de Capacidad Bilineal.

Esta tesis se apoya en diversas metodologías reconocidas internacionalmente para evaluar el desempeño estructural. En ese contexto, uno de los pasos clave consiste en generar una curva de capacidad simplificada que emule el comportamiento obtenido al someter la estructura a cargas laterales progresivas. Esta curva de capacidad simplificada deberá de cumplir con ciertos parámetros como son:

- La representación debe adoptar una forma bilineal, compuesta por dos segmentos rectos**.**
- El primer tramo corresponde al comportamiento elástico de la estructura, mientras que el segundo refleja la respuesta inelástica**.**
- El inicio de la curva se ubica en el origen**,** donde tanto el corte basal como el desplazamiento lateral son nulos.

- El punto final del segundo tramo debe coincidir con el valor máximo de cortante basal y su correspondiente deformación**,** tal como se observa en la curva de capacidad real**.**

Con el fin de identificar el punto de desempeño de los módulos de aulas, biblioteca y tanque elevado de la I.E. Santa Magdalena Sofía, ubicada en Chiclayo, se han utilizado las metodologías de ASCE/SEI 41-13 (2013) y FEMA 440 (2005). Estas herramientas, fundamentadas en los marcos normativos de FEMA 356 (2000) y ATC-40 (1996), permiten idealizar la curva de capacidad en formato bilineal, favoreciendo un análisis más preciso del comportamiento estructural ante la acción sísmica.

2.2.8.4.3.1 Procedimiento propuesto por FEMA 356

1. Establecer el desplazamiento final (Du) y la máxima fuerza cortante basal (Vu) justo antes del colapso estructural. Corresponde al Punto B.
2. Se calcula el área encerrada debajo de la curva de capacidad establecida como A_{curva} ,que se interpreta como la energía que la estructura ha disipado hasta alcanzar el valor de Vu.
3. Se propone un valor arbitrario de (V_y^i) , que se ajusta iterativamente hasta igualar A_{curva} con el área debajo de la curva bilineal $A_{bilineal}$.
4. Se calcula (k_e) uniendo el origen con el punto de la curva real donde el cortante basal es $0.6(V_y^i)$. El desplazamiento correspondiente se obtiene del análisis Pushover y se sustituye en la fórmula:

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{D_{0.6}^i}$$

5. Se obtiene $D_y{}^i$ como el desplazamiento correspondiente al cortante basal de fluencia V_y^i en la curva de capacidad real

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i}$$

El punto A está definido por (V_y^i) y (D_y^i), y se denomina fluencia efectiva, marcando el inicio del comportamiento inelástico de la estructura.

6. Definir la curva bilineal , mediante las rectas OA, y AB
7. Evaluar el factor de reducción α, que mide la pérdida de rigidez después de la fluencia, usando la ecuación indicada

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{D_u}{D_y^i} - 1}$$

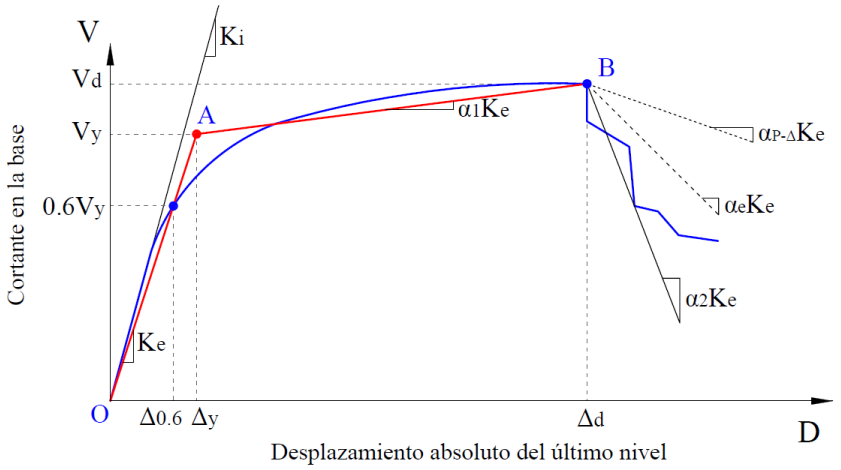
8. Calcular el área bajo la curva bilineal OAB, $A_{bilineal}$
9. Evaluar el error relativo entre la curva de capacidad real y la **c**urva bilineal idealizada, utilizando la expresión correspondiente. Este parámetro permite cuantificar el grado de aproximación energética entre ambas curvas, y sirve como criterio de convergencia dentro del proceso iterative.

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} \cdot 100$$

Si el error relativo entre las áreas de la curva real y la bilineal supera el límite de error permitido, se debe aplicar un proceso iterativo de ajuste. Este consiste en modificar progresivamente el valor propuesto de corte basal de fluencia (V_y^i), recalculando en cada paso los parámetros asociados, como (D_y^i), ke, α, y $A_{bilineal}$ hasta que se logre una coincidencia aceptable entre ambas áreas, garantizando una representación energética equivalente. (Escamilla García, 2010)

Figura 59

Curva bilineal propuesto por FEMA 356 (2000)



Fuente: Tomado de FEMA 356, 2000

2.2.8.4.3.2 Procedimiento propuesto por ATC 40

ATC-40 plantea el uso del Espectro de Capacidad como una técnica de transformación gráfica que permite reinterpretar la curva de capacidad estructural inicialmente definida en coordenadas de fuerza y desplazamiento en un sistema espectral, facilitando así la evaluación comparativa entre la resistencia de la estructura y la demanda sísmica esperada.

En la representación espectral, los ejes adquieren una nueva interpretación: el eje vertical corresponde a la aceleración espectral (Sa) y el eje horizontal al desplazamiento espectral (Sd). Esta transformación se logra mediante un proceso de equivalencia dinámica que incorpora parámetros como la masa, la altura y la configuración estructural, permitiendo expresar la capacidad estructural en un formato comparable con los espectros de demanda sísmica definidos por las normativas de evaluación de desempeño.

La transformación de la curva de capacidad al sistema de coordenadas espectrales se denomina formato ADRS, acrónimo de *Acceleration-Displacement Response Spectrum*, que en español corresponde a Espectro de Respuesta Aceleración-Desplazamiento**.** Una vez realizada esta conversión, se genera la curva bilineal del espectro de capacidad**,** la cual simplifica el

comportamiento estructural en dos tramos rectos y permite su intersección directa con el espectro de demanda**,** facilitando la evaluación del desempeño sísmico.

- **Conversión de la Curva de capacidad a Espectro de capacidad**

El espectro de capacidad en formato ADRS (Sa–Sd) se obtiene transformando la curva original (Vb-Da) mediante las siguientes ecuaciones:

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{N} \frac{(w_i \emptyset_{i1})}{g}\right]^2}{\left[\sum_{i=1}^{N} \frac{(w_i)}{g}\right]\left[\sum_{i=1}^{N} \frac{(w_i \emptyset_{i1}^2)}{g}\right]} \qquad S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} \frac{(w_i \emptyset_{i1})}{g}}{\sum_{i=1}^{N} \frac{(w_i \emptyset_{i1}^2)}{g}}\right] \qquad S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \emptyset_{roof,1}}$$

Donde:

$PF_{1:}$ Proporción de participación del primer modo en la respuesta modal de la estructura.

$\alpha_{1:}$ Valor que representa la masa efectiva asociada al modo predominante.

w_i/g: Masa correspondiente al nivel i, expresada como peso dividido por la aceleración gravitacional.

$\emptyset_{i1:}$ Valor modal del primer modo en el nivel i, que indica la amplitud de la forma de vibración predominante.

N: Último nivel considerado

V: Fuerza cortante total en la base de la estructura.

W: Suma del peso propio de la edificación y la carga viva probable, utilizada como peso sísmico.

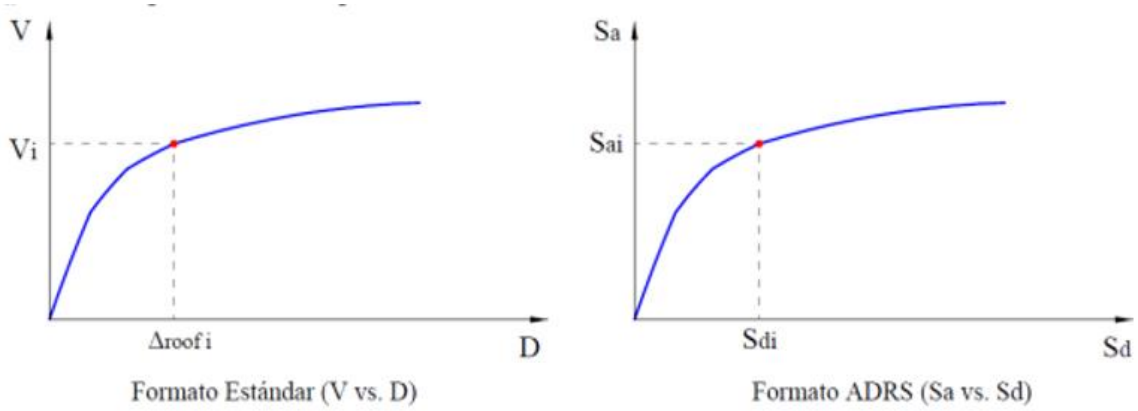
$\Delta_{roof:}$: Desplazamiento registrado en el nivel superior, vinculado directamente con la curva de capacidad.

$S_{a:}$ Valor de aceleración correspondiente al espectro de respuesta.

$S_{d:}$ Desplazamiento obtenido del espectro de demanda.

Figura 60

Formato estándar y Formato ADRS de la curva de capacidad



Fuente: Tomado de ATC-40 , 1996

Del formato ADRS se puede calcular el periodo "T" de la estructura con la siguiente ecuación

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

- **Elaboración de la Curva Bilineal a partir del Espectro de capacidad**

La obtención de parámetros como la amortiguación efectiva y la demanda espectral reducida exige la construcción de la curva bilineal del espectro de capacidad, para lo cual es indispensable definir un punto de control que represente el desempeño esperado de la estructura(a_{pi}, d_{pi}).

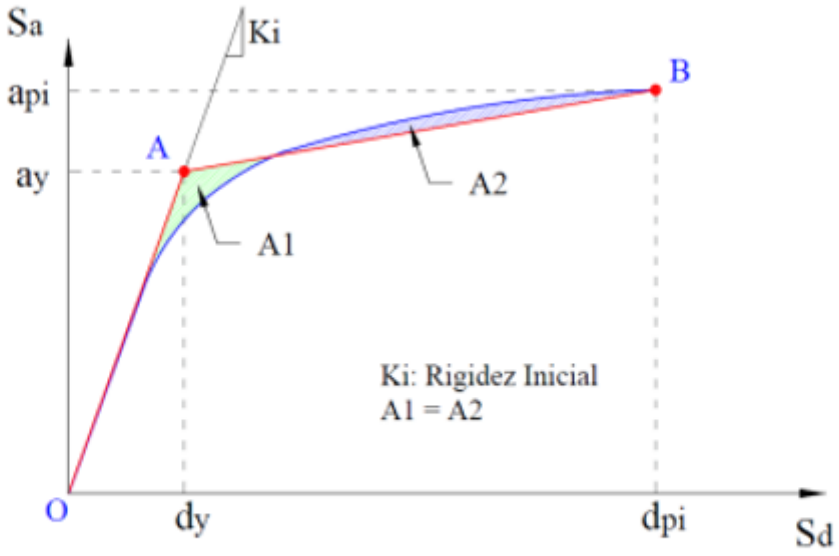
Se ejecuta el siguiente procedimiento iterativo:

1. Como primer paso , se establece una línea recta que parte del origen y cuya pendiente refleja la rigidez elástica K_i determinada para la iteración correspondiente, representando el tramo inicial de la curva bilineal.
2. Se define el punto B (d_{pi}, a_{pi}), que representa el desempeño estructural esperado.
3. Se traza una línea desde B que intersecta la recta elástica en el punto A(d_y, a_y), ajustando su pendiente para que las áreas A_1 (sobre el espectro de capacidad) y A2 (bajo el espectro de capacidad) sean iguales, cumpliendo el criterio de equivalencia energética.

4. La representación bilineal se construye conectando los puntos O-A-B, formando el espectro de capacidad idealizado. (Blas & Lagos, 2021)

Figura 61

Curva Bilineal del Espectro de Capacidad



Fuente: Tomado de *"Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030"* por Choque & Luque, 2019

3. CAPÍTULO III: MARCO METODOLÓGICO

3.1 TIPO, NIVEL, DISEÑO Y ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1 Tipo de investigación

La investigación desarrollada es de carácter aplicada y tiene como objetivo analizar la respuesta sísmica estructural de la I.E. Santa Magdalena Sofía en la ciudad de Chiclayo. El enfoque metodológico se apoya en normativas internacionales de evaluación de desempeño, tales como FEMA 440 y ASCE 41-13, que proporcionan criterios técnicos para establecer el punto de desempeño sísmico en edificaciones existentes.

La investigación se clasifica como aplicada debido a que utiliza fundamentos previamente establecidos y los traslada a un contexto específico, con el objetivo de obtener resultados que contribuyan a la solución de problemas prácticos mediante la generación de conocimiento útil y contextualizado. (Alvarez, 2020)

3.1.2 Nivel de investigación

La presente investigación se desarrolla en el nivel descriptivo, ya que se enfoca en identificar y detallar los aspectos que definen la respuesta estructural de la edificación frente a solicitaciones sísmicas. Se consideran variables como el tipo de material, la configuración estructural y la ubicación, con el fin de caracterizar técnicamente la respuesta ante eventos sísmicos.

Una investigación de nivel descriptivo se caracteriza por identificar, definir y medir las variables involucradas, con el objetivo de representar sus atributos y comportamientos dentro de un contexto determinado. Este tipo de estudio permite dimensionar el fenómeno observado a partir de datos cuantificables. (Alvarez, 2020)

3.1.3 Diseño de investigación

El diseño metodológico de esta investigación corresponde al enfoque no experimental de tipo transversal. Esto implica que no se manipulan directamente las variables estructurales, sino que se observan tal como se presentan en el contexto real. En particular, el análisis sísmico no lineal se desarrolla respetando las condiciones existentes de la edificación, sin introducir modificaciones externas. Al tratarse de un estudio transversal, se emplean parámetros

normativos vigentes en un momento determinado, lo que permite evaluar cómo se comporta la edificación antes un sismo.

El diseño no experimental se caracteriza por la ausencia de intervención directa sobre las variables por parte del investigador. En este tipo de estudio, los fenómenos se observan tal como ocurren en su contexto natural, sin alteraciones externas. Cuando el enfoque es transversal, la recolección de datos se realiza en un único momento, permitiendo analizar las relaciones y características de las variables en ese punto específico del tiempo. (Alvarez , 2020)

3.1.4 Enfoque de la investigación

El estudio se desarrolla bajo un enfoque cuantitativo, ya que se fundamenta en el análisis de información expresada en términos numéricos. Se examinan variables estructurales como los patrones de carga lateral, los desplazamientos registrados en la azotea, la resistencia de los materiales utilizados y otros indicadores vinculados al comportamiento sísmico. Este tipo de enfoque permite aplicar técnicas estadísticas y procedimientos matemáticos que contribuyen a interpretar objetivamente la respuesta estructural. Además, el estudio se apoya en metodologías computacionales y modelos numéricos que permiten simular el comportamiento sísmico de los bloques en estudio bajo distintos escenarios de carga.

3.2 POBLACIÓN Y/O MUESTRA DE ESTUDIO

La población objeto de estudio corresponde a la Institución Educativa Santa Magdalena Sofía, ubicada en la ciudad de Chiclayo. Dentro de este conjunto, se ha seleccionado como muestra representativa los bloques III y IV, así como el tanque elevado, los cuales serán evaluados estructuralmente con el fin de caracterizar su comportamiento ante solicitaciones sísmicas. Esta selección responde a criterios técnicos relacionados con la configuración estructural, el uso funcional y la relevancia dentro del conjunto edificado

3.3 OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Tabla 3-1

Variables de la investigación

VARIABLE	DEFINICIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES
Variable independiente: Análisis Símico estático no lineal	"El fin de este método es llevar hacia el colapso a la estructura a través de cargas laterales con incremento monotónico en relación a altura, el objetivo es determinara la capacidad y desempeño sísmico estructural" (Velásquez, 2023)	• Capacidad de la estructura. • Formación de rótulas plásticas	- Al realizar el Pushover a la estructura - Surgimiento de rótulas plásticas para los elementos estructurales.
Variable dependiente: Desempeño sísmico de los bloques III, IV y tanque elevado de la I.E. Santa Magdalena Sofía	"Estimar los desempeños sísmicos de la edificación, requiere selecciones con eventos sísmicos posibles en el cual, representan rangos de severidades sísmicas. Denominando a estos eventos, movimientos sísmicos de diseño." (Chavesta, 2019)	• Punto de desempeño. • Ductilidad	- En cada nivel de amenaza sísmico considerada se hallará el punto de desempeño – Ductilidad por capacidad y demanda

Fuente: Desarrollo propio

3.4 TÉCNICA y HERRAMIENTA DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.4.1 Técnica

Para la recopilación de información en esta investigación se utilizó la revisión documental, centrada en el análisis de registros técnicos existentes. Se han examinado planos arquitectónicos y estructurales, memorias descriptivas y especificaciones técnicas correspondientes a las especialidades involucradas, con el fin de obtener datos precisos sobre las características físicas y constructivas de la edificación en estudio.

3.4.2 Herramienta

La herramienta metodológica seleccionada para la obtención de datos consiste en la recopilación y análisis de documentos pertinentes, los cuales contienen la información esencial para el cumplimiento de los objetivos de la investigación.

El análisis Pushover requiere información detallada sobre las geometrías de los diversos componentes estructurales, así como la disposición de aceros, estos datos se extraerán de los planos que se encuentran en el expediente técnico, así como las distintas resistencias de concreto que se utilizarán en el proyecto de acuerdo a cada elemento estructural, sea viga, columna, muro de corte o losa aligerada.

La información de las propiedades de la albañilería se encuentra en los planos de estructuras, estos datos también se utilizarán para hallar la curva de capacidad de la estructura en la dirección de los muros de albañilería.

Un punto importante para la presente investigación es que se ha contrastado la información que existe en los planos con los datos reales que se emplearon en la construcción de dichos bloques en la institución educativa, ya que se llevaron prácticas preprofesionales en el área de supervisión por uno de los autores de la presente tesis en dicho proyecto de construcción.

3.5 TÉCNICAS DE PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

3.5.1 Técnica

Para el procesamiento de datos la técnica del modelado computacional es la que se utilizó en la presente tesis. Se procedió a realizar las siguientes actividades:

1. Revisión de revistas científicas, publicaciones acuerdo a la investigación
2. Revisión de normativa internacional FEMA 440 Y ASCE 41/13
3. Revisión de normativa nacional NTP E-030 “Diseño sismorresistente”
4. Uso de programas computacionales especializados en análisis sísmico lineal y no lineal para modelado estructural como lo son ETABS V22 y SAP2000 V26

5. Uso de software especializado en cálculo numérico como Excel, que facilita la aplicación y resolución de las fórmulas empleadas en la presente tesis.

3.5.2 Análisis de datos

De los diferentes bloques a estudiar se analizarán los datos en modelos matemáticos dentro del programa computacional especializado en análisis sísmico como lo es ETABS V22, por lo tanto, se procedió a realizar la investigación apoyándonos de las normativas internacionales para de esta manera poder evaluar el desempeño sísmico de los bloques que conforman la infraestructura de la institución educativa.

3.6 METODOLOGÍA PARA EVALUAR EL DESEMPEÑO SÍSMICO

La evaluación del desempeño sísmico de la I.E. Santa Magdalena Sofía se desarrollará mediante la determinación del punto de desempeño en cada uno de los bloques considerados. Este punto refleja el desplazamiento límite que la estructura puede experimentar bajo una determinada demanda sísmica, sin comprometer su estabilidad global. Para su cálculo, se utilizarán dos metodologías reconocidas: el Espectro de Capacidad según FEMA 440 y el Método de los Coeficientes de ASCE 41-13. Ambas herramientas permiten estimar la respuesta estructural frente a eventos sísmicos, y sus resultados serán comparados para establecer criterios de validación y consistencia en el análisis.

3.6.1 Evaluación del punto de desempeño según fema 440

FEMA 440 introduce el Método del Espectro de Capacidad como una mejora del planteamiento original contenido en ATC 40. La propuesta incorpora ajustes metodológicos que disminuyen la dificultad técnica del procedimiento, apoyándose en el uso del Procedimiento de Linealización Equivalente Mejorado. Esta técnica permite aproximar la no linealidad de una estructura mediante una representación lineal ajustada, facilitando su aplicación práctica en evaluaciones de desempeño sísmico.

3.6.1.1 Método del espectro de capacidad

El procedimiento de linealización equivalente parte del principio de que el desplazamiento máximo de un sistema estructural con comportamiento no lineal y un solo grado

de libertad puede ser estimado a través de un sistema elástico simplificado con las mismas condiciones de carga. Este sistema sustitutivo presenta un periodo de vibración y una relación de amortiguamiento mayores que los valores originales del modelo no lineal. Dichos parámetros ajustados permiten representar de forma aproximada la respuesta inelástica del sistema real, siendo comúnmente denominados periodo equivalente y amortiguamiento equivalente.(FEMA 440, 2005).

Las propiedades de la curva de capacidad obtenida en el análisis pushover como el amortiguamiento inicial (β_0), el período natural de la estructura (Ti) y la ductilidad global (μ) del sistema afectan directamente a este sistema equivalente, que se define mediante parámetros ajustados como el período efectivo (Teff) y el amortiguamiento efectivo (βeff). Siendo la ductilidad un componente crucial para determinar la respuesta inelástica, refiriéndose a la capacidad de la estructura para deformarse más allá del límite elástico sin perder estabilidad.

El sistema sustitutivo, definido por Teff y βeff, permite representar de manera más realista la demanda sísmica sobre la estructura, ya que incorpora los efectos de la no linealidad en la respuesta dinámica. El procedimiento adoptado permite establecer una relación directa entre la curva de capacidad obtenida del modelo estructural y el espectro de demanda ajustado para el nivel de amenaza sísmica considerado. Esta interacción posibilita la localización del punto de desempeño, entendido como la condición en la que la resistencia disponible de la estructura se iguala a la exigencia impuesta por el movimiento sísmico, reflejando así el equilibrio entre la capacidad inelástica y la demanda dinámica.

3.6.1.1.1 Determinación del Amortiguamiento Efectivo (β_{eff})

La metodología desarrollada en FEMA 440 establece que el cálculo del βeff debe realizarse mediante un análisis estadístico que permita ajustar la respuesta del sistema elástico equivalente a la del sistema real con comportamiento inelástico. Este ajuste tiene como finalidad reducir la discrepancia entre ambas respuestas, especialmente en términos de desplazamiento máximo, y se fundamenta en la caracterización de la curva de capacidad, el periodo natural (Ti),

el amortiguamiento inicial (β_0) y la ductilidad global (μ).Este procedimiento permitió desarrollar expresiones empíricas que vinculan el amortiguamiento viscoso efectivo con la ductilidad global (μ) del sistema, entendida como la capacidad de la estructura para experimentar deformaciones más allá del límite elástico sin colapsar.

Este enfoque busca representar de forma más precisa el comportamiento dinámico de estructuras sometidas a cargas sísmicas, mediante la sustitución del sistema real por un modelo elástico ajustado, conocido como sistema equivalente**.** El modelo incorpora un periodo de vibración y una relación de amortiguamiento modificados, que reflejan los efectos de la no linealidad en la respuesta estructural.

Las ecuaciones propuestas por FEMA 440 permiten calcular el amortiguamiento efectivo como una función directa de μ, lo que facilita su aplicación práctica en el método del Espectro de Capacidad para la determinación del punto de desempeño sísmico.

- Para $1.0 \leq \mu \leq 4.0$

$$\boldsymbol{\beta eff = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_o}$$

- Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\boldsymbol{\beta eff = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_o}$$

- Para $\mu \geq 6.5$

$$\boldsymbol{\beta eff = 19\left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{0.64(\mu - 1)^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_o}$$

Donde:

β_0: Amortiguamiento inicial del espectro de demanda sísmica, generalmente se considera al 5% (espectro de respuesta elástico).

3.6.1.1.2 Determinación del Periodo Efectivo (T_{eff})

Dentro del procedimiento propuesto por FEMA 440, el periodo efectivo (Teff) constituye un parámetro fundamental para la determinación del punto de desempeño sísmico de una estructura. Este valor representa el periodo de vibración ajustado de un sistema

equivalente elástico que simula el comportamiento inelástico del modelo estructural original. Su importancia radica en que permite establecer una relación directa entre la curva de capacidad obtenida mediante análisis pushover y el espectro de demanda sísmica modificado por amortiguamiento.

Para encontrar el punto de desempeño, se traza una línea desde el punto de inicio del formato ADRS, siendo la pendiente de esta línea el período efectivo (Teff). Esta línea cumple con el espectro de demanda sísmica ajustado, que ha sido modificado para amortiguamiento efectivo (βeff), en un punto que muestra un valor de desplazamiento espectral particular (Sdi). Este punto de encuentro da una primera idea del mayor desplazamiento que podría enfrentar la estructura durante un cierto nivel de riesgo sísmico.

Siguiendo la misma metodología basada en análisis estadísticos exhaustivos, FEMA 440 propone un conjunto de ecuaciones empíricas para estimar el periodo efectivo (Teff) de una estructura sometida a carga sísmica en función de la ductilidad global (μ) de la estructura y del T_0. El objetivo principal de estos ajustes es reducir el margen de error entre la respuesta dinámica de un sistema inelástico real y la de su modelo elástico equivalente, utilizado en el procedimiento de linealización.

- Para $1.0 \leq \mu \leq 4.0$

$$\mathbf{Teff} = [\mathbf{0.20}(\mu - 1)^2 - \mathbf{0.038}(\mu - 1)^3 + \mathbf{1}]\boldsymbol{T_0}$$

- Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

$$\mathbf{Teff} = [\mathbf{0.28} + \mathbf{0.13}(\mu - 1) + \mathbf{1}]\boldsymbol{T_0}$$

- Para $\mu \geq 6.5$

$$\mathbf{Teff} = \{\mathbf{0.89}[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{\mathbf{1} + \mathbf{0.05}(\mu - 2)}} - \mathbf{1}] + \mathbf{1}\}\,\boldsymbol{T_0}$$

Estas expresiones solo se aplican para periodos iniciales T_0 entre 0.2 a 2 segundos.

Donde:

T_0: Periodo inicial de la estructura

3.6.1.1.3 Conversión del Espectro de Demanda Sísmica a formato ADRS

Para representar de forma bilineal de la curva de capacidad, se realizó previamente la conversión de dicha curva al formato ADRS (Acceleration Displacement Response Spectrum), siguiendo los lineamientos establecidos en el apartado 2.2.8.4.3.2 del presente documento. Esta transformación permite expresar la capacidad estructural en términos de aceleración espectral (Sa) y desplazamiento espectral (Sd), facilitando su comparación directa con la demanda sísmica.

Adicionalmente, se realizó la conversión del espectro de respuesta sísmica tradicional al formato ADRS, de acuerdo con las recomendaciones de FEMA 440. Esta adaptación gráfica permite compatibilizar la representación de la demanda sísmica con la curva de capacidad obtenida en el análisis pushover, lo que resulta fundamental para la identificación del punto de desempeño estructural. Esta conversión es esencial ya que permite representar gráficamente la interacción entre la capacidad de la estructura y la demanda sísmica ajustada por amortiguamiento efectivo (βeff).

En el análisis por desempeño, tanto la curva de capacidad idealizada como el espectro de demanda sísmica reducido se trazan en el mismo sistema de coordenadas ADRS, lo que permite identificar el punto de equilibrio entre capacidad y demanda. Este punto, definido por la intersección entre ambas curvas, representa una estimación del desplazamiento máximo compatible con la amenaza sísmica considerada. El procedimiento integra variables fundamentales como el periodo efectivo (Teff), la ductilidad global (μ) y el amortiguamiento equivalente, proporcionando una base sólida para la evaluación estructural.

Para transformar un espectro de respuesta sísmica desde su formato convencional expresado mediante coordenadas de aceleración espectral (Sai) y periodo de vibración (Ti**)** hacia el formato ADRS, es necesario convertir el eje de periodo en términos de

desplazamiento espectral (Sdi). Esta conversión permite representar la demanda sísmica en un espacio que facilita la comparación directa con la curva de capacidad estructural.

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\,\pi^2} S_{ai} g$$

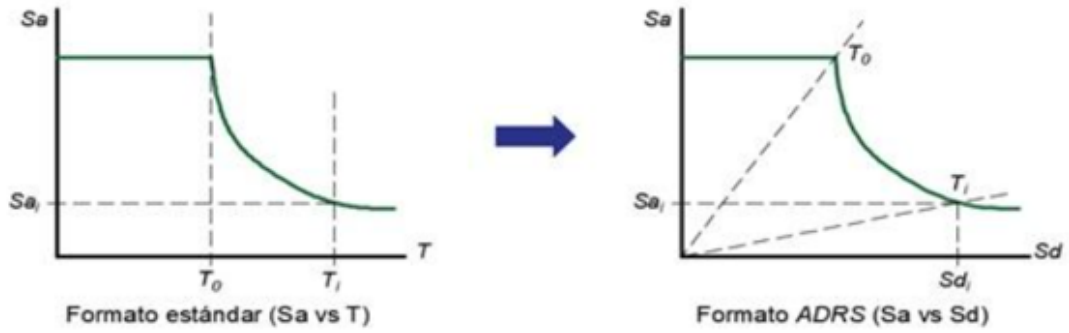
Donde:

S_{di}: Desplazamiento espectral "i" para cada valor de S_{ai} y T_i

g: aceleración de la gravedad

Figura 62

Conversión del espectro de respuesta sísmica a formato ADRS



Fuente: Tomado de *Aplicación del método del espectro de capacidad para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras* por Eliud Hernández,2022

En la figura 62 se aprecia la conversión del espectro de respuesta sísmica a formato ADRS, en donde las líneas radiales representan los valores del periodo (T_i) correspondiente a cada aceleración espectral (S_{ai}).

3.6.1.1.4 Reducción espectral para amortiguamiento efectivo

Siendo una estructura un sistema que está sometida a vibraciones a causa de movimientos sísmicos, el amortiguamiento representa la capacidad de disipar energía, a medida que el amortiguamiento aumenta, la estructura pierde energía en cada ciclo de vibración y por ende menor será la amplitud de sus oscilaciones y a la vez menor serán las aceleraciones en la estructura.

Toda estructura al verse afectada por sismos tiende a presentar un amortiguamiento inicial (β_0) en su estado elástico, luego este amortiguamiento aumenta ya que considera los efectos de la inelasticidad del material, la degradación de rigidez, el daño acumulado y otros factores que ocurren cuando la estructura entra en un estado no lineal debido a movimientos sísmicos intensos tomando como nombre Amortiguamiento efectivo.

Es por esta razón que es necesario ajustar con factores de reducción espectral, las aceleraciones espectrales del espectro de demanda en formato ADRS que serán de menor valor considerando la incursión de un amortiguamiento efectivo cumpliendo así con el procedimiento de linealización equivalente.

La aceleración espectral reducida será:

$$(S_a)_{\beta eff} = \frac{(S_a)_o}{B(\beta_{eff})}$$

Donde:

$(S_a)_0$: Aceleración espectral con amortiguamiento inicial β_0

(β_{eff}) : Amortiguamiento efectivo

B: Coeficiente de amortiguación efectiva

$$B = \frac{4}{5.6 - ln\beta_{eff}(en\%)}$$

3.6.1.1.5 Espectro de demanda MADRS

El trazado de la línea radial definida por el T_{eff}, en el espacio ADRS permite localizar un punto de intersección con el espectro de demanda modificado por β_{eff}, obteniendo así un par de coordenadas: (a_{eff}) y ($d_{máx}$). Aunque este punto es útil para estimar el desplazamiento máximo, el valor de aceleración efectiva no debe interpretarse como la aceleración real que alcanza la estructura. En cambio, la aceleración máxima ($a_{máx}$) se determina directamente sobre la curva de capacidad, ya que esta incorpora la respuesta no lineal del sistema y proporciona una representación más fiel del comportamiento dinámico.

Por lo tanto, la estimación de la aceleración máxima ($a_{máx}$) requiere la construcción de una línea radial definida por el Periodo Secante (T_{sec}), la cual debe intersectar la curva de capacidad en formato ADRS justo en el punto que coincide con el desplazamiento espectral máximo (d_{max}). Este procedimiento permite obtener un valor representativo de la aceleración real que experimentaría la estructura. Al comparar los parámetros, se observa que el T_{eff} es inferior al T_{sec}, mientras que la aceleración efectiva (a_{eff}), obtenida desde el espectro de demanda reducido, sobreestima la aceleración real.

Como parte del procedimiento propuesto por FEMA 440, se introduce un **f**actor de corrección M con el propósito de ajustar las aceleraciones del espectro de demanda reducido, previamente modificado por el β_{eff}. Este ajuste busca compensar la sobreestimación de la aceleración efectiva (a_{eff}) obtenida en la intersección con el espectro modificado, permitiendo así obtener valores más representativos de la aceleración máxima real (a_{max}). Al aplicar este factor, se genera un nuevo espectro denominado MADRS (Modified Acceleration Displacement Response Spectrum), el cual refleja de forma más precisa la demanda sísmica sobre la estructura. El punto de desempeño sísmico se determina mediante la intersección entre este espectro corregido y la curva de capacidad en formato ADRS, utilizando como referencia el T_{sec}, que vincula directamente el d_{max} con la aceleración real.

El factor de modificación se calcula:

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}}$$

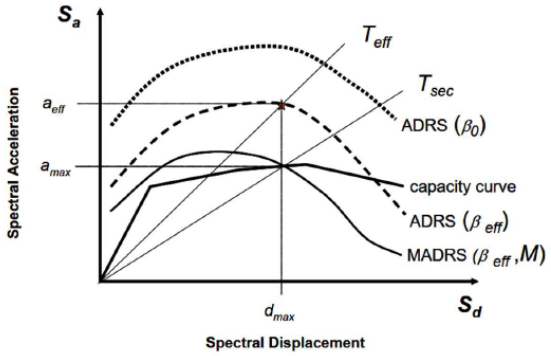
Dado que existe una relación directa entre los valores de aceleración espectral y los periodos de vibración, el cálculo del factor de corrección M puede establecerse a partir de las siguientes ecuaciones:

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2$$

$$Donde: \left(\frac{T_0}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

Figura 63

Espectro de demanda modificado MADRS para uso con periodos secantes (T_{sec})



Fuente: FEMA 440, 2005

3.6.1.1.6 Procedimientos para el Método del Espectro de Capacidad

FEMA 440 contempla tres propuestas para identificar el punto de desempeño sísmico, que se enumeran a continuación.

3.6.1.1.6.1 Procedimiento A: Iteración Directa

Dado que tanto el amortiguamiento efectivo (β_{eff}) como el periodo efectivo (T_{eff}) dependen directamente del valor de la ductilidad global (μ), el cálculo del desplazamiento máximo (d_{max}) no puede realizarse de manera explícita. Por esta razón, el primer enfoque propuesto por FEMA 440 adopta un esquema iterativo, en el cual se ajustan progresivamente los parámetros hasta alcanzar la convergencia en el punto de desempeño sísmico, definido por el equilibrio entre la capacidad estructural y la demanda modificada.

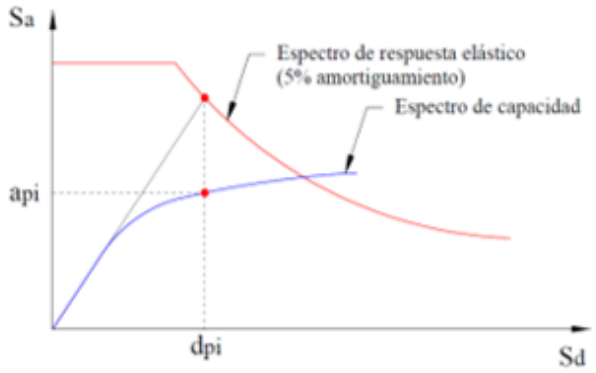
El procedimiento es el siguiente:

1. Se parte del espectro elástico correspondiente al nivel de amenaza sísmica definido, considerando un amortiguamiento inicial del 5%.

2. Se realiza la conversión del espectro elástico a valores de aceleración espectral (Sa) y desplazamiento espectral (Sd), siguiendo lo indicado en el apartado 3.6.1.1.3.
3. Se obtiene inicialmente la curva de capacidad del sistema en función del cortante basal y el desplazamiento superior. Esta información se transforma al formato ADRS conforme a lo indicado en el numeral 2.2.8.4.3.2, con el objetivo de facilitar la comparación directa con el espectro de demanda modificado y permitir la identificación del punto de desempeño.
4. Se selecciona un par de valores preliminares de aceleración y desplazamiento spectral($a_{pi,}$ d_{pi}), utilizando como criterio la aproximación de desplazamientos equivalentes entre demanda y capacidad.

Figura 64

Punto de desempeño de prueba, equivalente a una estructura elástica



Fuente: Tomado de *"Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030"* por Choque & Luque, 2019

5. Construir la aproximación bilineal de la curva de capacidad conforme al ATC-40, esta simplificación permite definir parámetros clave como el periodo inicial (T_0)**,** el desplazamiento de fluencia (dy) y la aceleración de fluencia (ay)**,** siguiendo lo establecido en el apartado 2.2.8.4.3.2.
6. A partir de la forma bilineal de la curva obtenida, determinar la rigidez post-elástica (α) y la ductilidad global (μ), estos valores se calculan directamente sobre la curva idealizada, y permiten caracterizar el comportamiento inelástico de la estructura.

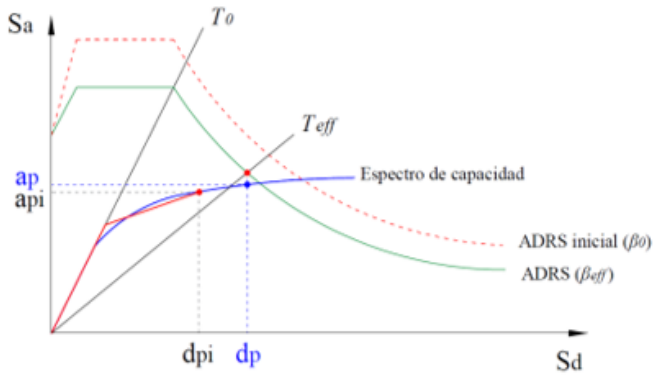
$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

7. Utilizando los valores de α y μ, se procede a determinar el *βeff* y *Teff*, parámetros fundamentales para caracterizar el sistema estructural simplificado.
8. Se modifica el espectro de demanda en formato ADRS, ajustándolo al valor de amortiguamiento equivalente (βeff) previamente calculado
9. Se identifica el desplazamiento espectral máximo estimado (dp) mediante la intersección entre el espectro de demanda ajustado y la línea radial cuya pendiente está definida por el periodo efectivo (Teff).
10. Se verifica la coherencia entre el desplazamiento estimado (dp) y el valor asumido inicialmente. Si la diferencia entre ambos se encuentra dentro del rango de tolerancia permitido (±5%), se considera que se ha alcanzado el punto de desempeño, caracterizado por los valores ap y dp. En caso contrario, se reinicia el procedimiento desde el paso 4, incorporando los nuevos parámetros obtenidos. (Choque & Luque, 2019)

Figura 65

Determinación del desplazamiento espectral máximo utilizando iteración directa



Fuente: Tomado de *"Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030"* por Choque & Luque, 2019

3.6.1.1.6.2 Procedimiento B: Intercepción con demanda modificada MADRS

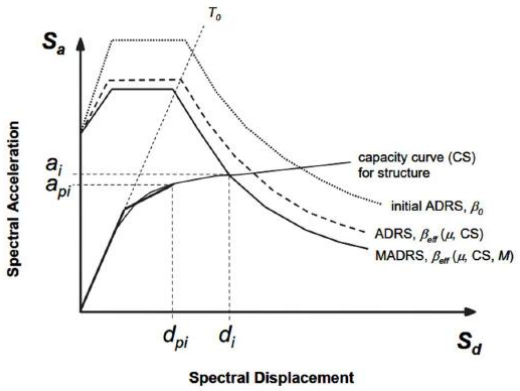
El espectro de demanda ajustado por βeff se corrige multiplicando sus aceleraciones espectrales en formato ADRS por el factor M, obteniendo así el espectro modificado MADRS. La intersección entre este espectro corregido y la curva de capacidad permite localizar el punto de desempeño sísmico, desde el cual se extrae el desplazamiento máximo compatible con la demanda sísmica considerada.

Luego del octavo paso del procedimiento A:

1. Se realiza una modificación del espectro de demanda ajustado por el amortiguamiento βeff, escalando sus valores de aceleración espectral mediante el coeficiente M. Este factor se determina en función del periodo efectivo Teff, el periodo inicial T0, la pendiente post-elástica α y la ductilidad estructural μ, conforme a lo indicado en el apartado 3.6.1.1.5.
2. Se determina el punto de desempeño estructural mediante la superposición del espectro de capacidad en formato ADRS y el espectro de demanda modificado MADRS. La intersección entre ambas curvas define un par de coordenadas (ai, di), que representan la respuesta máxima esperada de la estructura en términos de ai y di, y sirven como referencia para evaluar su comportamiento ante solicitaciones sísmicas.
3. Se evalúa si el desplazamiento espectral obtenido (di) se encuentra dentro del margen de tolerancia del 5% respecto al valor asumido previamente (dpi). Si no se cumple esta condición, se selecciona un nuevo punto de prueba y se reinicia el proceso desde el paso correspondiente del procedimiento A.

Figura 66

Punto de desempeño hallado por procedimiento B



Fuente: Tomado de FEMA 440

3.6.1.1.6.3 Procedimiento C: Intercepción del locus con el espectro de capacidad

El método utilizado por ETABS consiste en explorar diferentes hipótesis de desempeño estructural, representadas por pares (a_{pi}, d_{pi}) , que se modifican en función de la convergencia del modelo. A partir de cada punto asumido, se construye una curva bilineal que permite obtener el periodo inicial (T_0), el desplazamiento de fluencia (d_y) y la aceleración espectral (a_y), parámetros fundamentales para caracterizar la respuesta dinámica del sistema.

Por lo tanto, se podrán hallar los valores de α y μ, las cuales van a permitir tener los valores del periodo secante T_{sec} y el factor M con esto se van a tener diferentes valores de Tsec y espectros de demanda MADRS en función de un valor de ductilidad en común. Al intersectar los periodos secantes con los espectros de demanda modificados MADRS, se generan diversos puntos de aceleración espectral que conforman un lugar geométrico denominado *locus*, el cual representa el conjunto de respuestas potenciales del sistema equivalente. El punto de desempeño se identifica como el cruce entre este *locus* y la curva de capacidad estructural, y constituye la solución que satisface simultáneamente las condiciones de demanda y capacidad para un nivel sísmico determinado.

El procedimiento es el siguiente:

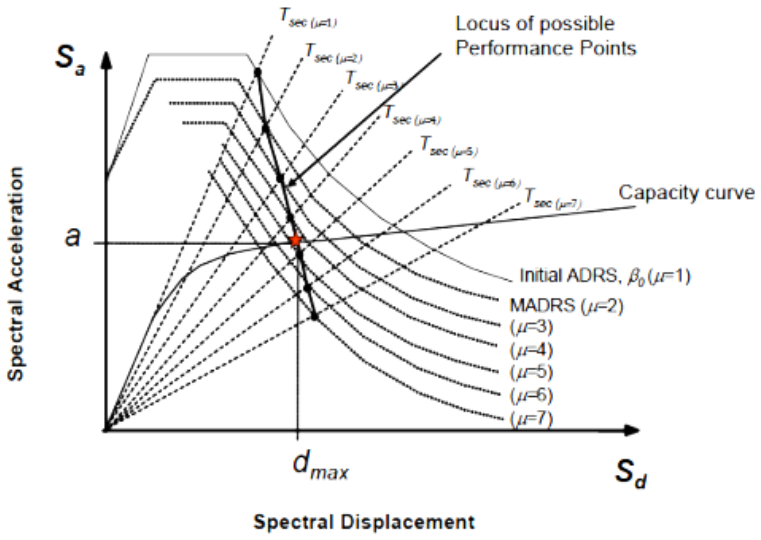
1. Se modifica el espectro ADRS inicial aplicando el amortiguamiento efectivo βeff.

2. Las aceleraciones ajustadas se escalan con el factor M, calculado en función de Teff.
3. Se propone un punto de desempeño en la intersección entre Tsec y el espectro MADRS.
4. Se varía el punto asumido para generar un conjunto de soluciones dentro del locus.
5. El punto de desempeño final se obtiene donde el locus cruza la curva de capacidad.

Nota: Este proceso puede automatizarse iniciando con una ductilidad μ = 1 e incrementándola progresivamente.

Figura 67

Intercepción del locus con el espectro de capacidad



Fuente: Tomado de FEMA 440

Para la presente tesis se utilizará el procedimiento A de iteración directa redactado en el apartado 3.6.1.1.6.1 para fines de encontrar el punto de desempeño sísmico utilizando el método del espectro de capacidad.

3.6.2 Evaluación del punto de desempeño según ASCE 41/13

El enfoque adoptado por ASCE/SEI 41-13, conocido como “Método de los coeficientes de desplazamiento”, constituye una evolución del método original planteado en FEMA 356 (2000). Esta versión incorpora las mejoras metodológicas introducidas en FEMA 440, particularmente las desarrolladas en el Capítulo 5, donde se presenta un procedimiento refinado para ajustar los desplazamientos inelásticos mediante parámetros equivalentes, mejorando así la precisión del análisis por desempeño.

3.6.2.1 MÉTODO DE LOS COEFICIENTES

Este procedimiento utiliza un modelo de un grado de libertad como representación simplificada del sistema estructural, cuya respuesta elástica se ajusta mediante un conjunto de coeficientes que reflejan los efectos de la no linealidad. A través de esta modificación, se obtiene una estimación del desplazamiento objetivo, entendido como el valor máximo de desplazamiento global compatible con la demanda sísmica. El método se fundamenta en una curva fuerza-deformación idealizada, que vincula el cortante basal con el desplazamiento en el nivel superior, y que sirve como punto de partida para el cálculo.

3.6.2.1.1 Procedimiento para el método de los coeficientes de desplazamiento

La normativa internacional ASCE/SEI 41-13, reconoce este procedimiento como una herramienta para determinar el desempeño sísmico, siendo una propuesta mejorada con respecto a lo estipulado en FEMA 356. Dentro de las mejoras introducidas, se suprime el coeficiente C_3 del procedimiento original, con el objetivo de simplificar el cálculo de desplazamientos modificados. Asimismo, se incorpora una restricción sobre la resistencia mínima del sistema, estableciendo un valor máximo para el factor R igual a la ductilidad global (μ_strength), con el fin de evitar condiciones que puedan generar inestabilidad dinámica en la estructura.

El procedimiento es el siguiente:

1. Determinar la curva de capacidad de la estructura

2. Representar la curva bilineal llamada curva idealizada según lo estipulado en 2.2.8.4.3.1
3. Calcular el periodo efectivo T_e con la siguiente fórmula

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

Donde:

Ti: periodo elástico fundamental(s), obtenido del análisis dinámico en la dirección correspondiente.

Ki: rigidez lateral inicial del sistema estructural.

Ke: rigidez lateral efectiva ajustada que refleja la respuesta efectiva del edificio

4. El desplazamiento objetivo (δt) se determina como el valor máximo de desplazamiento en el nivel superior, asociado al periodo efectivo (Te) y a la aceleración espectral (Sa) definida por el espectro de diseño para el nivel sísmico analizado. Esta estimación constituye un parámetro clave para evaluar la compatibilidad entre la capacidad estructural y la demanda dinámica en el marco del análisis por desempeño.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$

Donde:

C0: El factor de modificación, comúnmente denominado coeficiente de participación modal o factor de amplificación, se utiliza para transformar el desplazamiento espectral obtenido del sistema equivalente de 1GDL en el desplazamiento real en el techo de una estructura de varios GDL.

Tabla 3-2

Valores para coeficiente C0

NÚMERO DE PISOS	PATRÓN DE CARGA TRIANGULAR	PATRÓN DE CARGA UNIFORME	OTRO PATRÓN DE CARGA
1	1	1	1
2	1.2	1.15	1
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10 +	1.3	1.2	1.5

Fuente: Tomado de ASCE/SEI 41-13 (2014)

C_1: Parámetro que transforma el desplazamiento calculado en régimen elástico en una estimación del desplazamiento inelástico máximo esperado, considerando la capacidad de deformación del sistema.

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

Donde:

Valores de "α" de acuerdo a la clasificación del tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7:

Tabla 3-3

Valores del parámetro a

SUELO	CLASIFICACIÓN DE SITIO	α
Roca	Clase A o B	130
Suelo Denso y Roca Suave	Clase C	90
Suelo Rígido, Arcilloso o sin Clasificación	Clase D, E o F	60

Fuente: Tomado de ASCE 7

- ✓ T_e = Periodo efectivo
- ✓ $\mu_{strength}$ = Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia:

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

Siendo:

Vy: Valor de fluencia estructural obtenido desde la curva idealizada fuerza-deformación en la dirección analizada.

W: Peso sísmico efectivo, según el sistema considerado.

Sa: Aceleración espectral asociada al periodo efectivo Te.

Cm: Coeficiente de masa efectiva (ver tabla 7-4 de ASCE/SEI 41-13); se adopta Cm = 1.0 si T > 1.0 s.

Nota 1: Para T < 0.2 s, C1 no debe exceder el valor calculado para T = 0.2 s; para T > 1.0 s, se usa C1 = 1.0.

Nota 2: El procedimiento estático no lineal (NSP) no aplica si μstrength supera μmáx.

Tabla 3-4

Valores para el parámetro Cm

Tabla 7-4 . Valores del coeficiente de masa efectiva (Cm)

N° de piso	Marcos resistente a momento de concreto	Muros de corte de concreto	Muros de corte con vigas de acople	Marcos resistente a momento de acero	Armazón de acero arriostrado concéntricamente	Armazon de acero con arriostramiento excéntrico	Otros
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 a más	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Fuente: Tomado de ASCE/SEI 41-13 (2014)

C_2: Parámetro que ajusta el desplazamiento máximo considerando la pérdida de rigidez y resistencia bajo cargas cíclicas. Refleja el efecto del comportamiento histerético sobre la respuesta estructural. Si el periodo del sistema supera los 0.7 segundos, se establece C2 como 1.0.

El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

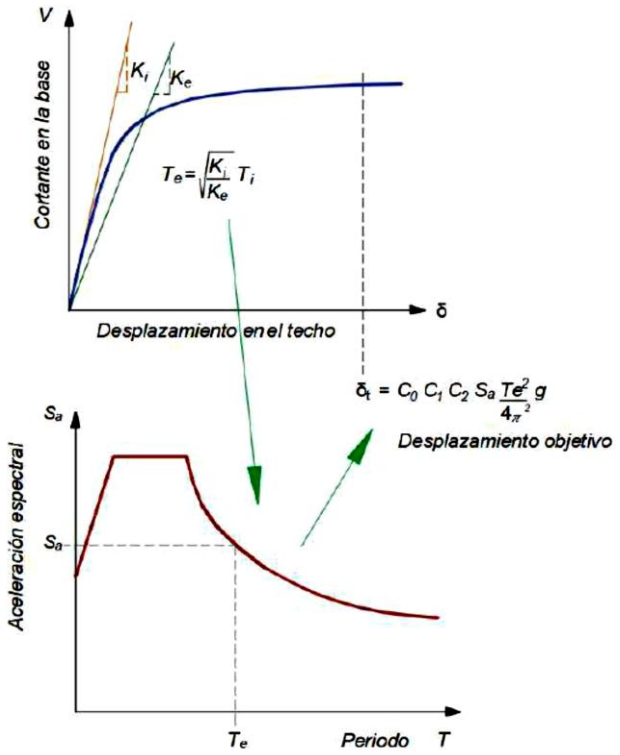
$$C_2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strength}-1}{T_e}\right)^2$$

Para edificios con rigidez post-fluencia negativa, la relación máxima de resistencia μ_{max} es igual a:

$$\mu_{max} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4}$$

Figura 68

Cálculo del desplazamiento objetivo en el método de los coeficientes



Fuente: Tomado de ASCE/SEI 41-13 (2014)

3.6.3 Parámetros de aceptación

La normativa ATC-40 establece que el cumplimiento de los objetivos de desempeño se evalúa contrastando la respuesta obtenida mediante el análisis Pushover con los valores límite asignados a cada nivel de desempeño. Dichos valores consideran los parámetros de aceptación

estructural y se clasifican en dos grupos principales, cada uno asociado a diferentes condiciones de daño y funcionalidad post-sismo.

- **Límites globales de desplazamiento lateral**, que evalúan el comportamiento general del edificio y se enfocan en los desplazamientos laterales de la edificación.
- **Límites específicos de elementos y componentes**, que verifican que cada parte del edificio, como los pórticos, muros o diafragmas, se ajuste a los parámetros establecidos como aceptables.

3.6.3.1 Límites de aceptación global

La evaluación del punto de desempeño requiere verificar que los desplazamientos calculados no excedan los umbrales asignados a cada nivel de desempeño. El documento ATC-40 establece que estos límites deben expresarse en términos de deriva total, por ser un parámetro representativo del comportamiento global de la estructura ante solicitaciones sísmicas.

Tabla 3-5

Deriva límite de entrepiso

Nivel de Desempeño				
Deriva límite de entrepiso	Ocupación inmediata	Control de daño	Seguridad de vida	Estabilidad Estructural
Deriva total máxima	0.01	0.01-0.02	0.02	$0.33V_i/P_i$
Deriva inelástica máxima	0.005	0.005-0.015	Sin límite	Sin límite
Donde V_i es el cortante total y P_i es la carga de gravedad total en el piso i				

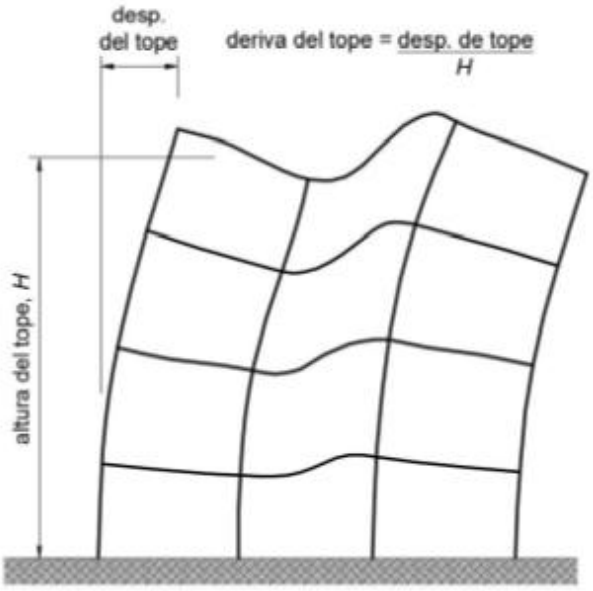
Fuente: ATC 40-1996

La figura 69, basada en los criterios establecidos por el ATC-40 (1996), representa que la deriva total en el nivel superior de la estructura corresponde al desplazamiento relativo entre pisos asociado al punto de desempeño. Esta deformación refleja el comportamiento global del sistema

ante la demanda sísmica. En paralelo, se define la deriva inelástica como aquella porción de la deformación total que excede el límite de cedencia efectiva, es decir, el punto a partir del cual la estructura deja de responder de forma lineal y comienza a desarrollar mecanismos plásticos. Esta distinción permite evaluar con mayor precisión el grado de daño acumulado y el nivel de exigencia que enfrenta el sistema estructural en su rango no lineal.

Figura 69

Deriva del tope de una edificación

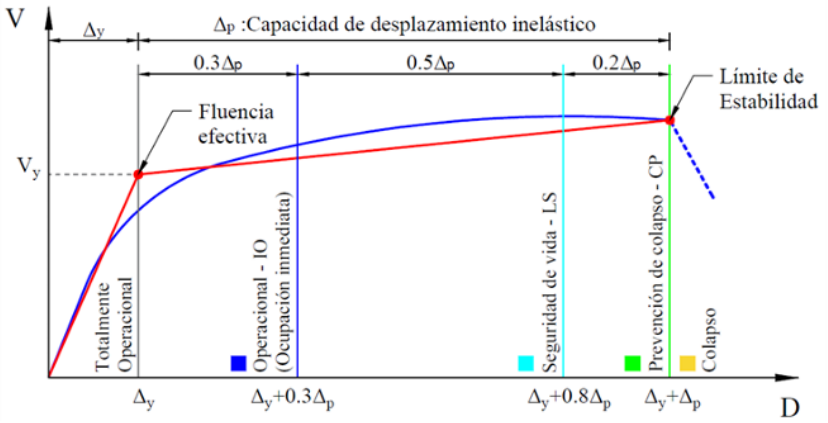


Fuente: ATC 40-1996

ATC 40 ofrece también límites en función a la sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad de la estructura según se esboza en la figura 70.

Figura 70

Sectorización de la curva bilineal de capacidad por niveles de desempeño



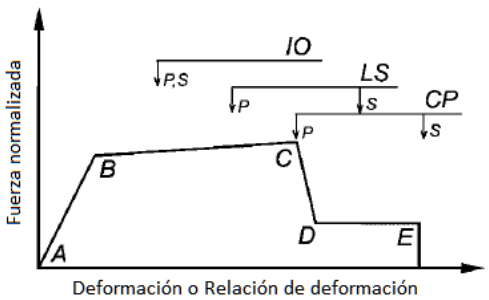
Fuente: ATC 40,1996

3.6.3.2 Límites de aceptación local

Los criterios de aceptación pueden derivarse de las relaciones carga-deformación para elementos con comportamiento flexional, o de las relaciones carga-índice de deformación para aquellos donde predomina el corte. Esta distinción permite establecer umbrales de desempeño más representativos. Antes de definir los parámetros de modelación (a, b, c, d, e) y los estados límite de desempeño (IO, LS, CP), es imprescindible determinar si el mecanismo de falla principal responde a flexión o a corte, ya que ello influye directamente en la configuración del modelo no lineal

Figura 71

Límites de aceptación local



Fuente: ASCE/SEI 41-13, 2014

4. CAPÍTULO IV: ANÁLISIS LINEAL SÍSMICO ESTÁTICO Y DINÁMICO SEGÚN NTP E.030

4.1 GENERALIDADES

La edificación de la Institución educativa en estudio cuenta con diferentes bloques , de las cuales se analizarán una muestra de dos bloques y el tanque elevado de agua. El bloque III correspondiente al módulo de biblioteca cuenta con tres niveles y el bloque IV correspondiente al bloque de aulas cuenta con 4 niveles.

El tanque elevado tiene una altura de 21.3 m y almacena un promedio de 24 m^3 de agua

4.2 MODELO MATEMÁTICO DE LOS BLOQUES

Para modelar y analizar sísmicamente los diferentes bloques, se utilizó el software estructural ETABS que fue creado por la empresa Computers and Structures (CSI) en la década de 1970. En su primera versión permitía solo análisis estáticos lineales, luego con el tiempo se fueron incorporando análisis dinámicos y los no lineales, este programa de vital importancia para el diseño y análisis estructural fue usado para crear el modelo matemático del Burj Khalifa, el actual edificio más alto del mundo. ETABS está especializado en analizar principalmente edificaciones, pudiendo realizar el modelado estructural mediante elementos matemáticos que simulen a los elementos estructurales, también permite aplicar las fuerzas sísmicas según normativas locales o internacionales.

Se llevó a cabo la estimación de la fuerza cortante basal mediante análisis estático lineal en los bloques III, IV y el tanque elevado. La evaluación previa descartó irregularidades estructurales que pudieran comprometer la respuesta sísmica, tales como torsión no controlada, pisos con baja rigidez o interrupciones verticales. Confirmada la regularidad, se definieron los factores de reducción sísmica y se aplicaron los procedimientos establecidos por la NTP E.030-2020 para calcular la demanda en la base.

Para el análisis dinámico lineal se contempla la identificación de los modos de vibración de la estructura, los cuales permiten comprender el comportamiento dinámico de los bloques ante solicitaciones sísmicas. La metodología empleada se basa en el espectro de respuesta

definido por la NTP E.030-2020, el cual permite obtener las aceleraciones espectrales en función del periodo estructural. Estos valores se utilizan para calcular el cortante dinámico, que debe superar ciertos umbrales mínimos: 80% del cortante basal estático en edificaciones regulares y 90% en aquellas con discontinuidades geométricas o variaciones de rigidez. Como cierre del análisis, se tiene que verificar que las derivas de cada entrepiso se mantengan dentro de los márgenes permitidos por la norma para desplazamientos relativos.

4.2.1 Bloque III- biblioteca

Tabla 4-1

Altura de pisos del bloque III(Biblioteca)

Piso	Elevación (+0.15 a +9.75)	Altura de entrepiso
1er	3.65	3.20
2do	6.85	3.20
3er	10.05	3.20

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-2

Dimensiones de las columnas y placas del bloque III (Biblioteca)

BLOQUE	TIPO	COLUMNA	DIMENSIONES
III	T	C1	0.25 m x 0.50 m x 1.25 m
	Rectangular	C2	0.25 m x 0.35 m
		C3	0.125 m x 0.25 m
	Placa	M1	0.25 m x 0.50 m x 1.50 m

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-3

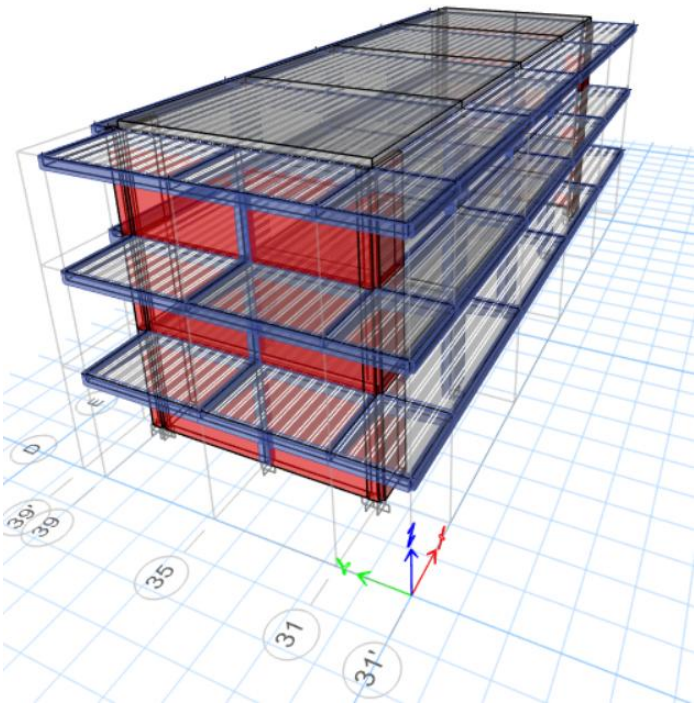
Dimensiones de las vigas del bloque III (Biblioteca)

BLOQUE	TIPO	VIGA	DIMENSIONES
III	Rectangular	VT - 01	0.25 m x 0.40 m
		VT - 02	0.30 m x 0.65 m
		VT - 03	0.25 m x 0.50 m
		VT -04	0.20 m x 0.30 m

Fuente: Desarrollo propio

Figura 72

Modelado tridimensional del bloque III-biblioteca



Fuente: *Modelado ETABS*

4.2.2 Bloque IV-Aulas

Tabla 4-4

Altura de pisos del bloque IV (Aulas)

Piso	Elevación (+0.15 a +12.95)	Altura de entrepiso
1er	3.65	3.20
2do	6.85	3.20
3er	10.05	3.20
4to	13.25	3.20

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-5

Dimensiones de las columnas y placas del bloque IV (Aulas)

BLOQUE	TIPO	COLUMNA	DIMENSIONES
IV	T	C1	0.25 m x 0.50 m x 1.50 m
	Rectangular	C2	0.25 m x 0.35 m
		C3	0.125 m x 0.25 m
	Placa	M1	0.25 m x 0.50 m x 1.00 m

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-6

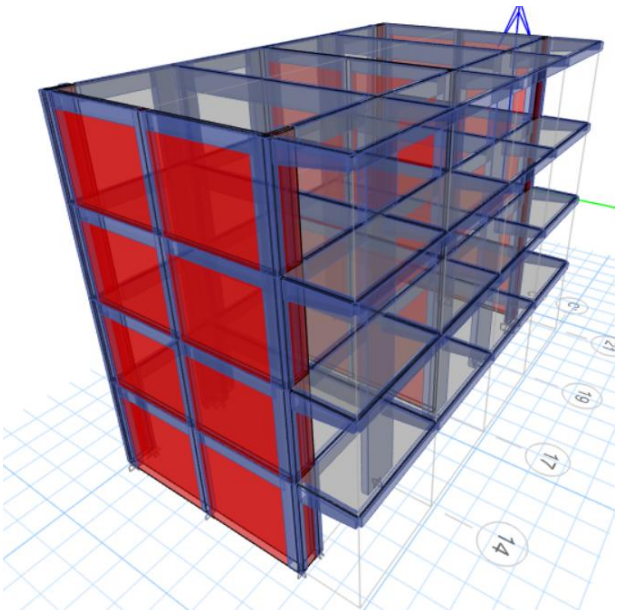
Dimensiones de las vigas del bloque IV (Aulas)

BLOQUE	TIPO	VIGA	DIMENSIONES
III	Rectangular	VT - 01	0.25 m x 0.40 m
		VT - 02	0.30 m x 0.65 m
		VT - 03	0.25 m x 0.50 m
		VT -04	0.20 m x 0.30 m

Fuente: Desarrollo propio

Figura 73

Modelado tridimensional del bloque IV-aulas



Fuente: Modelado ETABS

4.2.3 Tanque elevado

Tabla 4-7

Altura de niveles del tanque elevado

Piso	Elevación (-3.65 a +21.30)	Altura de entrepiso
1er	3.80	3.80
2do	7.40	3.60
3ro	11.00	3.60
4to	14.60	3.60
5to	18.20	3.60

6to	21.80	3.60
7mo	24.95	3.15

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-8

Dimensiones de las columnas del Tanque Elevado

BLOQUE	TIPO	COLUMNA	DIMENSIONES
Tanque Elevado	Rectangular Placa	C-01 M1	0.80 m x 0.80 m Espesor de 20 cm

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-9

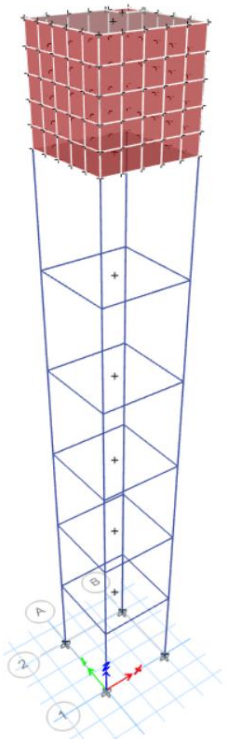
Dimensiones de las vigas del bloque III

BLOQUE	TIPO	VIGA	DIMENSIONES
Tanque Elevado	Rectangular	V - 55x70	0.55 m x 0.70 m

Fuente: Desarrollo propio

Figura 74

Modelado tridimensional del tanque elevado



Fuente: Modelado ETABS

4.3 ESPECIFICACIONES DE LOS MATERIALES

En la construcción de los elementos estructurales correspondientes a los bloques del proyecto y al tanque elevado se empleó concreto armado con un f'c de 210 kgf/cm² y un peso específico de 2.40 Ton/m³. Para el armado interno se utilizaron barras de acero corrugado con un fy de 4200 kgf/cm², asegurando un comportamiento estructural conforme a las exigencias del modelo de carga considerado.

En los sistemas de albañilería confinada, los elementos de borde fueron construidos utilizando concreto con una resistencia característica de 175 kgf/cm², adecuada para garantizar la integridad estructural del conjunto. El refuerzo de estos elementos se realizó con barras de acero corrugado, cuya resistencia a la fluencia alcanza los 4200 kgf/cm², proporcionando capacidad suficiente frente a las solicitaciones sísmicas. En cuanto a los muros, se emplearon unidades de ladrillo de arcilla con una resistencia promedio a la compresión (f'm) de 65 kgf/cm². Para efectos de modelación y análisis, se consideró un peso específico de 1.90 Ton/m³ para la albañilería, valor que incluye el revestimiento superficial de los muros (tarrajeo), reflejando así las condiciones reales de carga gravitacional en el sistema

4.4 CARGAS

Las estructuras evaluadas fueron modeladas considerando las cargas prescritas por la NTP E-020, que define los pesos unitarios de los materiales empleados en obra. Con base en estos parámetros, se determinó la carga muerta correspondiente a cada elemento. Por otro lado, la carga viva fue asignada según el uso específico de cada bloque, en concordancia con los criterios de ocupación y funcionalidad establecidos en la normativa vigente.

4.4.1 Cargas muertas

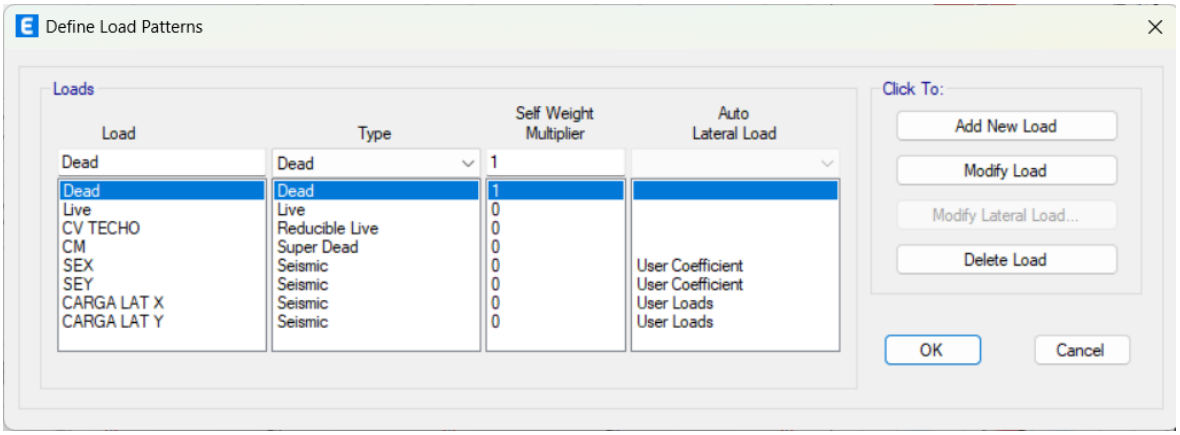
4.4.1.1 Peso propio de elementos estructurales

Para llevar a cabo el análisis sísmico de los bloques estructurales, se asignarán en los programas especializados los patrones de carga correspondientes. Uno de los principales es el patrón DEAD, que refleja la acción del peso propio de los elementos. Al configurarse con un

factor igual a 1.0, el software interpreta esta condición como una carga permanente, integrando la autogravitación de los componentes directamente en el modelo estructural.

Figura 75

Definición del patrón de carga DEAD



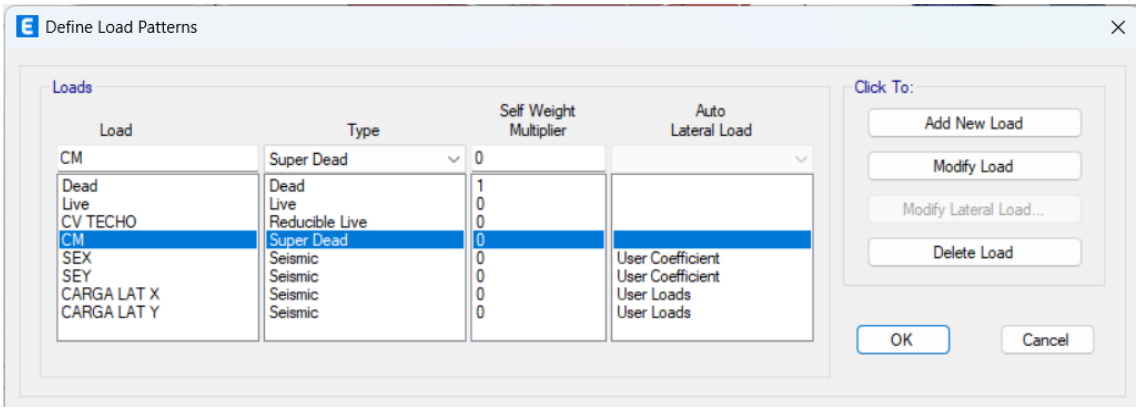
Fuente: Modelado ETABS

4.4.1.2 Metrado de cargas muertas asignadas a losas de entrepiso

Se asignarán cargas muertas a las losas de entrepiso en el programa estructural definiendo un patrón de carga como CM.

Figura 76

Definición del patrón de carga CM



Fuente: Modelado ETABS

- **TECHO ULTIMO**

Peso Cielo Raso: 0.015cm x 2,000Kg/m^3:	30.00 Kg/m^2
Peso Mortero sobre techo: 0.06mx2,000Kg/ m^3:	120.00 Kg/ m^2
Peso Tabiquería (muros perimetrales por seguridad):	50.00 Kg/ m^2
Total	200.00 Kg/ m^2

Se adoptó una carga muerta para el techo último de **0.200 Ton/m^2**

- **TECHOS INFERIORES**

Peso Cielo Raso: 0.015cm x 2,000Kg/ m^3:	30.00 Kg/ m^2
Peso Contrapiso: 0.025cm x 2,000Kg/ m^3:	50.00 Kg/ m^2
Peso de piso :	20.00 Kg/ m^2
Peso Tabiquería (muros, ventanas, puertas, etc.):	200.00 Kg/ m^2
Total	300.00 Kg/ m^2

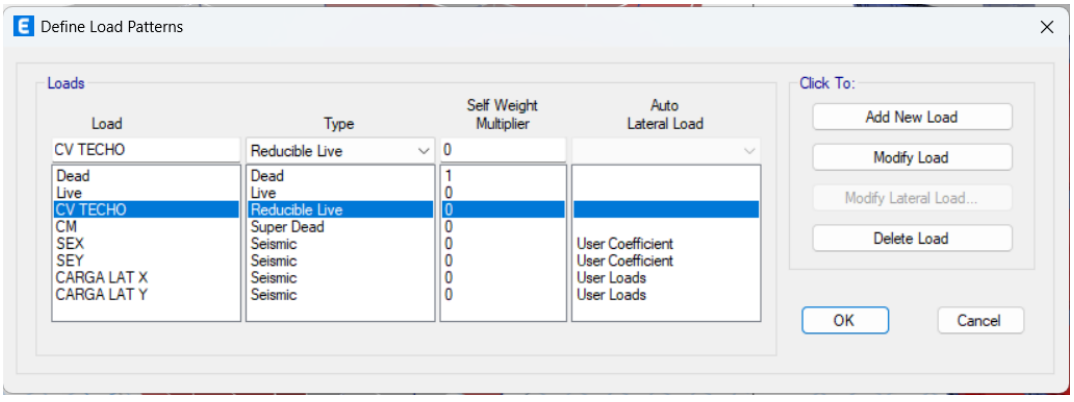
Se adoptó una carga muerta para los techos inferiores de **0.300 Ton/m^2**

4.4.2 Cargas vivas

Se considerará cargas vivas en techo último (CV TECHO) y carga viva en los techos inferiores (LIVE) de la siguiente manera para las distintas estructuras a analizar.

Figura 77

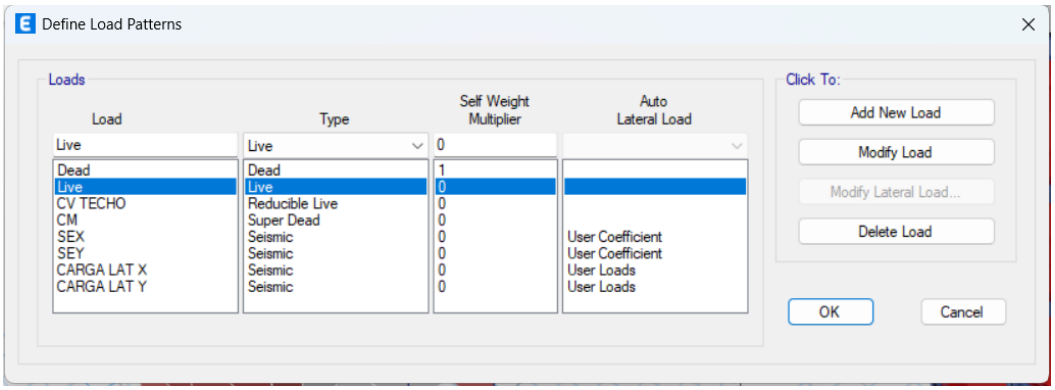
Definición de la carga viva para techo último



Fuente: *Modelado ETABS*

Figura 78

Definición de la carga viva para techos inferiores



Fuente: Modelado ETABS

En la tabla 4-1 se especifican los valores de carga viva asignadas a los bloques en estudio

Tabla 4-10

Valores de carga viva

Carga Viva:	Techo último	Techos inferiores
Losas entrepiso	0.100 Ton/m2	0.300 Ton/m2
Pasadizos	0.100 Ton/m2	0.400 Ton/m2

Fuente: Desarrollo propio

4.4.3 Cargas sísmicas

Las cargas sísmicas a emplear se hallarán siguiendo los lineamientos de los análisis sísmicos estático y dinámico estipulados en la NTP E-030 2019.

4.4.4 Combinaciones de carga

Una estructura en el tiempo de su vida útil debe resistir no solo una carga aislada, sino la combinación más crítica de varias cargas actuando al mismo tiempo, es por esto que las normativas de diseño estructural exigen considerar combinaciones específicas para evaluar los estados límite de resistencia y servicio.

Estas combinaciones de carga se utilizarán para calcular los cocientes entre las solicitaciones actuantes y las capacidades disponibles en los distintos elementos estructurales, con el objetivo de identificar posibles excedencias y validar su comportamiento.

- 1.4 CM + 1.7 CV
- 1.25 (CM + CV) + SDX
- 1.25 (CM + CV) - SDX
- 1.25 (CM + CV) + SDY
- 1.25 (CM + CV) – SDY
- 0.9 CM + SDX
- 0.9 CM – SDX
- 0.9 CM + SDY
- 0.9 CM - SDY

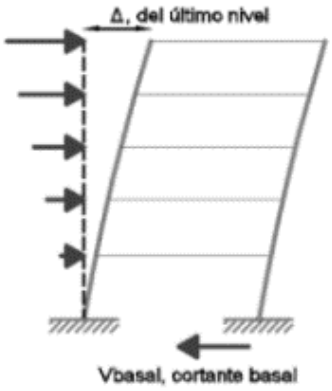
4.5 ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL ESTÁTICO

Este análisis se inició con la recopilación de los parámetros exigidos por la normativa técnica: Z, U, C y S. Estos coeficientes fueron aplicados al peso sísmico de cada bloque, y el resultado se ajustó mediante el factor de reducción R para obtener la fuerza cortante basal. Esta fuerza fue luego distribuida verticalmente en cada nivel, permitiendo simular la interacción estructural frente a solicitaciones sísmicas de manera coherente con el comportamiento esperado.

El valor de cortante basal calculado por el método estático actúa como parámetro de control para validar los resultados del análisis dinámico. La normativa exige que, para garantizar la consistencia del modelo, el cortante dinámico represente al menos el 80% del valor estático en edificaciones sin irregularidades, y como mínimo el 90% en aquellas con discontinuidades o variaciones significativas en su configuración estructural.

Figura 79

Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas en altura



$$V\text{basal} = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Fuente: Tomado de Análisis estático no lineal de pórticos de acero empleando OpenSees y CEINCILAB por Aguiar,2022

4.5.1 Parámetros sísmicos

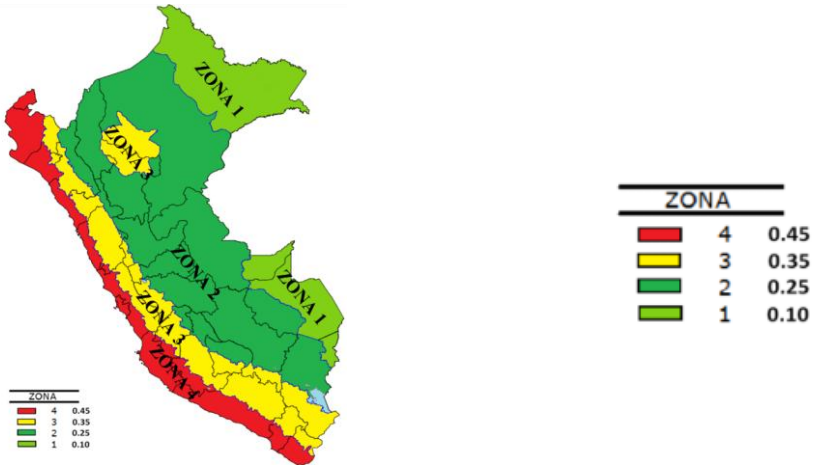
Fueron establecidos conforme a los lineamientos de la norma NTP E.030. Dichos valores se mantendrán constantes para los tres módulos analizados, asegurando coherencia en la evaluación estructural bajo un mismo criterio normativo.

4.5.1.1 Zonificación

El parámetro denominado factor de zona representa la aceleración horizontal proyectada para condiciones de suelo rígido, bajo un criterio probabilístico de excedencia del 10% en un horizonte de 50 años. Al expresarse como fracción de la gravedad terrestre, este valor se incorpora directamente en el cálculo de la demanda sísmica que rige el diseño estructural conforme a la normativa vigente.

Figura 80

Zonificación sísmica en el Perú



Fuente: Tomado de NTP E-030,por Ministerio de vivienda,2020

Tabla 4-11

Parámetros de Zonificación y Factor de zona (Z)

	Parámetros	**Factor (Z)**
Departamento	Lambayeque	
Provincia	Chiclayo	
Distrito	Chiclayo	0.45
Región Geográfica	Costa	
Zona sísmica	4	

Fuente: Desarrollo propio

4.5.1.2 Parámetro de sitio

En la norma E-030 2020 se presenta una tabla que considera el factor de suelo(s) dependiendo del tipo o perfil de suelo y de la zona sísmica.

Además de acuerdo a cada perfil de suelo se tiene valores de periodo corto (Tp) y periodo largo (Tl).

Tabla 4-12

Parámetro de sitio y factor de Suelo (s)

Parámetros	
Perfil de suelo	S3
S	1.10
Tp	1.00
Tl	1.60

Fuente: Desarrollo propio

4.5.1.3 Factor de uso

Según los criterios de categorización definidos en la NTP E.030-2020, el edificio objeto de estudio se considera una edificación esencial del grupo A2, lo que implica requisitos específicos en cuanto a desempeño sísmico y continuidad operativa.

Tabla 4-13

Categoría del edificio y factor de uso (U)

Parámetros	
Categoría del edificio	A
U	1.5

Fuente: Desarrollo propio

4.5.1.4 Periodo fundamental de vibración

El periodo fundamental de vibración “t” se define por la siguiente fórmula

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

h_n: Altura total del edificio

C_T: Coeficiente para el cálculo del periodo

Donde:

- CT = 35

  Este valor corresponde a edificaciones en las que, en la dirección analizada, los sistemas resistentes están conformados exclusivamente por:

  - Estructuras basadas en pórticos de concreto armado, en las que no se han considerado muros de corte como parte del mecanismo resistente frente a cargas laterales.
  - Sistema estructural compuesto por pórticos dúctiles de acero, en los que las conexiones permiten resistir momentos flexionantes, y no se han considerado elementos de arriostramiento como parte del mecanismo de control lateral.

- CT = 45

  Se aplica a estructuras cuya resistencia en la dirección considerada proviene de:

  - Configuración estructural basada en pórticos de concreto armado, reforzada mediante la inclusión de muros confinados en sectores específicos como escaleras y ascensores, lo que contribuye al control de desplazamientos laterales.
  - Configuración estructural basada en pórticos de acero, reforzada mediante la incorporación de sistemas de arriostramiento que contribuyen al control de desplazamientos y a la disipación de energía.

- CT = 60

  Este valor se asigna a construcciones que emplean sistemas de albañilería o estructuras de concreto armado con muros estructurales, sistemas duales o elementos cuya capacidad de disipar energía ante eventos sísmicos es restringida.

Tabla 4-14

Periodos fundamentales de vibración para cada bloque

	BIBLIOTECA			AULAS			TANQUE ELEVADO		
	hn(m)	CT	T(s)	hn(m)	CT	T(s)	hn(m)	CT	T(s)
Dirección X	10.05	60	0.168	13.25	60	0.221	21.3	35	0.609
Dirección Y	10.05	60	0.168	13.25	60	0.221	21.3	35	0.609

Fuente: Desarrollo propio

De acuerdo con la información contenida en la tabla 4-14, los periodos fundamentales de vibración obtenidos para cada bloque y dirección son menores al umbral de 1 segundo definido como periodo corto (Tp) para el tipo de suelo S3, lo que permite clasificar la respuesta estructural dentro del rango de comportamiento correspondiente a dicha condición.

4.5.1.5 Factor de amplificación sísmica

Este parámetro se establece considerando los valores de TP y TL que caracterizan el comportamiento dinámico del sitio, permitiendo modelar la amplificación sísmica de manera coherente con las condiciones locales del suelo.

$$T < T_P \qquad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \qquad C = 2.5\left(\frac{T_P}{T}\right)$$

$$T > T_L \qquad C = 2.5\left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$$

Los periodos fundamentales calculados para cada bloque y dirección son menores al umbral de 1 segundo correspondiente al periodo corto (Tp) del tipo de suelo S3. En consecuencia, el factor de amplificación sísmica (C) que rige el diseño estructural de todos los bloques se fija en 2.5, según lo indicado por la normativa vigente.

Tabla 4-15

Factor de amplificación sísmica

Parámetros		Factores
T < Tp	C = 2.5	Tp = 1.00
Tp < T < Tl	C = 2.5 * (Tp/ T)	Tl = 1.60
T > Tl	C =2.5*((Tp*Tl) /T^2)	C = 2.5

Fuente: Desarrollo propio

4.5.1.6 Coeficiente básico de reducción sísmica (r_0)

Tabla 4-16

Coeficiente básico de reducción para bloque III Biblioteca y bloque IV

Aulas

Sistema Estructural	
Dirección x-x	**Dirección y-y**
Sistema dual Ro = 7	Albañilería confinada Ro = 3

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-17

Coeficiente básico de reducción para el tanque elevado

Sistema Estructural	
Dirección x-x	**Dirección y-y**
Pórticos de Concreto armado Ro = 8	Pórticos de Concreto Armado Ro = 8

Fuente: Desarrollo propio

4.5.1.7 Peso sísmico

La determinación del peso sísmico (P) en cada bloque estructural se realizó siguiendo los lineamientos establecidos por la norma NTP E.030-2020. Para su determinación, se suma el peso propio de todos los componentes permanentes de la edificación estructurales y no estructurales con una proporción de la carga viva, la cual varía en función del uso específico de

cada área, conforme a lo establecido por la normativa vigente. La norma establece coeficientes de participación para la sobrecarga, reconociendo que no toda la carga viva estará presente durante un evento sísmico. La metodología adoptada facilita una representación más fiel de la masa efectiva que interviene en la dinámica estructural, asegurando que el modelo analítico refleje de manera adecuada las solicitaciones relevantes para el diseño sísmico.

a) Para estructuras clasificadas dentro de los grupos A y B, se incorpora la mitad de la carga viva en el cálculo del peso sísmico, reflejando condiciones de uso típicas con fluctuaciones moderadas en la ocupación.
b) En el caso de azoteas y cubiertas, se considera únicamente el 25% de la carga viva, dado que estas áreas presentan una menor probabilidad de estar ocupadas durante un evento sísmico.
c) Para edificaciones destinadas al almacenamiento, incluyendo recipientes como tanques y silos, se incorpora la totalidad de la carga almacenada en el cálculo de masa sísmica, ya que dicha carga forma parte activa del comportamiento dinámico de la estructura.

A partir de las cargas gravitacionales que actúan en cada nivel, se han determinado los valores de peso sísmico por bloque. Estos resultados permiten caracterizar con mayor precisión la masa que participa en la respuesta estructural frente a solicitaciones sísmicas.

- **BLOQUE III (Biblioteca)**

Tabla 4-18

Peso total del bloque III(Biblioteca)

Clase de carga	Fz (ton)	Factor escala	Fz (ton)
P.Propio	559.11	1	559.11
C. M	271.15	1	271.15
C.V	175.95	0.50	87.98
CV. Techo	27.85	0.25	6.96
Total (ton)	**1034.06**		**925.20**

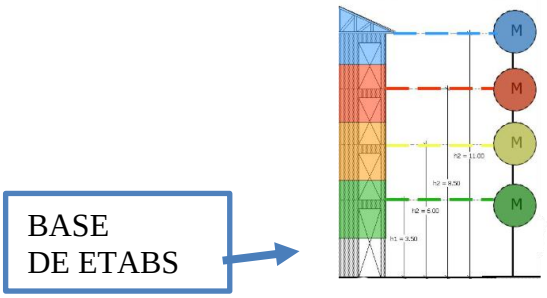
Fuente: Desarrollo propio

El peso sísmico se refiere sólo al peso que está comprendido entre la mitad de altura del primer nivel hasta el tope de la edificación, así es como trabajan los distintos softwares estructurales,

es por esto que ETABS nombra a la parte inferior del primer nivel como BASE como se aprecia en la figura 81, para esto el programa nos proporciona una tabla de masas por nivel (mass summary by story) teniendo como fuente de masa sísmica a la combinación de las cargas anteriormente vistas con sus respectivos factores.

Figura 81

Determinación del Peso sísmico



Fuente: Adaptado de *Determinación del peso sísmico* por slideplayer,2015,(https://slideplayer.es/slide/3295031/11/images/).

Tabla 4-19

Masa sísmica por nivel (story) del bloque III(Biblioteca)

Story	UX	UY
	kg	kg
Story3	223159.829	223159.829
Story2	336530.99	336530.99
Story1	325308.368	325308.368
Base	29721.585	29721.585

Fuente: Desarrollo propio

Por lo tanto la masa sísmica sin considerar la base sería la suma de los masas de los Story 1, Story 2 y Story 3, dando un total de 884999.187 Kg que en toneladas sería:

$$PESO\ SÍSMICO\ BLOQUE\ III(Biblioteca) = 884.99\ ton$$

- **BLOQUE IV (AULAS)**

Tabla 4-20

Peso total del bloque IV (Aulas)

Clase de carga	Fz (ton)	Factor escala	Fz (ton)
P.Propio	573.58	1	573.58
C. M	229.58	1	229.58
C.V	157.13	0.50	78.57
CV. Techo	16.29	0.25	4.07
Total (ton)	**976.58**		**885.80**

Fuente: Desarrollo propio

Siendo el peso sísmico sólo al peso que está comprendido entre la mitad de altura del primer nivel hasta el tope de la edificación, la siguiente tabla demuestra la masa sísmica por nivel en kg del bloque IV (Aulas)

Tabla 4-21

Masa sísmica por nivel (story) del bloque IV(Aulas)

Story	UX	UY
	kg	kg
Story4	148560.21	148560.21
Story3	231447.61	231447.61
Story2	226101.61	226101.61
Story1	230605.25	230605.25
Base	36529.51	36529.51

Fuente: Desarrollo propio

Por lo tanto la masa sísmica sin considerar la base sería la suma de las masas de todos los storys , dando un total de 836714.68 Kg que en toneladas sería:

$$PESO\ SÍSMICO\ BLOQUE\ IV(Aulas) = 836.71\ ton$$

- **TANQUE ELEVADO**

Tabla 4-22

Peso total del tanque elevado de agua

Clase de carga	Fz (ton)	Factor escala	Fz (ton)
P.Propio	209.94	1	209.94
C. M	1.81	1	1.81
C.V (agua)	21.86	0.50	10.93
CV. Techo	0.88	0.25	0.22
Total (ton)	**234.50**		**222.90**

Fuente: Desarrollo propio

Siendo el peso sísmico sólo al peso que está comprendido entre la mitad de altura del primer nivel hasta el tope de la edificación, la siguiente tabla demuestra la masa sísmica por nivel en kg del tanque elevado.

Tabla 4-23

Masa sísmica por nivel (story) del tanque elevado

Story	**UX**	**UY**
	kg	**kg**
Story7	13497.2625	13497.2625
Story6	44924.2875	44924.2875
Story5	30434.4	30434.4
Story4	30434.4	30434.4
Story3	30434.4	30434.4
Story2	30434.4	30434.4
Story1	31048.8	31048.8
Base	11673.6	11673.6

Fuente: Desarrollo propio

Por lo tanto la masa sísmica sin considerar la base sería la suma de las masas de todos los storys dando un total de 211207.95 Kg que en toneladas sería:

$$PESO\ SÍSMICO\ TANQUE\ ELEVADO = 211.207\ ton$$

4.5.2 Irregularidades estructurales

4.5.2.1 Irregularidad en altura

- IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ -PISO BLANDO

S presenta cuando, en alguna de las direcciones principales, un entrepiso exhibe una pérdida considerable de rigidez lateral respecto a los niveles superiores. Esta condición se considera crítica si la rigidez del nivel en cuestión es menor al 70% de la del piso superior inmediato, o si no alcanza el 80% del promedio de rigideces de los tres niveles superiores contiguos. Esta configuración puede afectar negativamente la capacidad de la estructura para distribuir esfuerzos y disipar energía durante un sismo, incrementando el riesgo de concentraciones de daño. (E-030, 2020)

Tabla 4-24

Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección X-X en el bloque III(Biblioteca)

Nivel	Kx (ton/m)	Verificación del 70 %	
		70% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.70\ K_{i+1}$
3	18799.15		
2	36955.83	13159.41	Regular
1	76016.02	25869.08	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-25

Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección Y-Y en el bloque III(Biblioteca)

Nivel	Ky (ton/m)	Verificación del 70 %	
		70% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.70\ K_{i+1}$
3	116841.26		
2	154489.89	81788.88	Regular
1	132025.09	108142.92	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-26

Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección X-X en el bloque IV (Aulas)

Nivel	Kx (ton/m)	Verificación del 70 %	
		70% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.70\ K_{i+1}$
4	15634.87		
3	26704.81	10944.41	Regular
2	33609.42	18693.37	Regular
1	59179.32	23526.60	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-27

Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección Y-Y en el bloque IV(Aulas)

Nivel	Ky (ton/m)	Verificación del 70 %	
		70% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.70\ K_{i+1}$
4	99499.88		
3	157272.21	69649.92	Regular
2	178949.61	110090.55	Regular
1	223532.39	125264.73	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-28

Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección X-X del tanque elevado

Nivel	Kx (ton/m)	Verificación del 70 %	
		70% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.70\ K_{i+1}$
7	2820.41		
6	6259.68	1974.29	Regular
5	7479.90	4381.78	Regular
4	8612.56	5235.93	Regular
3	9878.79	6028.79	Regular
2	11995.61	6915.15	Regular
1	20943.93	8396.92	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-29

Evaluación de irregularidad de piso blando en la dirección Y-Y del tanque elevado

Nivel	Ky (ton/m)	Verificación del 70 %	
		70% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.70\ K_{i+1}$
7	2820.40		
6	6259.68	1974.28	Regular
5	7479.90	4381.78	Regular
4	8612.56	5235.93	Regular
3	9878.79	6028.79	Regular
2	11995.61	6915.15	Regular
1	20943.93	8396.92	Regular

Fuente: Desarrollo propio

- IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA -PISO DÉBIL

Este tipo de irregularidad se presenta cuando, en alguna dirección de análisis, la capacidad cortante de un entrepiso disminuye significativamente, alcanzando menos del 80% de la resistencia del nivel superior adyacente, lo que puede generar concentraciones de demanda y afectar la respuesta global de la estructura ante sismos. Esta condición refleja una discontinuidad en la capacidad estructural que puede inducir un comportamiento no uniforme ante solicitaciones sísmicas. Tal desbalance puede provocar que ciertos niveles absorban una proporción excesiva de la demanda, generando concentraciones de daño y reduciendo la eficiencia del sistema resistente. La detección de esta irregularidad se realiza mediante la comparación directa de las capacidades cortantes entre niveles consecutivos, utilizando los resultados del análisis estructural bajo carga lateral. (E-030, 2020)

Tabla 4-30

Evaluación de irregularidad de piso débil en la dirección X-X en el bloque III(Biblioteca)

Nivel	Vx (ton)	Verificación del 80 %	
		80% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.80\ K_{i+1}$
3	91.70		
2	185.77	73.36	Regular
1	234.21	148.62	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-31

Evaluación de irregularidad de piso débil en la dirección Y-Y en el bloque III(Biblioteca)

Nivel	Vy (ton)	Verificación del 80 %	
		80% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.80\ K_{i+1}$
3	213.97		
2	433.47	171.18	Regular
1	546.48	346.77	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-32

Evaluación de irregularidad de piso débil en la dirección X-X en el bloque IV(Aulas)

Nivel	Vx (ton)	Verificación del 80 %	
		80% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.80\ K_{i+1}$
4	58.65		
3	121.19	46.92	Regular
2	161.44	96.95	Regular
1	180.39	129.15	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-33

Evaluación de irregularidad de piso débil en el sentido Y-Y en el bloque IV(Aulas)

Nivel	Vy (ton)	Verificación del 80 %	
		80% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.80\ K_{i+1}$
4	130.95		
3	284.87	104.76	Regular
2	389.22	227.89	Regular
1	446.15	311.38	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-34

Evaluación de irregularidad de piso débil en la dirección X-X en el tanque elevado

Nivel	Vx (ton)	Verificación del 80 %	
		80% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.80\ K_{i+1}$
7	5.52		
6	21.55	4.41	Regular
5	30.63	17.24	Regular
4	37.90	24.50	Regular
3	43.39	30.32	Regular
2	47.07	34.71	Regular
1	49.01	37.66	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-35

Evaluación de irregularidad de piso débil en el sentido Y-Y en el tanque elevado

Nivel	Vy (ton)	Verificación del 80 %	
		80% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.80\ K_{i+1}$
7	5.52		
6	21.55	4.41	Regular
5	30.63	17.24	Regular
4	37.90	24.50	Regular
3	43.39	30.32	Regular
2	47.07	34.71	Regular
1	49.01	37.66	Regular

Fuente: Desarrollo propio

- IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ -PISO BLANDO

Esta condición se presenta cuando, en alguna dirección de análisis, la rigidez lateral de un entrepiso cae por debajo del 60% respecto al nivel superior inmediato, o se encuentra por debajo del 70% del promedio de rigideces de los tres niveles superiores consecutivos. Esta condición refleja una discontinuidad severa en la distribución de rigidez, lo que puede inducir un comportamiento no uniforme ante solicitaciones sísmicas. La estimación de la rigidez lateral se basa en la relación entre la fuerza cortante del entrepiso y el desplazamiento relativo entre

niveles consecutivos, calculado en el centro de masas y bajo condiciones de carga consistentes, generalmente asociadas a un análisis modal o a un procedimiento estático lineal. (E-030, 2020)

Tabla 4-36

Evaluación de irregularidad extrema de piso blando en el sentido X-X en el bloque III(Biblioteca)

Nivel	Kx (ton/m)	Verificació n del 60 %	
		60% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.60\ K_{i+1}$
3	18799.15		
2	36955.83	11279.49	Regular
1	76016.02	22173.50	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-37

Evaluación de irregularidad extrema de piso blando en el sentido Y-Y en el bloque III(Biblioteca)

Nivel	Ky (ton/m)	Verificación del 60 %	
		60% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.60\ K_{i+1}$
3	116841.26		
2	154489.89	70104.75	Regular
1	132025.09	92693.93	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-38

Evaluación de irregularidad extrema de piso blando en el sentido X-X en el bloque IV(Aulas)

Nivel	Kx (ton/m)	Verificación del 60 %	
		60% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.60\ K_{i+1}$
4	15634.87		
3	26704.81	9380.92	Regular
2	33609.42	16022.89	Regular
1	59179.32	20165.65	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-39

Evaluación de irregularidad extrema de piso blando en el sentido Y-Y en el bloque IV(Aulas)

Nivel	Ky (ton/m)	Verificación del 60 %	
		60% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.60\ K_{i+1}$
4	99499.88		
3	157272.21	59699.93	Regular
2	178949.61	94363.33	Regular
1	223532.39	107369.77	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-40

Evaluación de irregularidad extrema de piso blando en el sentido X-X en el tanque elevado

Nivel	Kx (ton/m)	Verificación del 60 %	
		60% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.60\ K_{i+1}$
7	2820.41		
6	6259.68	1692.25	Regular
5	7479.90	3755.81	Regular
4	8612.56	4487.94	Regular
3	9878.79	5167.54	Regular
2	11995.61	5927.27	Regular
1	20943.93	7197.36	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-41

Evaluación de irregularidad extrema de piso blando en el sentido Y-Y en el tanque elevado

Nivel	Ky (ton/m)	Verificación del 60 %	
		60% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.60\ K_{i+1}$
7	2820.40		
6	6259.68	1692.24	Regular
5	7479.90	3755.81	Regular
4	8612.56	4487.94	Regular
3	9878.79	5167.54	Regular
2	11995.61	5927.27	Regular
1	20943.93	7197.36	Regular

Fuente: Desarrollo propio

- IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA -PISO DÉBIL

Esta condición se presenta cuando, en alguna dirección principal de análisis, la capacidad de un entrepiso para absorber esfuerzos cortantes cae por debajo del 65% respecto al nivel superior contiguo. Esta condición refleja una pérdida significativa de capacidad estructural entre niveles consecutivos, lo cual puede inducir un comportamiento no uniforme ante solicitaciones sísmicas, aumentando el riesgo de daño localizado. La evaluación de esta irregularidad se realiza mediante la comparación directa de las resistencias cortantes entre entrepisos, utilizando los resultados obtenidos del análisis estructural bajo carga lateral. (E-030, 2020)

Tabla 4-42

Evaluación de irregularidad extrema de piso débil en el sentido X-X en el bloque III(Biblioteca)

Nivel	Vx (ton)	Verificación del 65 %	
		65% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.65\ K_{i+1}$
3	91.70		
2	185.77	59.61	Regular
1	234.21	120.75	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-43

Evaluación de irregularidad extrema de piso débil en el sentido Y-Y en el bloque III(Biblioteca)

Nivel	Vy (ton)	Verificación del 65 %	
		65% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.65\ K_{i+1}$
3	213.97		
2	433.47	139.08	Regular
1	546.48	281.75	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-44

Evaluación de irregularidad extrema de piso débil en el sentido X-X en el bloque IV(Aulas)

Nivel	Vx (ton)	Verificación del 65 %	
		65% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.65\ K_{i+1}$
4	58.65		
3	121.19	38.12	Regular
2	161.44	78.77	Regular
1	180.39	104.93	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-45

Evaluación de irregularidad extrema de piso débil en el sentido Y-Y en el bloque IV(Aulas)

|Nivel	Vy (ton)	Verificación del 65 %	
		65% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.65\ K_{i+1}$
4	130.95		
3	284.87	85.12	Regular
2	389.22	185.16	Regular
1	446.15	252.99	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-46

Evaluación de irregularidad extrema de piso débil en el sentido X-X en el tanque elevado

Nivel	Vx (ton)	Verificación del 65 %	
		65% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.65\ K_{i+1}$
7	5.52		
6	21.55	3.58	Regular
5	30.63	14.01	Regular
4	37.90	19.91	Regular
3	43.39	24.64	Regular
2	47.07	28.20	Regular
1	49.01	30.60	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-47

Evaluación de irregularidad extrema de piso débil en el sentido Y-Y en el tanque elevado

Nivel	Vy (ton)	Verificación del 65 %	
		65% K_{i+1} (ton/m)	$K_i < 0.65\ K_{i+1}$
7	5.52		
6	21.55	3.58	Regular
5	30.63	14.01	Regular
4	37.90	19.91	Regular
3	43.39	24.64	Regular
2	47.07	28.20	Regular
1	49.01	30.60	Regular

Fuente: Desarrollo propio

- IRREGULARIDAD DE MASA O PESO

Este tipo de irregularidad se identifica cuando la totalidad del peso de un entrepiso calculado según los parámetros establecidos en la NTP E.030-2020 resulta más de un 50% mayor que el peso de un nivel vecino, lo que puede generar desequilibrios en la distribución de esfuerzos durante un evento sísmico. Esta condición implica que el piso en cuestión tiene una masa significativamente mayor, lo que puede generar una respuesta sísmica desbalanceada y concentraciones de esfuerzo. Es importante destacar que este criterio excluye los niveles de azotea y sótano, ya que su comportamiento estructural no se considera representativo para esta evaluación.

Tabla 4-48

Evaluación de irregularidad de masa o peso del bloque III(Biblioteca)

Nivel	Peso (ton)	Verificación		
		1.5 K_{i+1} (ton/m)	1.5 K_{i-1} (ton/m)	Verifico
3	223.06			
2	335.73		486.62	Regular
1	324.41	503.60		Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-49

Evaluación de irregularidad de masa o peso del bloque IV(Aulas)

Nivel	Peso (ton)	Verificación		
		1.5 K_{i+1} (ton/m)	1.5 K_{i-1} (ton/m)	Verifico
4	148.56		347.17	Regular
3	231.45		339.15	Regular
2	226.10		345.91	Regular
1	230.61	339.15		Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-50

Evaluación de irregularidad de masa o peso del tanque elevado

Nivel	Peso (ton)	Verificación		
		1.5 K_{i+1} (ton/m)	1.5 K_{i-1} (ton/m)	Verifico
7	13.50			
6	44.92		45.65	Regular
5	30.43	67.39	45.65	Regular
4	30.43	45.65	45.65	Regular
3	30.43	45.65	45.65	Regular
2	30.43	45.65	46.57	Regular
1	31.05	45.65		Regular

Fuente: Desarrollo propio

- IRREGULARIDAD DE GEOMETRÍA VERTICAL

Se considera que una edificación presenta irregularidad geométrica vertical cuando, en cualquiera de sus direcciones principales, la extensión del sistema resistente en planta en un nivel determinado excede en más del 30% la longitud del nivel contiguo. Esta condición puede provocar desequilibrios en la rigidez y resistencia distribuidas en altura, generando posibles concentraciones de demanda sísmica en zonas específicas. La norma excluye de este criterio a los niveles de azotea y sótano, ya que su configuración no representa un riesgo significativo en términos de estabilidad global. (E-030, 2020)

Para nuestro caso de estudio tanto el bloque III, IV y Tanque elevado presentan una configuración estructural geométricamente regular.

- DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

Se presenta esta irregularidad cuando un componente que absorbe al menos el 10% de la demanda cortante en una dirección determinada muestra una discontinuidad vertical marcada, lo que puede comprometer la continuidad del sistema resistente.Este desalineamiento puede deberse a una modificación en la orientación del elemento o a un desplazamiento de su eje vertical, siempre que dicha variación supere el 25% de su dimensión representativa. Esta condición altera la trayectoria de carga y puede comprometer la transferencia eficiente de esfuerzos entre niveles, generando zonas vulnerables ante solicitaciones sísmicas. (E-030, 2020)

Para nuestro caso de estudio tanto el bloque III, IV y Tanque elevado no presentan desalineamientos verticales.

- DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES

Esta condición se cumple cuando los elementos estructurales que presentan desalineamientos verticales ,según lo definido previamente , participan con más del 25% en la resistencia cortante total de un entrepiso. Esta condición implica que una proporción significativa de la demanda sísmica está siendo absorbida por componentes que no mantienen una continuidad geométrica adecuada, lo que puede comprometer la transferencia eficiente de esfuerzos entre niveles y aumentar la vulnerabilidad estructural ante eventos sísmicos. (E-030, 2020)

Para nuestro caso de estudio al no presentar ninguna estructura desalineamientos verticales, por ende, tampoco presentan discontinuidad extrema.

4.5.2.2 Irregularidad en planta

- IRREGULARIDAD TORSIONAL

Se califica como irregularidad torsional aquella configuración estructural en la que, en alguna dirección de análisis, el desplazamiento relativo máximo de entrepiso en uno de los

extremos del edificio calculado incluyendo la excentricidad accidental excede en más de 1.3 veces el valor promedio de los desplazamientos relativos en los extremos del mismo nivel. Esta condición refleja una respuesta asimétrica ante cargas laterales, lo que puede inducir torsión excesiva en planta y generar concentraciones de demanda en elementos estructurales específicos. La evaluación se realiza bajo una misma condición de carga, generalmente asociada al análisis sísmico modal o estático. (E-030, 2020)

Tabla 4-51

Evaluación de *irregularidad torsional en el sentido X-X en el bloque III(Biblioteca)*

Nivel	Desplazamientos		VERIFICACIÓN	
	Maximo (m)	Promedio (m)	Ratio	< 1.3
3	0.0573	0.0570	1.004	Regular
2	0.0355	0.0353	1.005	Regular
1	0.0134	0.0133	1.006	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-52

Evaluación de Irregularidad torsional en el sentido Y-Y en el bloque III(Biblioteca)

Nivel	Desplazamientos		VERIFICACIÓN	
	Maximo (m)	Promedio (m)	Ratio	< 1.3
3	0.0185	0.0178	1.042	Regular
2	0.0148	0.0142	1.041	Regular
1	0.0089	0.0086	1.041	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-53

Evaluación de irregularidad torsional en el sentido X-X en el bloque IV(Aulas)

Nivel	Desplazamientos		VERIFICACIÓN	
	Maximo (m)	Promedio (m)	Ratio	< 1.3
4	0.1015	0.0996	1.020	Regular
3	0.0793	0.0777	1.021	Regular
2	0.0509	0.0498	1.022	Regular
1	0.0202	0.0197	1.026	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-54

Evaluación de Irregularidad torsional en el sentido Y-Y en el bloque IV(Aulas)

Nivel	Desplazamientos		VERIFICACIÓN	
	Maximo (m)	Promedio (m)	Ratio	< 1.3
4	0.0217	0.0191	1.134	Regular
3	0.0178	0.0157	1.134	Regular
2	0.0123	0.0109	1.133	Regular
1	0.0059	0.0052	1.129	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-55

Evaluación de irregularidad torsional en el sentido X-X en el tanque elevado

Nivel	Desplazamientos		VERIFICACIÓN	
	Máximo (m)	Promedio (m)	Ratio	< 1.3
7	0.1189	0.1182	1.005	Regular
6	0.1095	0.1089	1.006	Regular
5	0.0928	0.0928	1.000	Regular
4	0.0730	0.0729	1.000	Regular
3	0.0517	0.0516	1.000	Regular
2	0.0304	0.0304	1.000	Regular
1	0.0114	0.0114	1.001	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-56

Evaluación de Irregularidad torsional en el sentido Y-Y en el tanque elevado

Nivel	Desplazamientos		VERIFICACIÓN	
	Maximo (m)	Promedio (m)	Ratio	< 1.3
7	0.1189	0.1182	1.005	Regular
6	0.1095	0.1089	1.006	Regular
5	0.0928	0.0928	1.000	Regular
4	0.0730	0.0729	1.000	Regular
3	0.0517	0.0516	1.000	Regular
2	0.0304	0.0304	1.000	Regular
1	0.0114	0.0114	1.001	Regular

Fuente: Desarrollo propio

- IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA

La condición de torsión extrema se presenta cuando, en el análisis estructural, se observa que el desplazamiento relativo de entrepiso en uno de los extremos del edificio, incluyendo el efecto de excentricidad accidental, excede en más del 50% al promedio de desplazamientos registrados en los extremos del mismo nivel.. Esta condición refleja una respuesta altamente asimétrica ante cargas laterales, lo que puede inducir torsión severa en planta, comprometer la estabilidad de elementos verticales y generar mecanismos de falla por rotación diferencial. La evaluación se realiza bajo una misma condición de carga, generalmente asociada al análisis sísmico modal o estático lineal. (E-030, 2020)

Tabla 4-57

Evaluación de irregularidad torsional extrema en el sentido X-X en el bloque III(Biblioteca)

Nivel	Desplazamientos		VERIFICACIÓN	
	Maximo (m)	Promedio (m)	Ratio	< 1.5
3	0.0573	0.0570	1.004	Regular
2	0.0355	0.0353	1.005	Regular
1	0.0134	0.0133	1.006	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-58

Evaluación de Irregularidad torsional extrema en el sentido Y-Y en el bloque III(Biblioteca)

Nivel	Desplazamientos		VERIFICACIÓN	
	Maximo (m)	Promedio (m)	Ratio	< 1.3
3	0.0185	0.0178	1.042	Regular
2	0.0148	0.0142	1.041	Regular
1	0.0089	0.0086	1.041	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-59

Evaluación de irregularidad torsional extrema en el sentido X-X en el bloque IV(Aulas)

Nivel	Desplazamientos		VERIFICACIÓN	
	Maximo (m)	Promedio (m)	Ratio	< 1.5
4	0.1015	0.0996	1.020	Regular
3	0.0793	0.0777	1.021	Regular
2	0.0509	0.0498	1.022	Regular
1	0.0202	0.0197	1.026	Regular

Fuente:Desarrollo propio

Tabla 4-60

Evaluación de Irregularidad torsional extrema en el sentido Y-Y en el bloque IV(Aulas)

Nivel	Desplazamientos		VERIFICACIÓN	
	Maximo (m)	Promedio (m)	Ratio	< 1.3
4	0.0217	0.0191	1.134	Regular
3	0.0178	0.0157	1.134	Regular
2	0.0123	0.0109	1.133	Regular
1	0.0059	0.0052	1.129	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-61

Evaluación de irregularidad torsional extrema en el sentido X-X en el tanque elevado

Nivel	Desplazamientos		VERIFICACIÓN	
	Maximo (m)	Promedio (m)	Ratio	< 1.5
7	0.1189	0.1182	1.005	Regular
6	0.1095	0.1089	1.006	Regular
5	0.0928	0.0928	1.000	Regular
4	0.0730	0.0729	1.000	Regular
3	0.0517	0.0516	1.000	Regular
2	0.0304	0.0304	1.000	Regular
1	0.0114	0.0114	1.001	Regular

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-62

Evaluación de Irregularidad torsional extrema en el sentido Y-Y en el tanque elevado

Nivel	Desplazamientos		VERIFICACIÓN	
	Maximo (m)	Promedio (m)	Ratio	< 1.3
7	0.1189	0.1182	1.005	Regular
6	0.1095	0.1089	1.006	Regular
5	0.0928	0.0928	1.000	Regular
4	0.0730	0.0729	1.000	Regular
3	0.0517	0.0516	1.000	Regular
2	0.0304	0.0304	1.000	Regular
1	0.0114	0.0114	1.001	Regular

Fuente: Desarrollo propio

- IRREGULARIDAD DE ESQUINAS ENTRANTES

Se califica como irregular aquella configuración en planta donde se presentan esquinas entrantes cuya extensión, tanto en el sentido longitudinal como transversal, excede el 20% de la dimensión total del edificio en cada dirección respectiva. Esta condición geométrica puede alterar la distribución de masa y rigidez, generando zonas de concentración de deformaciones y posibles mecanismos de falla por torsión o flexión localizada. La evaluación de esta irregularidad se realiza mediante la comparación directa entre las dimensiones de las esquinas entrantes y las dimensiones globales del sistema estructural en planta. (E-030, 2020)

Para nuestro caso de estudio tanto el bloque III, IV y Tanque elevado no presentan esquinas entrantes.

- DISCONTINUIDAD DE DIAFRAGMA

Esta irregularidad se presenta cuando, en algún nivel, el diafragma muestra discontinuidades significativas que afectan su rigidez, incluyendo vacíos o aberturas cuya superficie supera el 50% del área total en planta, lo que puede comprometer la transferencia de esfuerzos horizontales. Esta condición afecta la capacidad del diafragma para actuar como un plano rígido en la transferencia de cargas laterales hacia los elementos verticales. Se dice también que existe irregularidad cuando, en algún nivel y dirección principal, el diafragma

presenta una sección transversal cuya área efectiva resistente no alcanza el 25% del área total en esa dirección, determinada a partir de la geometría completa del nivel en planta. Esta condición refleja una discontinuidad significativa que puede comprometer la transferencia de esfuerzos laterales. Estas situaciones requieren atención especial en el diseño estructural, ya que pueden inducir distorsiones, torsión localizada y pérdida de continuidad en la trayectoria de carga. (E-030, 2020)

Para nuestro caso de estudio tanto el bloque III, IV y Tanque elevado no presentan discontinuidades abruptas.

- SISTEMAS NO PARALELOS

Se califica como irregularidad por sistemas no paralelos cuando, en alguna dirección de análisis, se observa que los elementos estructurales encargados de resistir fuerzas laterales no están alineados de forma paralela. Esta configuración puede alterar la trayectoria de carga y generar efectos torsionales o de acoplamiento entre direcciones ortogonales. Esta configuración no se considera una irregularidad cuando los elementos estructurales forman ángulos menores a 30° respecto a la dirección de análisis, o cuando aquellos que no son paralelos contribuyen con menos del 10% de la capacidad cortante del nivel correspondiente. (E-030, 2020)

Para nuestro caso de estudio tanto el bloque III, IV y Tanque elevado presentan sistemas paralelos resistentes en ambas direcciones.

4.5.3 Coeficiente de reducción de fuerza sísmica

Los bloques en estudio como lo son el de aulas, biblioteca y tanque elevado se han comprobado que son estructuras regulares, por lo tanto los factores de irregularidad en altura (I_a) e irregularidad en planta (I_p) son iguales a 1 , ya habiendo anteriormente hallado los coeficientes básico de reducción (R_0) de cada bloque , la determinación del factor de reducción R se calcula de la siguiente manera.

$$R = R_0 * I_a * I_p$$

Tabla 4-63

Determinación del factor R para todos los bloques

	BIBLIOTECA		AULAS		TANQUE ELEVADO	
DIRECCIÓN	X	Y	X	Y	X	Y
R0	7	3	7	3	8	8
Ia	1	1	1	1	1	1
Ip	1	1	1	1	1	1
R	7	3	7	3	8	8

Fuente: Desarrollo propio

4.5.4 Determinación de la cortante basal

Siguiendo los lineamientos de la norma E-030-2020, se tendrá que hallar cuánto es la fuerza cortante sísmica en la base de cada bloque y se determinará de la siguiente manera

$$V\text{basal} = \frac{ZUCS}{R} * Peso\ sísmico$$

Los factores de Z,U,C,S no cambian de valor para los diferentes bloques por lo tanto el valor del producto de ellos dividido entre el factor de reducción por cada sentido daría los siguientes valores.

Tabla 4-64

Determinación del coeficiente sísmico ZUCS/R

	BIBLIOTECA		AULAS		TANQUE ELEVADO	
SENTIDO	X	Y	X	Y	X	Y
Z	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
U	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
C	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
S	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
R	7	3	7	3	8	8
Z*U*C*S/R	0.2652	0.6188	0.2652	0.6188	0.2320	0.2320

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-65

Determinación de la Fuerza cortante basal en cada bloque

	BIBLIOTECA		AULAS		TANQUE ELEVADO	
SENTIDO	X	Y	X	Y	X	Y
Z*U*C*S/R	0.2652	0.6188	0.2652	0.6188	0.232	0.232
PESO SÍSMICO (ton)	884.99	884.99	836.7147	836.7147	211.2079	211.2079
CORTANTE BASAL (ton)	234.6993	547.632	221.8967	517.759	49.0068	49.0068

Fuente: Desarrollo propio

A continuación, se presentan los resultados de la cortante basal de cada bloque extraídos del análisis realizado en el programa ETABS siendo valores muy cercanos a los calculados anteriormente en la tabla 4-65.

Figura 82

Resultados de Cortante basal en tonf del bloque III(Biblioteca)

C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
0.265179	1		
0.265179	1	884.99919	234.6828
0.265179	1	884.99919	234.6828
0.61875	1		
0.61875	1	884.99919	547.5932
0.61875	1	884.99919	547.5932

Fuente: Modelado ETABS

Figura 83

Resultados de Cortante basal en tonf del bloque IV(Aulas)

C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
0.2652	1	836.7147	221.8967
0.6188	1	836.7147	517.759

Fuente: Modelado ETABS

Figura 84

Resultados de Cortante basal en tonf del tanque elevado

C	K	Weight Used tonf	Base Shear tonf
0.232031	1	211.20795	49.0068
0.232031	1	211.20795	49.0068

Fuente: Modelado ETABS

4.5.5 Distribución de fuerzas sísmicas en altura

Siendo α_i el factor de distribución para las fuerzas sísmicas, la fuerza sísmica en cada piso(F_i) ,será una fracción de la cortante basal y se determinará por la siguiente fórmula.

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^{n} P_j(h_j)^k}$$

Teniendo los valores de fuerza sísmica por piso , se calculará la fuerza cortante sísmica por piso, como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 4-66

Distribución de fuerzas en altura en la dirección "X" del bloque III (Biblioteca)

PISO	PESO (Pi)	ALTURA (hi)	Pi * (hi)^k	αi	Fi	Vi
	(Tn)	(m)			(Tn)	(Tn)
3	223.159	10.05	2242.74795	0.3910	**91.7767**	91.7767
2	336.53	6.85	2305.2305	0.4019	**94.3335**	186.1102
1	325.308	3.65	1187.3742	0.2070	**48.5892**	234.6993
		TOTAL:	5735.35265	1.000	**Vx=**	**234.6993**

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-67

Distribución de fuerzas en altura en la dirección "Y" del bloque III (Biblioteca)

PISO	PESO (Pi)	ALTURA (hi)	$Pi * (hi)^k$	αi	Fi	Vi
	(Tn)	(m)			(Tn)	(Tn)
3	223.159	10.05	2242.74795	0.3910	**214.1455**	214.1455
2	336.53	6.85	2305.2305	0.4019	**220.1116**	434.2571
1	325.308	3.65	1187.3742	0.2070	**113.3747**	547.6318
		TOTAL:	5735.35265	1.000	**Vy=**	**547.6318**

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-68

Distribución de fuerzas en altura en la dirección "X" del bloque IV (Aulas)

PISO	PESO (Pi)	ALTURA (hi)	$Pi * (hi)^k$	αi	Fi	Vi
	(Tn)	(m)			(Tn)	(Tn)
4	148.56	13.25	1968.42	0.2945	**65.3386**	65.3386
3	231.447	10.05	2326.04235	0.3480	**77.2093**	142.5479
2	226.101	6.85	1548.79185	0.2317	**51.4097**	193.9576
1	230.605	3.65	841.70825	0.126	**27.9391**	221.8967
		TOTAL:	6684.96245	1.000	**Vx=**	**221.8967**

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-69

Distribución de fuerzas en altura en la dirección "Y" del bloque IV

(Aulas)

PISO	PESO (Pi)	ALTURA (hi)	$Pi *(hi)^k$	αi	Fi	Vi
	(Tn)	(m)			(Tn)	(Tn)
4	148.56	13.25	1968.42	0.2945	**152.4567**	152.4567
3	231.447	10.05	2326.04235	0.3480	**180.1550**	332.6117
2	226.101	6.85	1548.79185	0.2317	**119.9559**	452.5677
1	230.605	3.65	841.70825	0.126	**65.1914**	517.7591
			6684.96245	1.000	**Vy=**	**517.7591**

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-70

Distribución de fuerzas en altura en la dirección "X" del tanque elevado

PISO	PESO (Pi)	ALTURA (hi)	Pi * (hi)^k	αi	Fi	Vi
	(Tn)	(m)			(Tn)	(Tn)
7	13.4973	24.95	336.7567	0.1125	**5.5152**	5.5152
6	44.9243	21.8	979.3495	0.3273	**16.0393**	21.5545
5	30.4344	18.2	553.9061	0.1851	**9.0716**	30.6260
4	30.4344	14.6	444.3422	0.1485	**7.2772**	37.9032
3	30.4344	11	334.7784	0.1119	**5.4828**	43.3861
2	30.4344	7.4	225.2146	0.0753	**3.6884**	47.0745
1	31.0488	3.8	117.9854	0.0394	**1.9323**	49.0068
			2992.33289	1.000	**Vx=**	**49.0068**

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-71

Distribución de fuerzas en altura en la dirección "Y" del tanque elevado

PISO	PESO (Pi)	ALTURA (hi)	Pi * (hi)^k	αi	Fi	Vi
	(Tn)	(m)			(Tn)	(Tn)
7	13.4973	24.95	336.7567	0.1125	**5.5152**	5.5152
6	44.9243	21.8	979.3495	0.3273	**16.0393**	21.5545
5	30.4344	18.2	553.9061	0.1851	**9.0716**	30.6260
4	30.4344	14.6	444.3422	0.1485	**7.2772**	37.9032
3	30.4344	11	334.7784	0.1119	**5.4828**	43.3861
2	30.4344	7.4	225.2146	0.0753	**3.6884**	47.0745
1	31.0488	3.8	117.9854	0.0394	**1.9323**	49.0068
			2992.33289	1.000	**Vy=**	**49.0068**

Fuente: Desarrollo propio

4.6 ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL ESTÁTICO

Se realizó este tipo de análisis para cada uno de los bloques obteniendo como resultados la cortante basal dinámica y las derivas por medio del método de combinación modal espectral, siguiendo las recomendaciones de la NTP E030-2020.

4.6.1 Aceleración espectral

Para este análisis se utilizó el espectro de diseño de pseudoaceleraciones propuesto en la NTP E030-2020. Este espectro de pseudoaceleraciones es una función del periodo de la edificación en un modo de vibración.

Según la teoría de la dinámica estructural toda edificación tiene diferentes modos de vibrar y de acuerdo a la normativa indicada anteriormente para hallar los valores de las aceleraciones espectrales(Sa) por cada modo se utilizará los factores sísmicos hallados en el análisis lineal estático de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Siendo:

Sa: Valor de aceleración espectral utilizado en el diseño sísmico

Z: Coeficiente de zonificación ,con valor igual a 0.45

U: Factor de uso establecido en 1.5

C: Parámetro de amplificación sísmica dependiente del periodo estructural

S: Parámetro de suelo con valor igual a 1.1

R:Coeficiente de reducción de demanda sísmica , determinado por el sistema estructural y la dirección de análisis.

g :aceleración gravitacional estándar igual a 9.81m/s^2

Cada valor de periodo indica un diferente valor del coeficiente de amplificación sísmica, según lo estipulado en la NTP E030-2020

Si:	T < Tp, entonces:	C =	2.5
Si:	Tp < T < T_L, entonces:	C =	2.5 (Tp / T)
Si:	T > T_L, entonces:	C =	2.5 (Tp. T_L) /(T^2)

Para un tipo de suelo S3 (Suelo blando) que es tipo de suelo donde se está cimentando los bloques , se tiene un periodo corto T_p=1.00 s y un periodo largo de T_l= 1.60 s , teniendo estos valores de periodo se tendrá la gráfica del espectro de diseño de pseudoaceleraciones.

Tabla 4-72

Valores de aceleración espectral (Sa/g) para los bloques III y IV en la dirección X-X

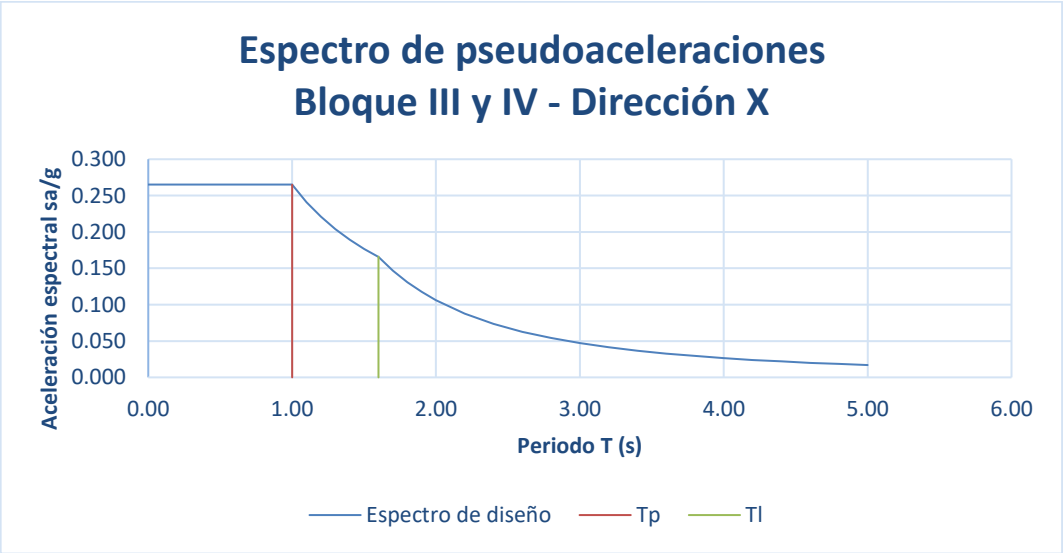
T	C	Sa/g
0.00	2.500	0.265
0.02	2.500	0.265
0.04	2.500	0.265
0.06	2.500	0.265
0.08	2.500	0.265
0.10	2.500	0.265
0.12	2.500	0.265
0.14	2.500	0.265
0.16	2.500	0.265
0.18	2.500	0.265
0.20	2.500	0.265
0.25	2.500	0.265
0.30	2.500	0.265
0.35	2.500	0.265
0.40	2.500	0.265
0.45	2.500	0.265
0.50	2.500	0.265
0.55	2.500	0.265
0.60	2.500	0.265
0.65	2.500	0.265
0.70	2.500	0.265
0.75	2.500	0.265
0.80	2.500	0.265
0.85	2.500	0.265
0.90	2.500	0.265
0.95	2.500	0.265
1.00	2.500	0.265
1.10	2.273	0.241
1.20	2.083	0.221
1.30	1.923	0.204
1.40	1.786	0.189
1.50	1.667	0.177

1.60	1.563	0.166
1.70	1.384	0.147
1.80	1.235	0.131
1.90	1.108	0.118
2.00	1.000	0.106
2.20	0.826	0.088
2.40	0.694	0.074
2.60	0.592	0.063
2.80	0.510	0.054
3.00	0.444	0.047
3.20	0.391	0.041
3.40	0.346	0.037
3.60	0.309	0.033
3.80	0.277	0.029
4.00	0.250	0.027
4.20	0.227	0.024
4.40	0.207	0.022
4.60	0.189	0.020
4.80	0.174	0.018
5.00	0.160	0.017

Fuente: Desarrollo propio

Figura 85

Espectro de diseño en la dirección X-X de los bloques III y IV



Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-73

Valores de aceleración espectral (Sa/g) para los bloques III y IV en la dirección Y-Y

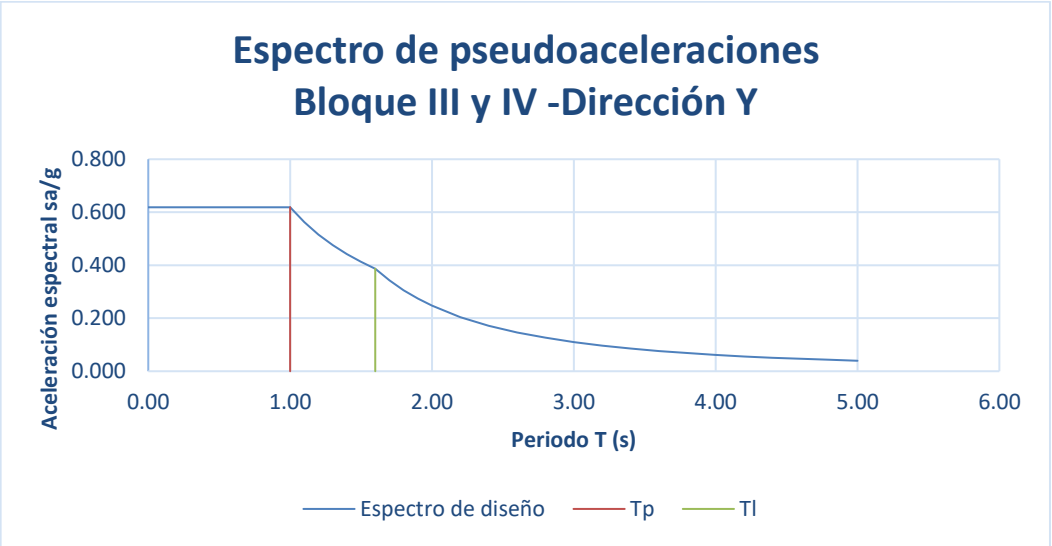
T	C	Sa/g
0.00	2.500	0.619
0.02	2.500	0.619
0.04	2.500	0.619
0.06	2.500	0.619
0.08	2.500	0.619
0.10	2.500	0.619
0.12	2.500	0.619
0.14	2.500	0.619
0.16	2.500	0.619
0.18	2.500	0.619
0.20	2.500	0.619
0.25	2.500	0.619
0.30	2.500	0.619
0.35	2.500	0.619
0.40	2.500	0.619
0.45	2.500	0.619
0.50	2.500	0.619
0.55	2.500	0.619
0.60	2.500	0.619
0.65	2.500	0.619
0.70	2.500	0.619
0.75	2.500	0.619
0.80	2.500	0.619
0.85	2.500	0.619
0.90	2.500	0.619
0.95	2.500	0.619
1.00	2.500	0.619
1.10	2.273	0.563
1.20	2.083	0.516
1.30	1.923	0.476
1.40	1.786	0.442
1.50	1.667	0.413

1.60	1.563	0.387
1.70	1.384	0.343
1.80	1.235	0.306
1.90	1.108	0.274
2.00	1.000	0.248
2.20	0.826	0.205
2.40	0.694	0.172
2.60	0.592	0.146
2.80	0.510	0.126
3.00	0.444	0.110
3.20	0.391	0.097
3.40	0.346	0.086
3.60	0.309	0.076
3.80	0.277	0.069
4.00	0.250	0.062
4.20	0.227	0.056
4.40	0.207	0.051
4.60	0.189	0.047
4.80	0.174	0.043
5.00	0.160	0.040

Fuente: Desarrollo propio

Figura 86

Espectro de diseño en la dirección Y-Y de los bloques III y IV



Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-74

Valores de aceleración espectral (Sa/g) para el tanque elevado en ambas direcciones

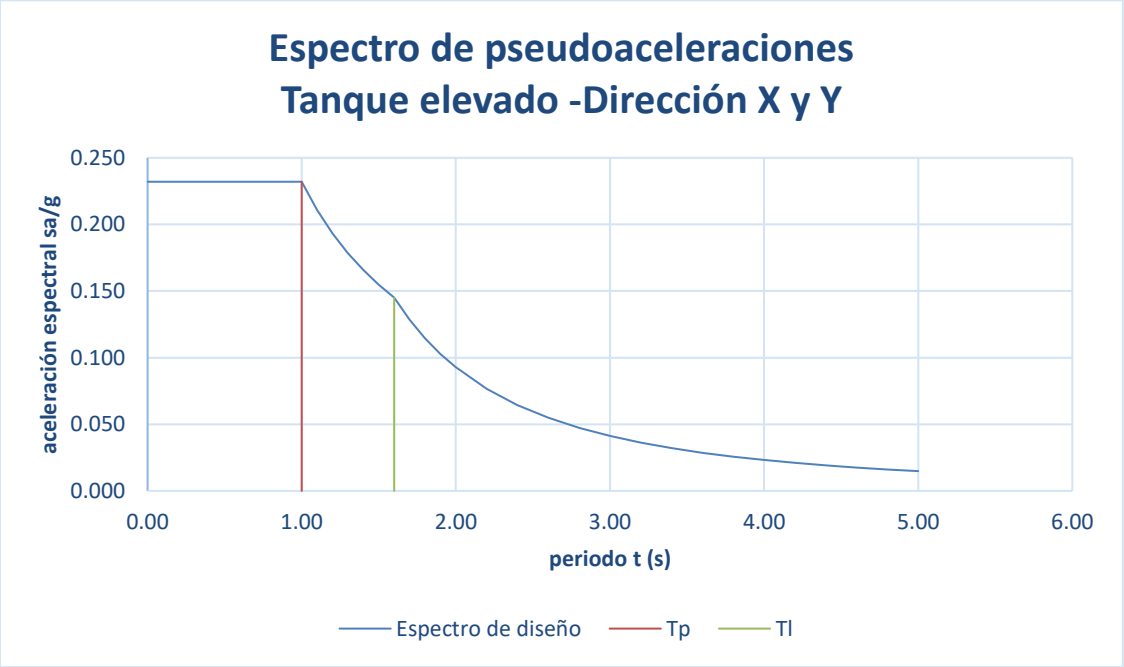
T	C	Sa/g
0.00	2.500	0.232
0.02	2.500	0.232
0.04	2.500	0.232
0.06	2.500	0.232
0.08	2.500	0.232
0.10	2.500	0.232
0.12	2.500	0.232
0.14	2.500	0.232
0.16	2.500	0.232
0.18	2.500	0.232
0.20	2.500	0.232
0.25	2.500	0.232
0.30	2.500	0.232
0.35	2.500	0.232
0.40	2.500	0.232
0.45	2.500	0.232
0.50	2.500	0.232
0.55	2.500	0.232
0.60	2.500	0.232
0.65	2.500	0.232
0.70	2.500	0.232
0.75	2.500	0.232
0.80	2.500	0.232
0.85	2.500	0.232
0.90	2.500	0.232
0.95	2.500	0.232
1.00	2.500	0.232
1.10	2.273	0.211
1.20	2.083	0.193
1.30	1.923	0.178
1.40	1.786	0.166
1.50	1.667	0.155

1.60	1.563	0.145
1.70	1.384	0.128
1.80	1.235	0.115
1.90	1.108	0.103
2.00	1.000	0.093
2.20	0.826	0.077
2.40	0.694	0.064
2.60	0.592	0.055
2.80	0.510	0.047
3.00	0.444	0.041
3.20	0.391	0.036
3.40	0.346	0.032
3.60	0.309	0.029
3.80	0.277	0.026
4.00	0.250	0.023
4.20	0.227	0.021
4.40	0.207	0.019
4.60	0.189	0.018
4.80	0.174	0.016
5.00	0.160	0.015

Fuente: Desarrollo propio

Figura 87

Espectro de diseño para el tanque elevado en ambas direcciones



Fuente: Desarrollo propio

4.6.2 Modos de vibración y porcentaje de masa participativa

Para cada bloque se identificaron los modos de vibración relevantes y se determinaron los porcentajes de masa que participan en cada uno, permitiendo evaluar la respuesta dinámica modal de la estructura. En el proceso de combinación modal espectral, se consideraron únicamente aquellos modos cuya suma acumulada de masas efectivas alcanza al menos el 90% de la masa total del sistema. Este criterio garantiza una representación adecuada del comportamiento dinámico global, asegurando que los modos seleccionados capturen la mayor parte de la respuesta inercial ante solicitaciones sísmicas.

4.6.2.1 Modos de vibración del bloque III(biblioteca)

Del análisis modal para el bloque III resultó que el modo fundamental tiene 0.328 segundos en su periodo y presenta un porcentaje de masa efectiva asociada al modo de 78.85% en la dirección “X” por lo tanto se califica como un modo traslacional en tal dirección, el segundo modo tiene un periodo de 0.187 segundos y presenta un porcentaje de masa

participativa de 88.44% en la dirección “Y” por lo tanto se califica como un modo traslacional en dicha dirección.

El primer modo al tener mayor periodo que el segundo modo se entiende que la estructura será mas flexible en la dirección traslacional del primer modo que es la dirección en “X” a comparación con la dirección en “Y”.Además por tener mayor periodo el primer modo en comparación con el segundo modo, va a tener una frecuencia(ciclos/segundo) más baja en comparación con el segundo modo y por ende con los modos superiores.

Tabla 4-75

Porcentaje de masa participativa del bloque III(Biblioteca)

Modo	Periodo(s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.328	78.85%	0.00%	0.05%	78.85%	0.00%	0.05%
2	0.187	0.000%	88.44%	0.06%	78.85%	88.44%	0.11%
3	0.133	0.04%	0.05%	87.58%	78.89%	88.50%	87.69%
4	0.078	15.84%	0.00%	0.00%	94.72%	88.50%	87.69%
5	0.063	0.00%	9.06%	0.00%	94.72%	97.56%	87.70%
6	0.044	0.04%	0.01%	8.88%	94.76%	97.56%	96.57%
7	0.04	0.00%	1.52%	0.01%	94.76%	99.08%	96.58%
8	0.033	4.31%	0.00%	0.01%	99.08%	99.08%	96.59%
9	0.028	0.01%	0.00%	1.71%	99.08%	99.08%	98.29%

Fuente: Desarrollo propio. *Nota*. UX: Traslación en dirección “X”, UY: Traslación en dirección “Y”, RZ: Rotación en dirección “Z”.

4.6.2.2 Modos de vibración del bloque IV(aulas)

Del análisis modal para el bloque IV resultó que el modo fundamental tiene 0.417 segundos en su periodo y presenta un porcentaje de masa efectiva asociada al modo de 79.85% en la dirección "X" por lo tanto se califica como un modo traslacional en tal dirección, el segundo modo tiene un periodo de 0.187 segundos y presenta un porcentaje de masa participativa de 85.20% en la dirección "Y" por lo tanto se califica como un modo traslacional en dicha dirección.

El primer modo al tener mayor periodo que el segundo modo se entiende que la estructura será mas flexible en la dirección traslacional del primer modo que es la dirección en "X" a comparación con la dirección en "Y".

Además por tener mayor periodo el primer modo en comparación con el segundo modo, va a tener una frecuencia(ciclos/segundo) más baja en comparación con el segundo modo y por ende con los modos superiores.

Tabla 4-76

Porcentaje de masa participativa del bloque IV(Aulas)

Modo	Periodo(s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.417	79.85%	0.00%	0.10%	79.85%	0.00%	0.10%
2	0.187	0.00%	85.20%	0.01%	79.85%	85.20%	0.11%
3	0.172	0.03%	0.01%	84.21%	79.89%	85.21%	84.33%
4	0.113	13.85%	0.00%	0.00%	93.74%	85.21%	84.33%
5	0.061	0.00%	11.89%	0.00%	93.74%	97.10%	84.33%
6	0.055	0.05%	0.00%	11.94%	93.79%	97.10%	96.27%
7	0.052	4.67%	0.00%	0.24%	98.46%	97.10%	96.51%
8	0.036	0.00%	2.10%	0.00%	98.46%	99.19%	96.51%
9	0.032	0.01%	0.00%	2.49%	98.47%	99.19%	98.99%
10	0.031	1.50%	0.00%	0.00%	99.97%	99.19%	99.00%
11	0.027	0.00%	0.80%	0.00%	99.97%	100.00%	99.00%
12	0.022	0.03%	0.00%	1.00%	100.00%	100.00%	100.00%

Fuente: Desarrollo propio .*Nota.* UX: Traslación en dirección "X", UY: Traslación en dirección "Y", RZ: Rotación en dirección "Z".

4.6.2.3 Modos de vibración del tanque elevado

Del análisis modal para el tanque elevado resultó que el modo fundamental tiene 0.496 segundos en su periodo y presenta un porcentaje de masa efectiva asociada al modo de 38.87% en la dirección "Y" por lo tanto se califica como un modo traslacional en tal dirección, el segundo modo tiene un periodo de 0.496 segundos y presenta un porcentaje de masa participativa de 38.89% en la dirección "X" por lo tanto se califica como un modo traslacional en dicha dirección.

Los dos primeros modos resultaron tener el mismo periodo por tal razón se entiende que la estructura es similar en su comportamiento dinámico en sus dos direcciones ortogonales.

Tabla 4-77

Porcentaje de masa participativa en el tanque elevado

Modo	Periodo(s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.496	38.47%	38.87%	0.00%	38.47%	38.87%	0.00%
2	0.496	38.89%	38.49%	0.00%	77.36%	77.36%	0.00%
3	0.266	0.00%	0.00%	83.92%	77.36%	77.36%	83.92%
4	0.134	7.52%	7.61%	0.00%	84.88%	84.97%	83.92%
5	0.134	7.59%	7.50%	0.00%	92.47%	92.47%	83.92%
6	0.085	0.00%	0.00%	9.81%	92.47%	92.47%	93.74%
7	0.063	2.15%	2.15%	0.00%	94.62%	94.63%	93.74%
8	0.063	2.15%	2.15%	0.00%	96.78%	96.78%	93.74%
9	0.048	0.00%	0.00%	3.64%	96.78%	96.78%	97.37%
10	0.04	1.02%	1.02%	0.00%	97.80%	97.80%	97.37%
11	0.04	1.02%	1.02%	0.00%	98.82%	98.82%	97.37%
12	0.032	0.00%	0.00%	1.69%	98.82%	98.82%	99.06%

Fuente: Desarrollo propio .*Nota.* UX: Traslación en dirección "X", UY: Traslación en dirección "Y", RZ: Rotación en dirección "Z".

4.6.3 Cortante basal dinámica

De acuerdo a la NTP E-030, 2020, en donde se indica que la mínima fuerza cortante dinámica en la base será el 80% de la fuerza cortante basal estática para estructuras regulares y

siendo los bloques en estudio estructuras regulares se verificará si los valores obtenidos del análisis dinámico cumplen con la anterior condición.

La norma también especifica que si no se cumple con lo señalado se tendrá que escalar la cortante hallada para cumplir con los mínimos señalados.

Por lo expuesto anteriormente y habiendo verificado la cortante dinámica, el factor de escala será igual a la unidad para los bloques III y IV, en el caso del tanque elevado el factor de escala será igual a 1.01, lo cual no es muy relevante la variación para los posteriores resultados.

Tabla 4-78

Fuerza cortante mínima y factor de escala en el bloque III(Biblioteca)

	V estático (tonf)	V dinámico (tonf)	80% V estático (tonf)	Factor de escala
Dirección X	234.6828	191.0231	187.746	1.00
Dirección Y	547.5932	492.1089	438.075	1.00

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-79

Fuerza cortante mínima y factor de escala en el bloque IV(Aulas)

	V estático (tonf)	V dinámico (tonf)	80% V estático (tonf)	Factor de escala
Dirección X	221.8967	180.3894	177.517	1.00
Dirección Y	517.759	446.1544	414.207	1.00

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-80

Fuerza cortante mínima y factor de escala en el tanque elevado

	V estático (tonf)	V dinámico (tonf)	80% V estático (tonf)	Factor de escala
Dirección X	49.0068	38.8276	39.205	1.01
Dirección Y	49.0068	38.8276	39.205	1.01

Fuente: Desarrollo propio

4.6.4 Control de derivas de entrepiso

De acuerdo con los criterios establecidos en la NTP E.030-2020, se verificó que los desplazamientos relativos de entrepiso obtenidos mediante el análisis dinámico lineal elástico, considerando solicitaciones sísmicas reducidas, no excedan los límites de distorsión permitidos. Para estructuras de concreto armado, el límite se establece en una razón de 0.007 respecto a la altura de entrepiso, mientras que para edificaciones de albañilería, dicho límite es de 0.005. A fin de aproximar el comportamiento inelástico en estructuras regulares, los desplazamientos calculados fueron amplificados mediante el factor 0.75R, tal como lo indica la normativa vigente, permitiendo así una evaluación más representativa de la respuesta estructural ante eventos sísmicos.

4.6.4.1 Verificación de derivas del bloque III(biblioteca)

Tabla 4-81

Verificación de derivas en la dirección X-X del bloque III(Biblioteca). Material: Concreto armado

Altura de entrepiso h(cm)	DIRECCIÓN X				
	Desplazamientos Laterales (cm)		Desplazamiento relativo(cm)	Derivas	Verificación
	ETABS	ETABS X 0.75R			
3nivel:320	0.9771	5.1298	1.865	0.006	CUMPLE
2nivel:320	0.6218	3.2645	2.009	0.006	CUMPLE
1nivel:365	0.2392	1.2558	1.256	0.003	CUMPLE

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-82

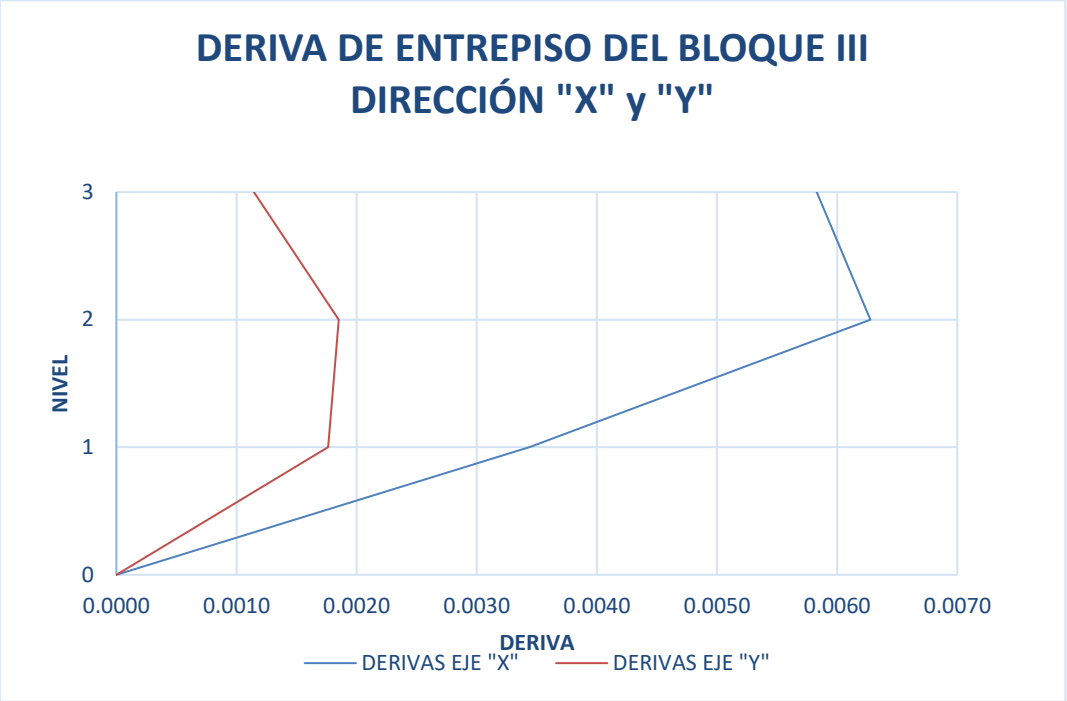
Verificación de derivas en la dirección Y-Y del bloque III(Biblioteca). Material: Albañilería

Altura de entrepiso h(cm)	DIRECCIÓN Y				
	Desplazamientos Laterales (cm)		Desplazamiento relativo(cm)	Derivas	Verificación
	ETABS	ETABS X 0.75R			
3nivel:320	0.7121	1.602	0.3661	0.00114	CUMPLE
2nivel:320	0.5494	1.236	0.5924	0.00185	CUMPLE
1nivel:365	0.2861	0.644	0.6437	0.00176	CUMPLE

Fuente: Desarrollo propio

Figura 88

Derivas de entrepiso del bloque III (Biblioteca) para ambas direcciones



Fuente: Desarrollo propio

4.6.4.2 Verificación de derivas del bloque IV(aulas)

Tabla 4-83

Verificación de derivas en la dirección X-X del bloque IV(Aulas). Material: Concreto armado

Altura de entrepiso h(cm)	DIRECCIÓN X				
	Desplazamientos Laterales (cm)		Desplazamiento relativo(cm)	Derivas	Verificación
	ETABS	ETABS X 0.75R			
4nivel:320	1.6198	8.50395	1.868	0.006	CUMPLE
3nivel:320	1.2639	6.635475	2.384	0.0074	NO CUMPLE
2nivel:320	0.8099	4.251975	2.569	0.008	NO CUMPLE
1nivel:365	0.3206	1.68315	1.683	0.005	CUMPLE

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-84

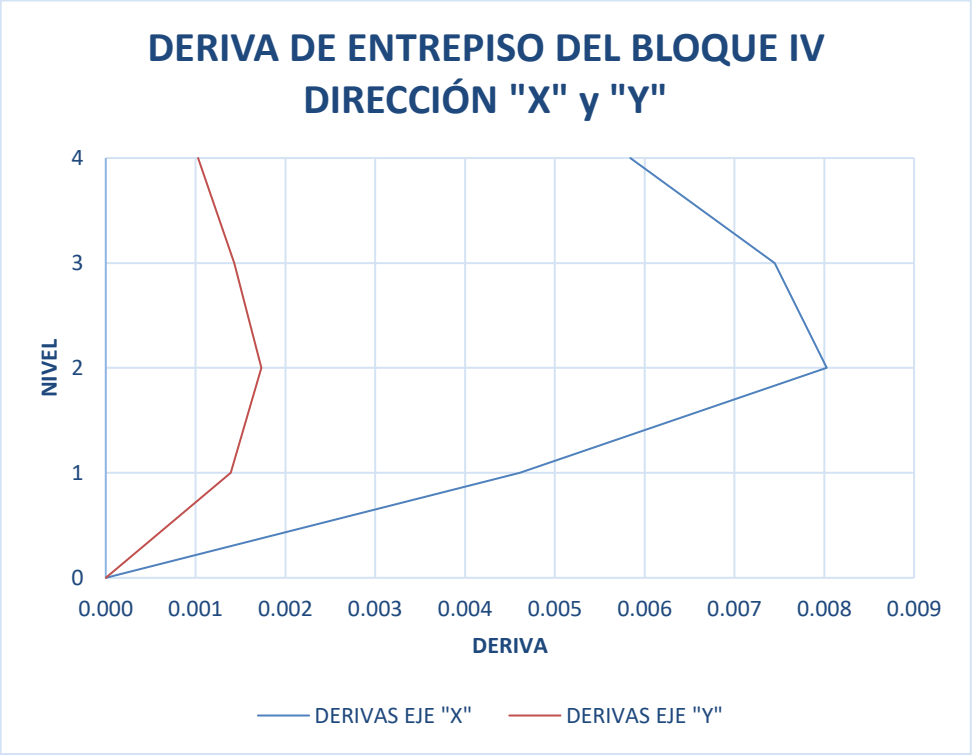
Verificación de derivas en la dirección Y-Y del bloque IV(Aulas). Material: Albañilería

Altura de entrepiso h(cm)	DIRECCIÓN Y				
	Desplazamientos Laterales (cm)		Desplazamiento relativo(cm)	Derivas	Verificación
	ETABS	ETABS X 0.75R			
4nivel:320	0.8218	1.849	0.3287	0.00103	CUMPLE
3nivel:320	0.6757	1.520	0.4581	0.00143	CUMPLE
2nivel:320	0.4721	1.062	0.5544	0.00173	CUMPLE
1nivel:365	0.2257	0.508	0.5078	0.00139	CUMPLE

Fuente: Desarrollo propio

Figura 89

Derivas de entrepiso del bloque IV (Aulas) para ambas direcciones



Fuente: Desarrollo propio

4.6.4.3 Verificación de derivas del tanque elevado

Tabla 4-85

Verificación de derivas en la dirección X-X del tanque elevado

Altura de entrepiso h(cm)	DIRECCIÓN X				
	Desplazamientos Laterales (cm)		Desplazamiento relativo(cm)	Derivas	Verificación
	ETABS	ETABS X 0.75R			
7nivel:360	1.9529	11.7174	0.939	0.00261	CUMPLE
6nivel:360	1.7964	10.7784	1.6524	0.00459	CUMPLE
5nivel:360	1.521	9.126	1.9674	0.00547	CUMPLE
4nivel:360	1.1931	7.1586	2.0982	0.00583	CUMPLE
3nivel:360	0.8434	5.0604	2.0868	0.00580	CUMPLE
2nivel:360	0.4956	2.9736	1.8618	0.00517	CUMPLE
1nivel:380	0.1853	1.1118	1.1118	0.00293	CUMPLE

Fuente: Desarrollo propio

Figura 90

Deriva de entrepiso del tanque elevado en la dirección "X-X"



Fuente: Desarrollo propio

Tabla 4-86

Verificación de derivas en la dirección Y-Y del tanque elevado

Altura de entrepiso h(cm)	DIRECCIÓN Y				
	Desplazamientos Laterales (cm)		Desplazamiento relativo(cm)	Derivas	Verificación
	ETABS	ETABS X 0.75R			
7nivel:360	1.9529	11.7174	0.939	0.00261	CUMPLE
6nivel:360	1.7964	10.7784	1.6524	0.00459	CUMPLE
5nivel:360	1.521	9.126	1.9674	0.00547	CUMPLE
4nivel:360	1.1931	7.1586	2.0982	0.00583	CUMPLE
3nivel:360	0.8434	5.0604	2.0868	0.00580	CUMPLE
2nivel:360	0.4956	2.9736	1.8618	0.00517	CUMPLE
1nivel:380	0.1853	1.1118	1.1118	0.00293	CUMPLE

Fuente: Desarrollo propio

Figura 91

Deriva de entrepiso del tanque elevado en la dirección "Y-Y"



Fuente: Desarrollo propio

5. CAPÍTULO V: ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO NO LINEAL "PUSHOVER"

Se conseguirá la curva de capacidad para cada bloque y tanque elevado mediante el análisis estático no lineal tipo Pushover. Este método se realiza siguiendo las recomendaciones del FEMA 440 y del estándar ASCE/SEI 41-13, en estos se establecen los pasos necesarios para modelar la reacción progresiva de la estructura ante fuerzas horizontales incrementales, permitiendo identificar el punto de rendimiento y la capacidad máxima de desplazamiento.

El procedimiento comienza con la recopilación de las características físicas y mecánicas del concreto, del acero de refuerzo y de la albañilería, así como con el levantamiento de las dimensiones geométricas de los componentes estructurales principales: columnas, vigas y muros portantes. Estos parámetros constituyen la base para definir las curvas constitutivas de los materiales, necesarias para modelar su respuesta no lineal en el análisis Pushover.

Las dimensiones de columnas, vigas, muros y demás componentes estructurales, serán extraídas directamente del expediente técnico de cada edificación. Este conjunto documental compuesto por planos, memorias descriptivas, especificaciones técnicas constituye la base para la definición precisa del modelo estructural y para la evaluación de su respuesta ante solicitaciones laterales.

Después, se definirán los escenarios de carga para el análisis Pushover, incluyendo la aplicación de cargas gravitacionales que inducen deformaciones inelásticas, así como la evaluación del sistema portante bajo cargas laterales incrementales en las dos direcciones.

En la fase final del estudio, se calcularán las cargas laterales progresivas que se aplicarán a cada bloque estructural, siguiendo un modelo de distribución conforme a la masa y rigidez de cada nivel. Paralelamente, se implementarán rótulas plásticas de tipo concentrado

en los extremos de las vigas para modelar la flexión inelástica, mientras que en columnas y muros de corte se utilizarán rótulas tipo fibra.

Se usará el método de columna ancha para la idealización de los muros de albañilería, que consiste en modelar el muro como un elemento vertical con ancho equivalente a la longitud del muro y propiedades mecánicas ajustadas. Para simular el comportamiento no lineal, se incorporará una rótula plástica concentrada a corte en el centro del muro. La calibración de esta rótula se realizará basándose en los esfuerzos cortantes adquiridos del análisis, permitiendo una aproximación adecuada de la capacidad y deformabilidad del sistema de albañilería.

De esta manera se tendrá un modelo analítico de las estructuras que serán evaluadas mediante el programa computacional ETABS, para así obtener las curvas de capacidad que servirán para posteriormente hacer el análisis por desempeño.

Para la presente tesis se modelará la plasticidad de las vigas como rótulas plásticas concentradas, para este caso y en concordancia con las sugerencias del ASCE/SEI 41-13, se utilizará rigideces efectivas en los componentes estructurales ya que van estar sometidas a distintos esfuerzos y se generan fisuras por lo tanto no se utilizará las rigideces completas a corte o a flexión sino una fracción de estas.

Los factores de rigideces efectivas se encuentran en la siguiente tabla del ASCE/SEI 41-13.

Tabla 5-1

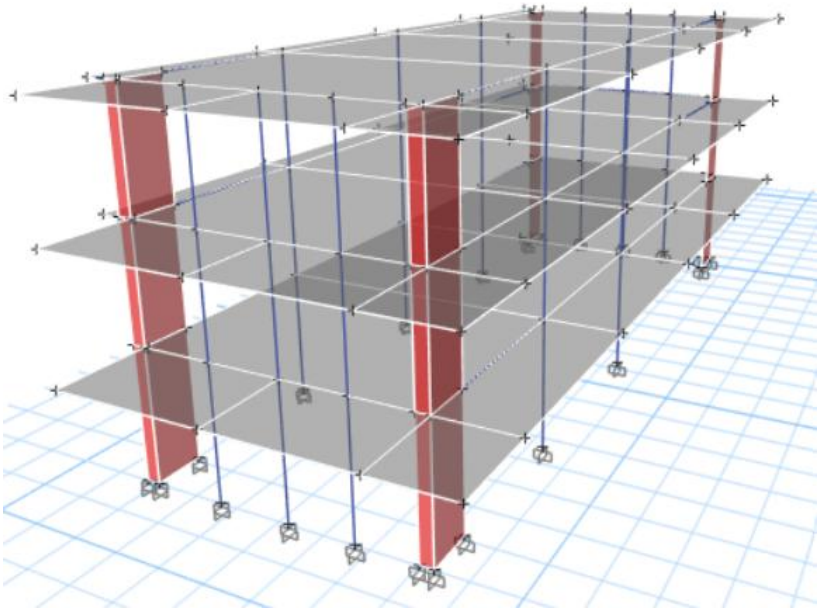
Valores de rigidez efectiva

Componente	Rigidez a la flexión	Rigidez al cortante	Rigidez axial
Vigas - no pretensadas	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	-
Vigas pretensadas	E_cI_g	$0.4E_cA_w$	-
Columnas con compresión debido a carga de gravedad por diseño ≥ $0.5*A_g*f'_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columnas con compresión debido a carga de gravedad por diseño ≤ $0.1*A_g*f'_c$ o con tensión	$0.3E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compresión) EsAs (tensión)
Uniones viga - columna	Consultar la sección 10.4.2.2.1		E_cA_g
Losas planas no pretensadas	Consultar la sección 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	-
Losas planas pretensadas	Consultar la sección 10.4.4.2	$0.4E_cA_g$	-
Muros - Fisurados	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g (compresión) E_sA_s (tensión)
a) Para vigas en T, I_g puede tomarse como el doble del valor de I_g del alma sola. En caso contrario, I_g debe basarse en el ancho efectivo definido en el apartado 10.3.1.3. En las columnas cuya compresión axial esté comprendida entre los límites indicados, la rigidez a flexión debe determinarse mediante interpolación lineal. Si no se realiza la interpolación, deben utilizarse las rigideces efectivas más conservadoras.			
b) Véase el apartado 10.7.2.2.			

Fuente: Tomado de ASCE/SEI 41-13

Figura 92

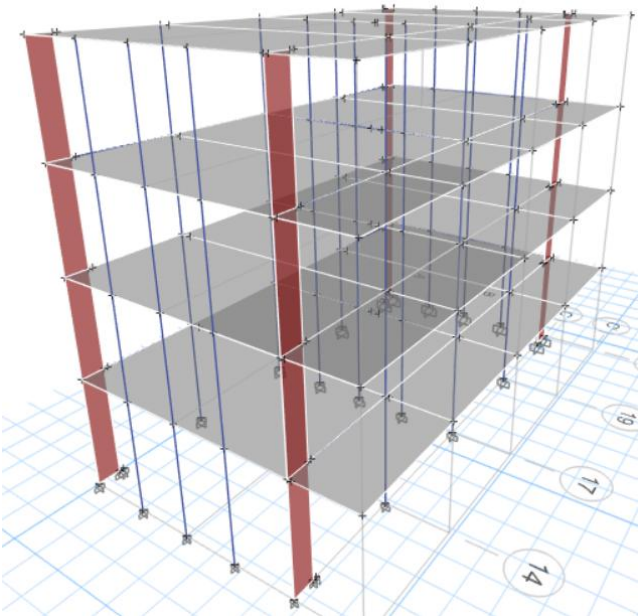
Modelo matemático no lineal con columna ancha en muros de albañilería del bloque III(Biblioteca)



Fuente: Modelado ETABS

Figura 93

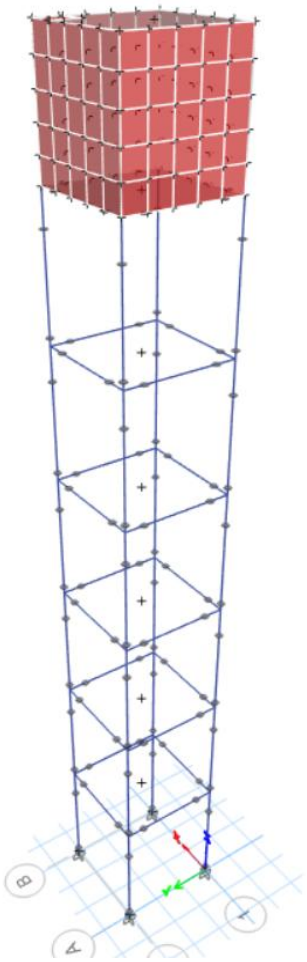
Modelo matemático no lineal con columna ancha en muros de albañilería del bloque IV(Aulas)



Fuente: Modelado ETABS

Figura 94

Modelo matemático no lineal del tanque elevado con rótulas plásticas en columnas y vigas



Fuente: Modelado ETABS

5.1 PROCEDIMIENTO GENERAL PARA EL ANÁLISIS NO LINEAL "PUSHOVER" EN SOFTWARE.

A continuación, se detallarán los pasos necesarios para realizar el análisis estático no lineal en el programa estructural ETABS V22 usado en la presente tesis.

5.1.1 Creación de la no linealidad de los materiales constitutivos:

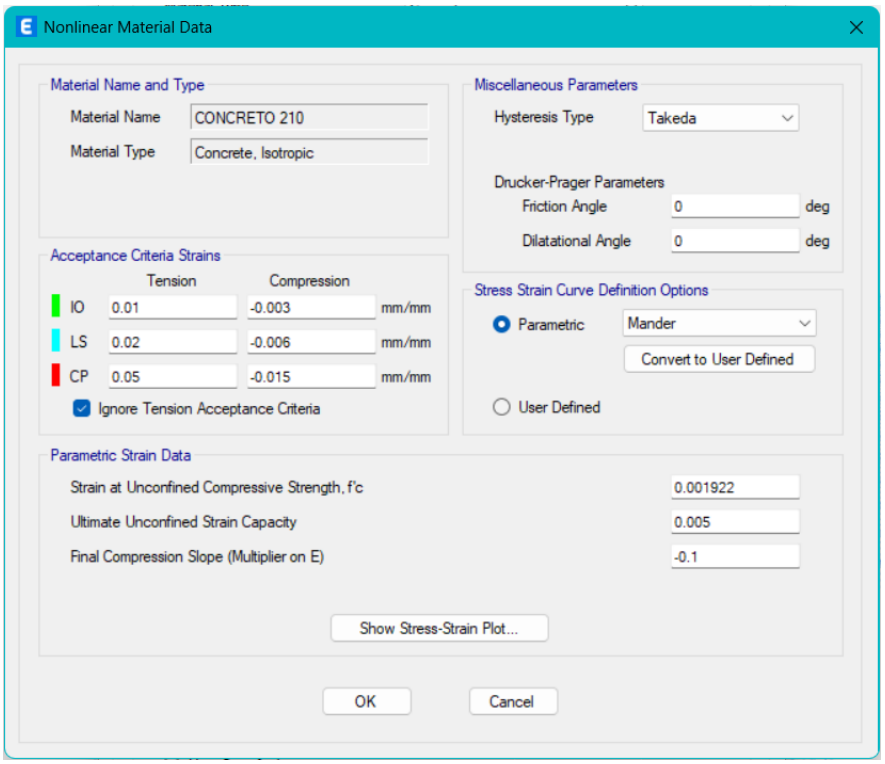
Se definirán los materiales con su data no lineal, generando la curva esfuerzo-deformación indicando el modelo a utilizar.

5.1.1.1 Concreto no confinado y confinado

Tanto para el concreto no confinado y confinado se utilizará el modelo esfuerzo-deformación propuesto por Mander.

Figura 95

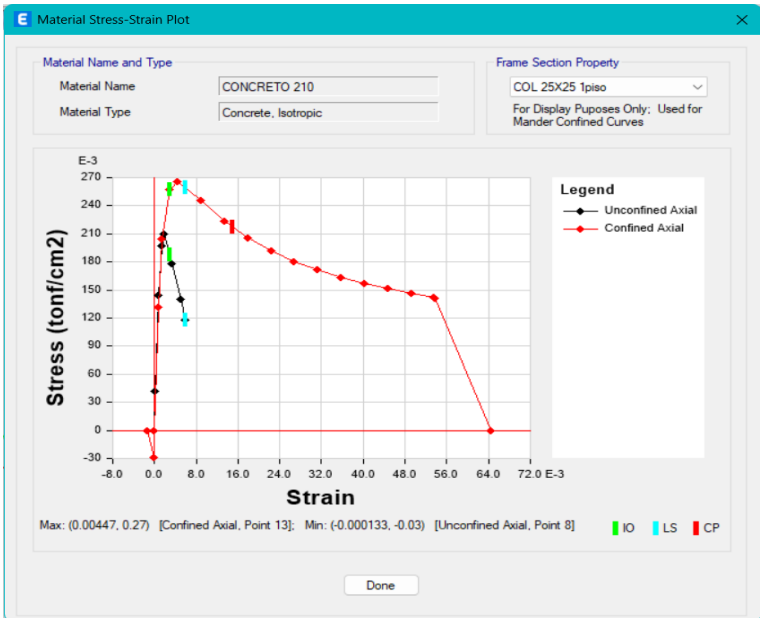
Data no lineal del concreto



Fuente: Modelado ETABS

Figura 96

Diagrama esfuerzo-deformación del concreto no confinado y confinado-modelo de Mander



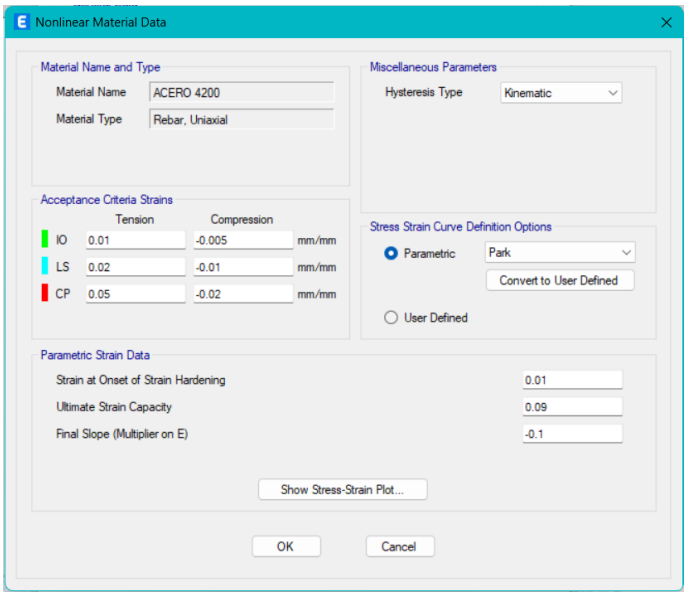
Fuente: Modelado ETABS

5.1.1.2 Acero de refuerzo

Para el acero de refuerzo se utilizará el modelo esfuerzo-deformación propuesto por Park y Paulay.

Figura 97

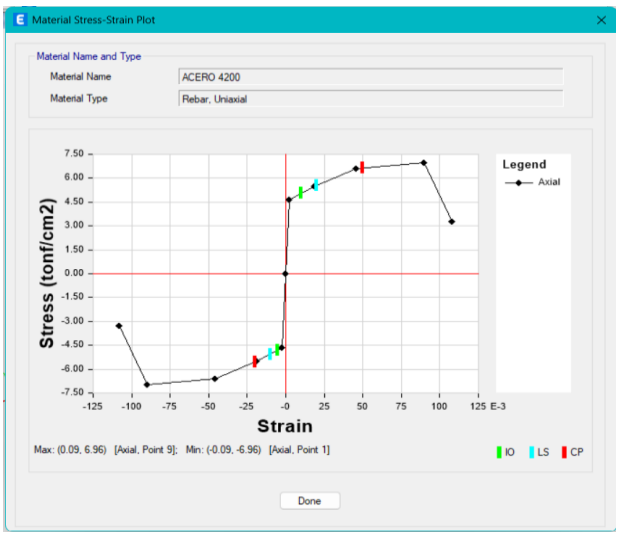
Data no lineal del acero de refuerzo



Fuente: Modelado ETABS

Figura 98

Diagrama esfuerzo-deformación del acero de refuerzo-modelo de Park y Paulay



Fuente: Modelado ETABS

5.1.1.3 Albañilería

Se definió el material de albañilería confinada del tipo Masonry, Isotropic,y acorde a la figura 100 donde se muestra la gráfica esfuerzo -deformación del material constituyente al cual se le asignó un f'm de 65kg/cm^2 de acuerdo a la tabla 7 del capítulo 5 de la NTP E070-2019 correspondiente a una pila de albañilería de ladrillo industrial tipo IV hecho de arcilla, que es el utilizado en los muros de albañilería del proyecto en estudio, se visualiza una deformación unitaria de 0.002219 .

Tabla 5-2

Resistencias características de la albañilería

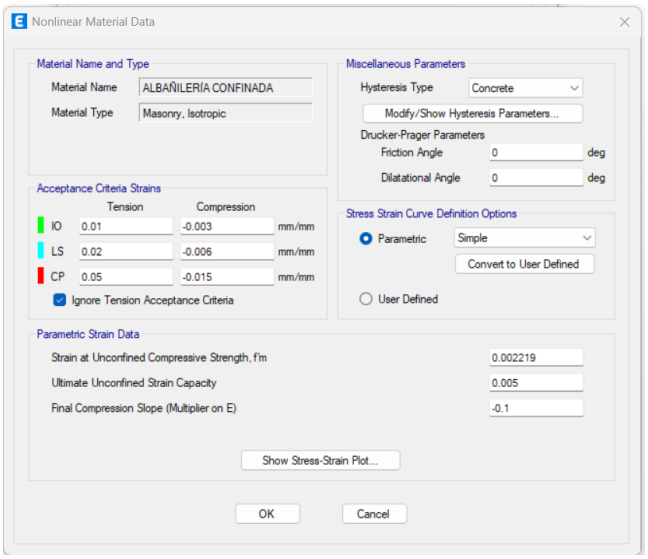
TABLA 7
RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA MPa (kg/cm²)

Materia Prima	Clase	UNIDAD f'_b	PILAS f'_m	MURETES v'_m
Arcilla	Clase I - Artesanal	4,9 (50)	3,4 (35)	0,50 (5,1)
	Clase II - Artesanal	6,9 (70)	3,9 (40)	0,55 (5,6)
	Clase III - Artesanal	9,3 (95)	4,6 (47)	0,64 (6,5)
	Clase IV - Industrial	12,7 (130)	6,4 (65)	0,79 (8,1)
	Clase V - Industrial	17,6 (180)	8,3 (85)	0,90 (9,2)
Concreto	Industrial portante	17,5 (178)	7,0 (71)	0,44 (4,5)
Sílice-cal	Industrial portante	12,6 (129)	10,1 (103)	0,93 (9,5)

Fuente: Tomado de la NTP E070,2019

Figura 99

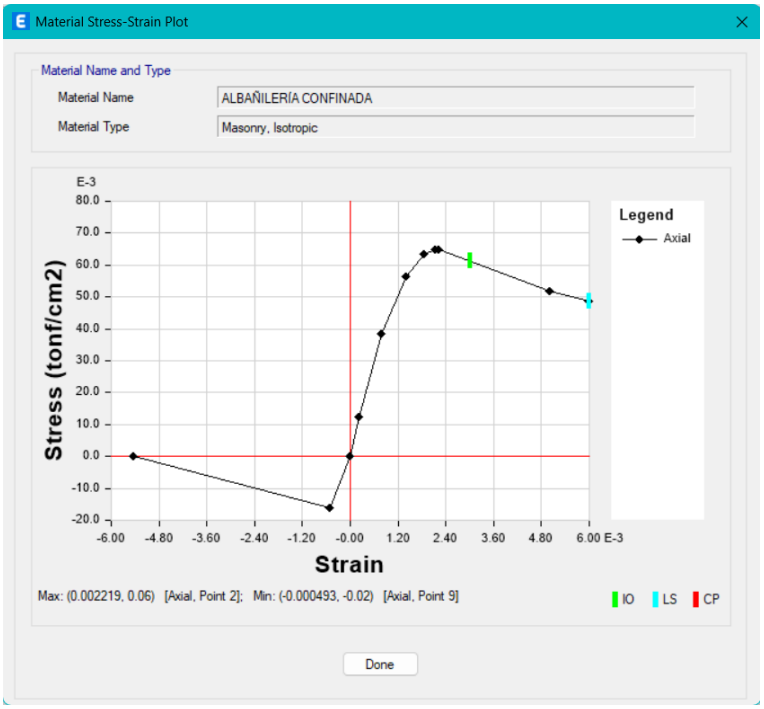
Data no lineal de la albañilería



Fuente: Modelado ETABS

Figura 100

Esfuerzo-deformación de la albañilería



Fuente: Modelado ETABS

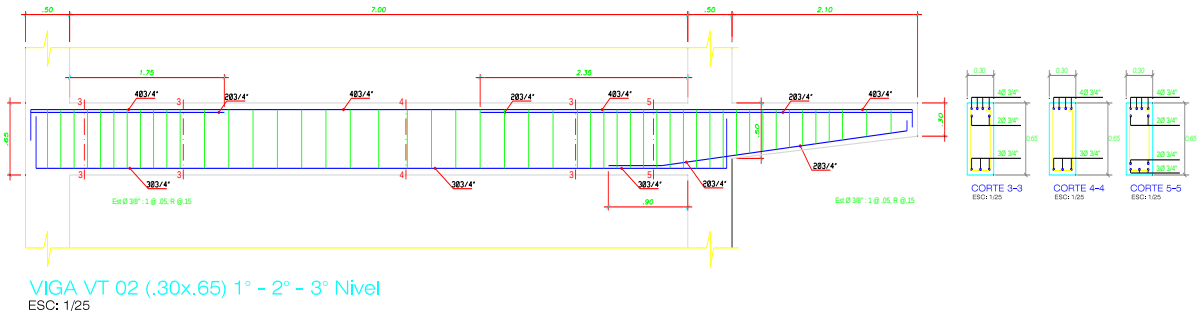
5.1.2 Creación de la no linealidad de las secciones:

5.1.2.1 Vigas

Acorde a los planos presentes en el expediente técnico se modelan las vigas en el software estructural.

Figura 101

Detalle de viga peraltada del bloque de aulas



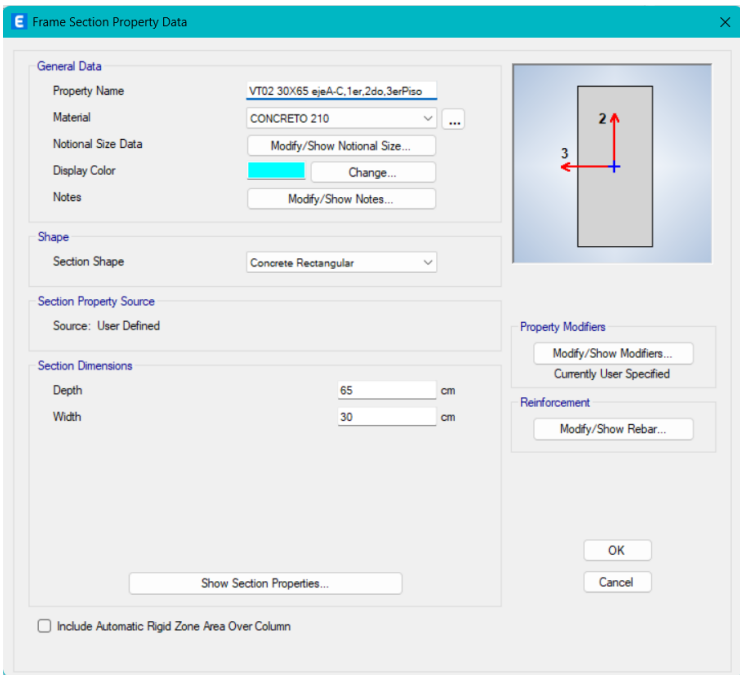
Fuente: Tomado del expediente técnico-Planos de estructuras-Bloque IV(Aulas)

5.1.2.1.1 Definición de sección

Se especifica el material de la viga y se ingresa sus dimensiones de ancho y altura

Figura 102

Data de propiedades de la sección de viga



Fuente: Modelado ETABS

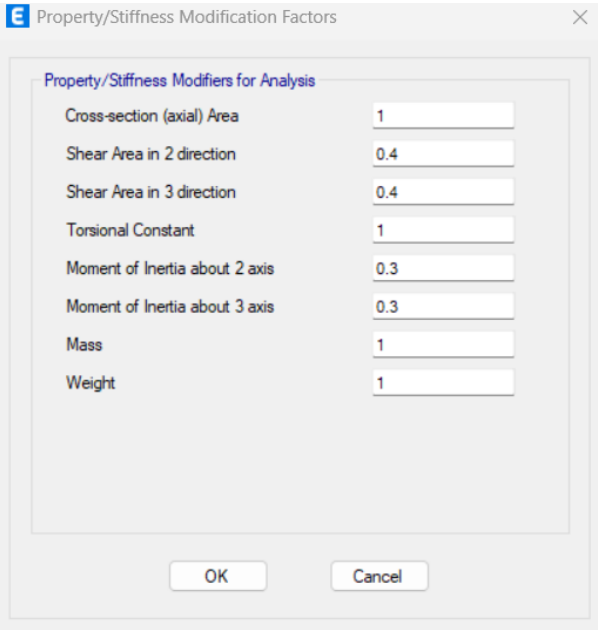
5.1.2.1.2 Rigidez efectiva a la flexión y al corte

Según la tabla de valores de rigidez efectiva que proporciona el ASCE (2014), se tendrá que considerar factores de rigidez efectiva a flexión y a corte en las secciones de los elementos estructurales, que para vigas serían de 0.3 a flexión y de 0.4 a corte.

Sólo se consideran estos factores cuando se modela la plasticidad de los elementos estructurales como rótulas de plasticidad concentrada que es lo que se va a utilizar para las vigas en el presente estudio.

Figura 103

Asignación de factores de rigidez efectiva en la sección de viga



Fuente: Modelado ETABS

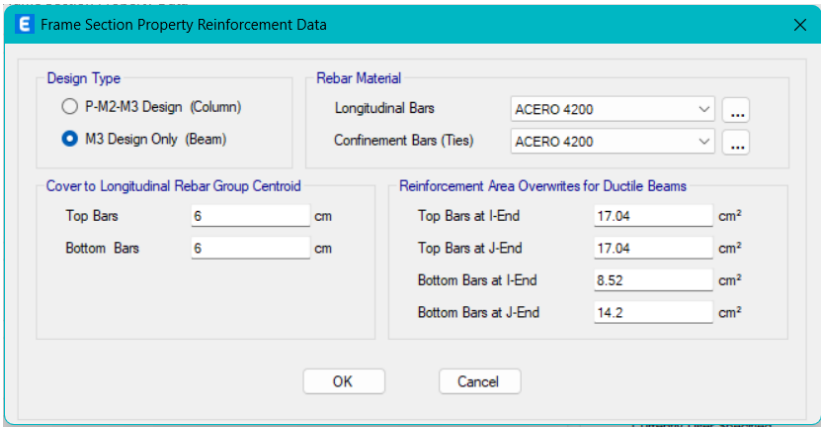
5.1.2.1.3 Asignación del acero de refuerzo

Se le asignará la cantidad de área de acero tanto en la parte izquierda(i) y derecha(j) de la viga. Asimismo, se colocará el refuerzo superior (top) y refuerzo inferior(bottom) de la viga.

Los datos de la cantidad de acero de refuerzo se han extraído de los planos estructurales provistos en el proyecto.

Figura 104

Asignación del área de acero en sección de viga



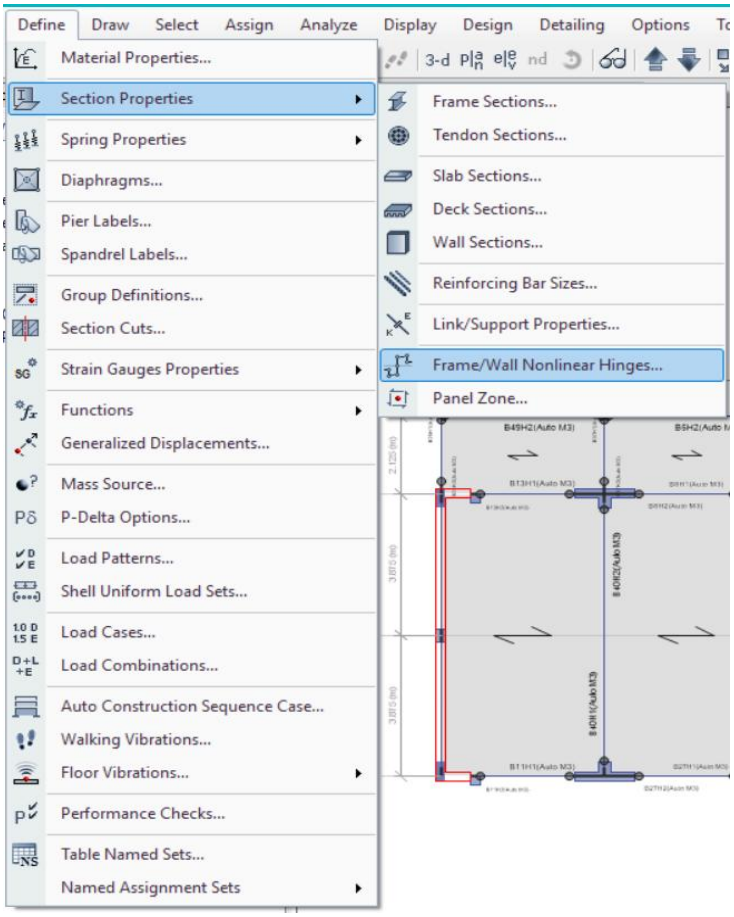
Fuente: Modelado ETABS

5.1.2.1.4 Definición de rótulas plásticas en vigas

En el programa utilizado (ETABS) existe una opción para poder especificar los diagramas de momento -rotación de cada viga manualmente o asignar automáticamente rótulas plásticas en cada viga mediante la utilización de las tablas ASCE 41-13 para diagrama momento rotación estudiados anteriormente.

Figura 105

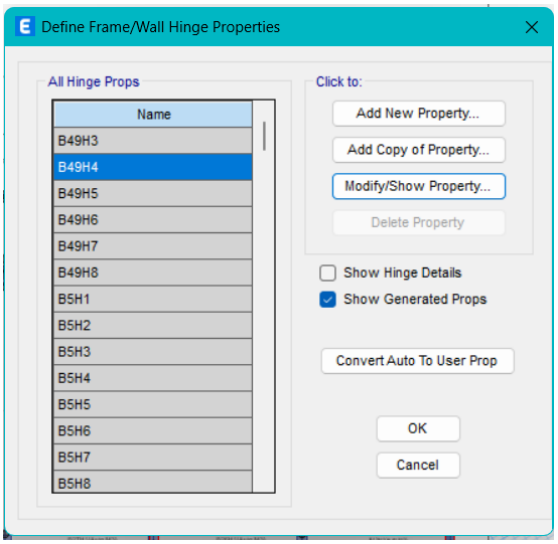
Definición de rótulas plásticas



Fuente: Modelado ETABS

Figura 106

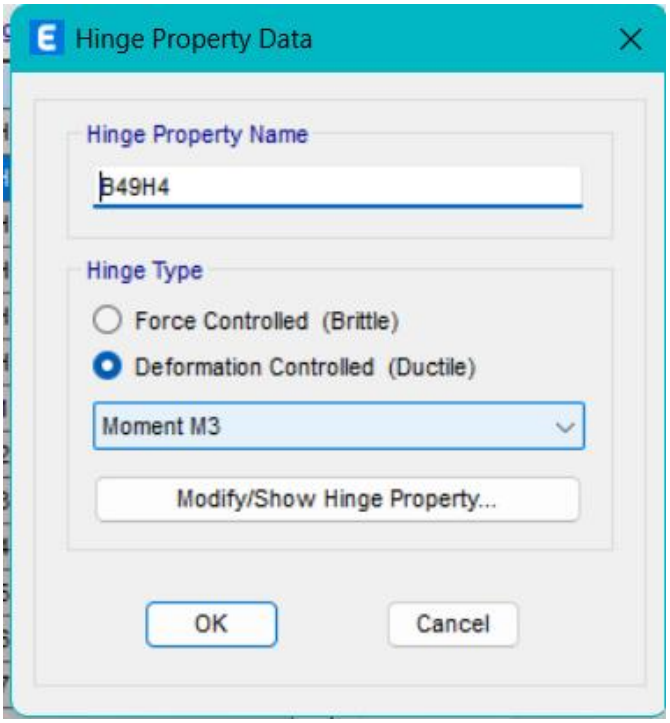
Lista de Rótulas asignadas automáticamente por ETABS



Fuente: Modelado ETABS

Figura 107

Tipo de Rótula Plástica en sección viga

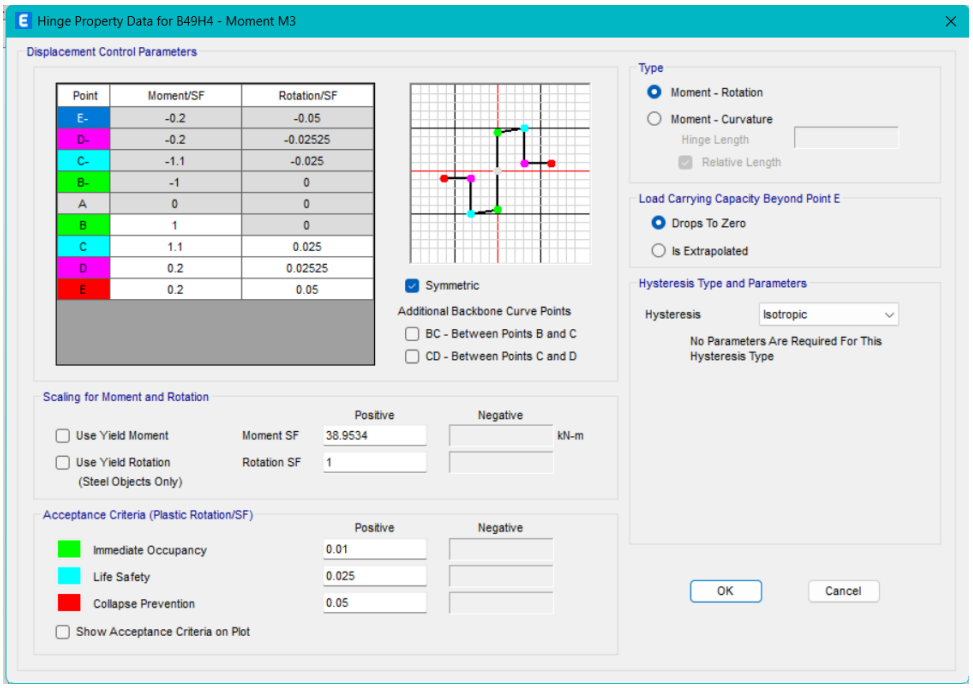


Nota: El tipo de rótula para una viga está controlado por deformación en momento M3

Fuente: Modelado ETABS

Figura 108

Valores de Momento Rotación en rótula plástica de viga

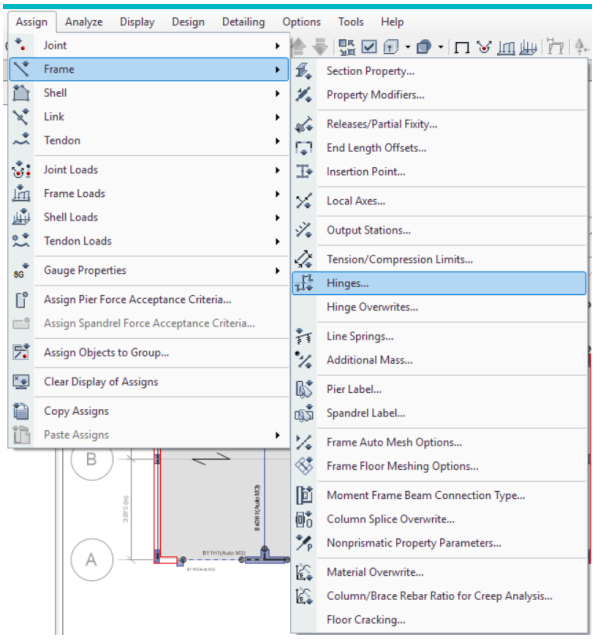


Fuente: Modelado ETABS

5.1.2.1.5 Asignación de rótulas plásticas en vigas

Figura 109

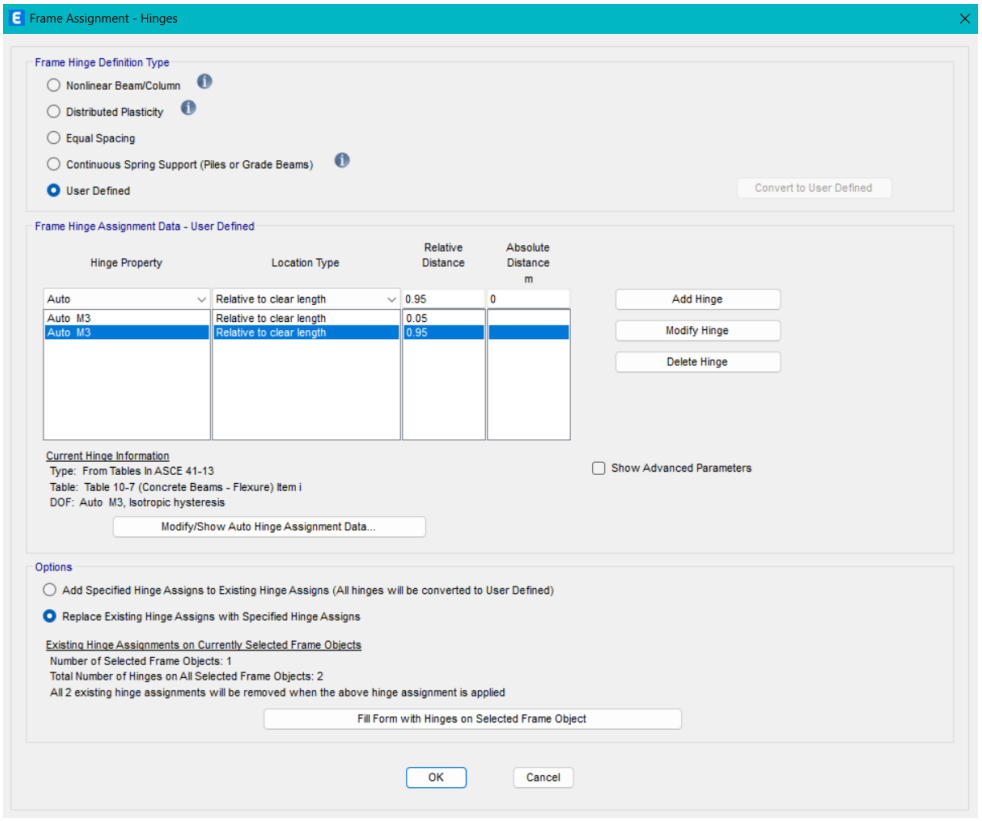
Asignación de rótulas plásticas en vigas



Fuente: Modelado ETABS

Figura 110

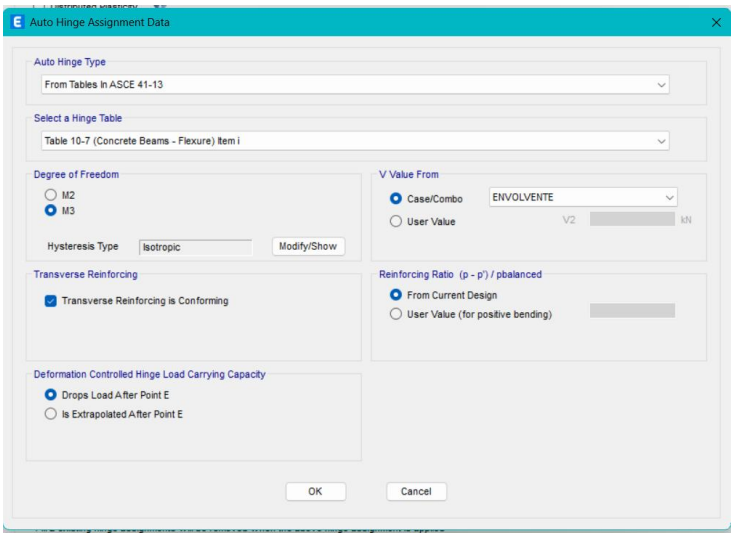
Localización relativa de rótulas plásticas en vigas



Fuente: Modelado ETABS

Figura111

Asignación de rótulas plásticas automáticas desde la tabla 10-7 del ASCE 41-13



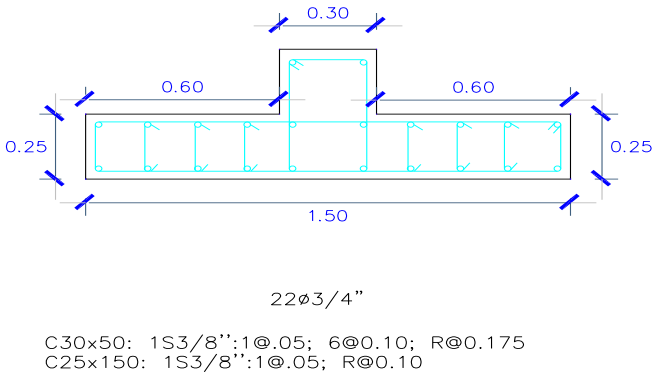
Fuente: Modelado ETABS

5.1.2.2 Columnas

Acorde a los planos presentes en el expediente técnico se modelan las columnas en el software estructural.

Figura 112

Detalle de columna C1, 1er nivel, Bloque IV



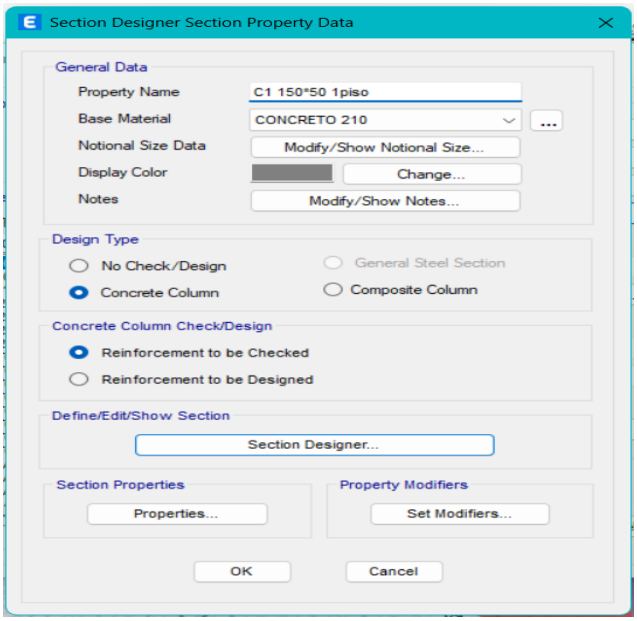
Fuente: Tomado del expediente técnico-Planos de estructuras-Bloque IV(Aulas)

5.1.2.2.1 Definición de la sección

Se especifica el material de la columna y se ingresa sus dimensiones de ancho y altura

Figura 113

Propiedades de la sección Columna

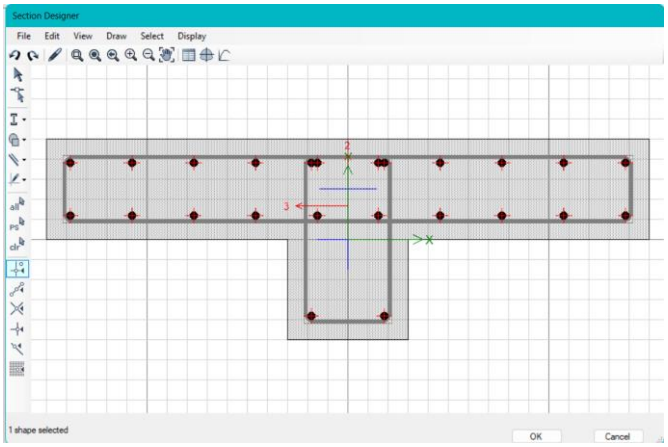


Fuente: Modelado ETABS

5.1.2.2.2 Asignación de los aceros de refuerzo

Figura 114

Asignación de los aceros de refuerzo



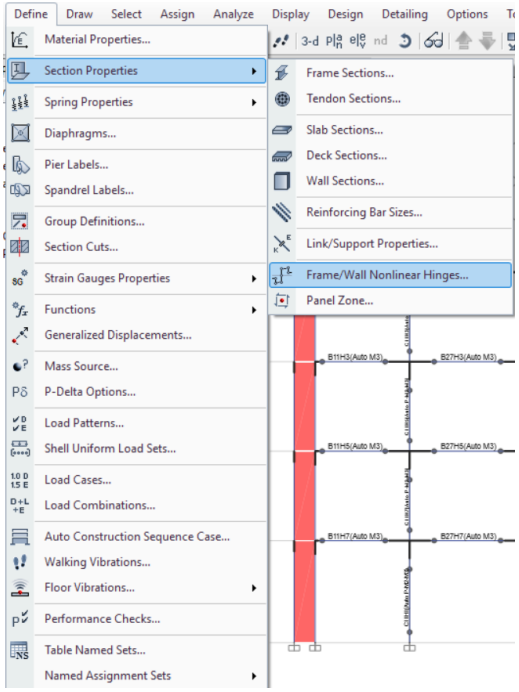
Fuente: Modelado ETABS

5.1.2.2.3 Definición de rótulas plásticas en columnas

Se definirán las rótulas plásticas en columnas con plasticidad tipo fibra ya que esto permitirá examinar de manera más detallada el estado de cada material en la que está compuesto la columna, como lo son el acero y el concreto.

Figura 115

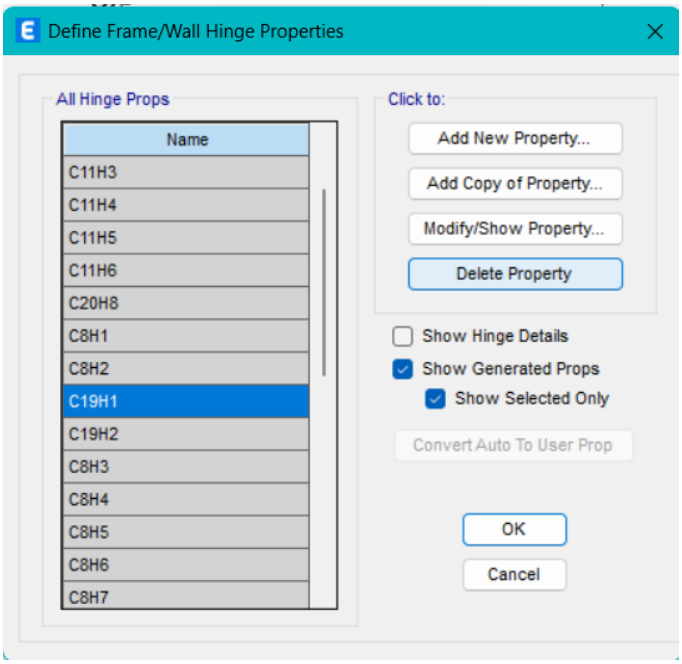
Definición de rótulas plásticas en columnas



Fuente: Modelado ETABS

Figura 116

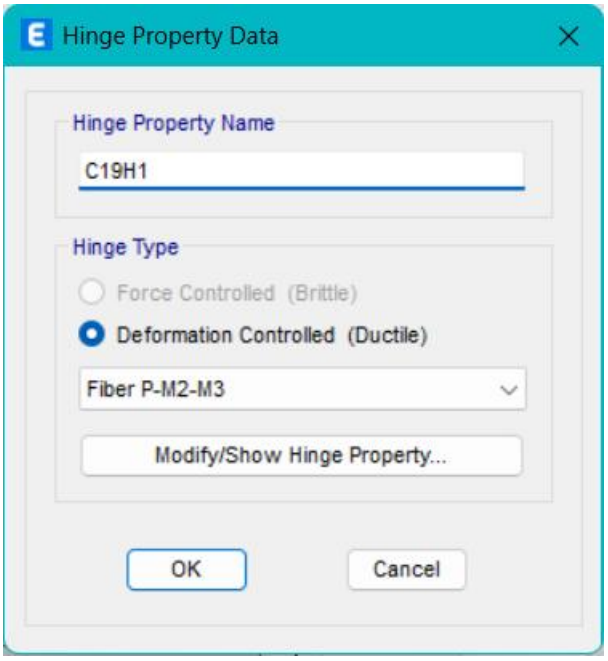
Lista de rótulas plásticas generadas en las columnas



Fuente: Modelado ETABS

Figura 117

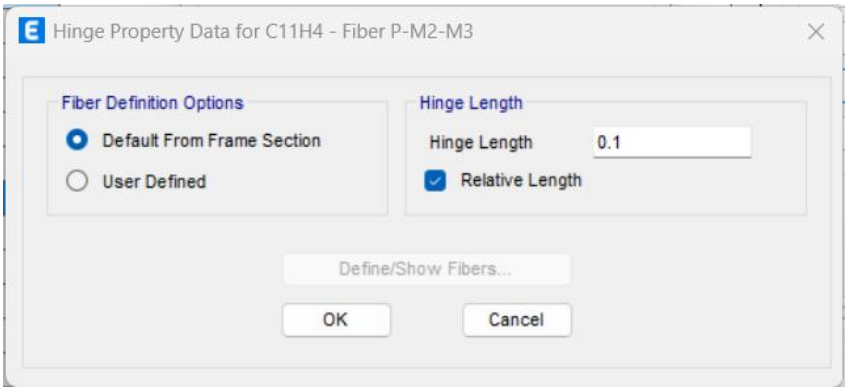
Definición de rótula en columna como tipo FIBRA



Fuente: Modelado ETABS

Figura 118

Propiedades de la rótula en columna tipo FIBRA

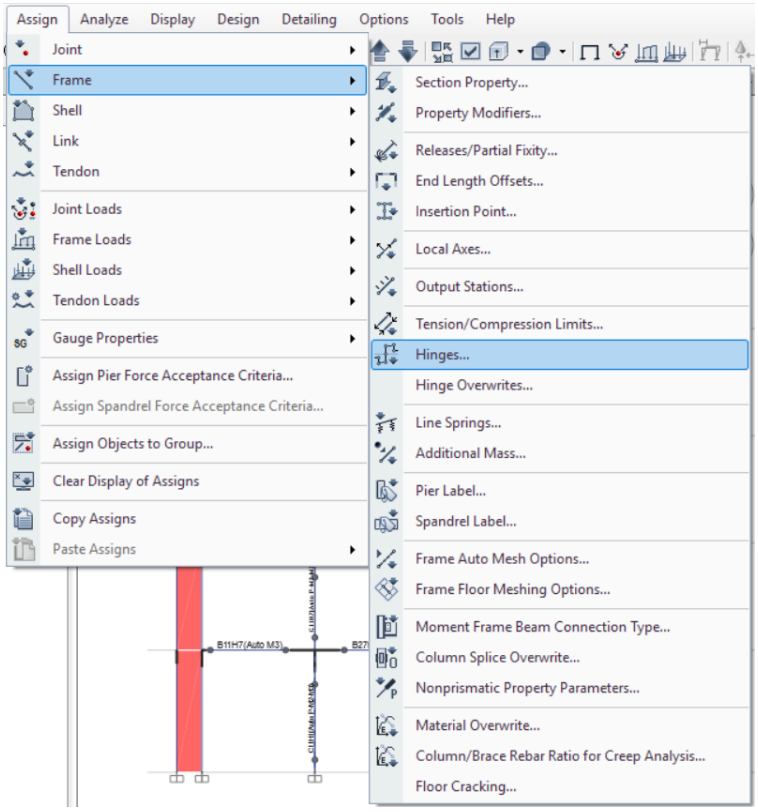


Fuente: Modelado ETABS

5.1.2.2.4 Asignación de rótulas plásticas en columnas

Figura 119

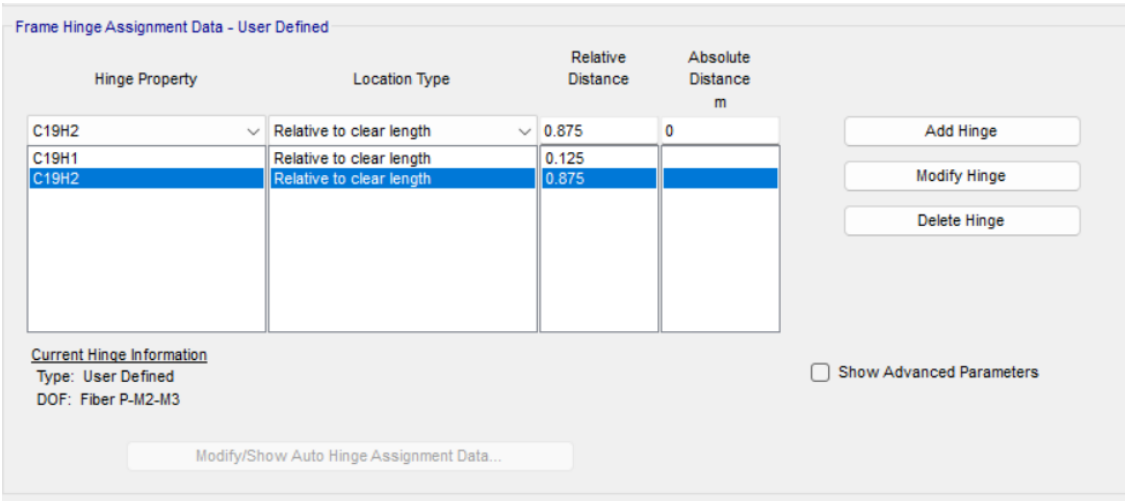
Asignación de rótulas plásticas en columnas



Fuente: Modelado ETABS

Figura 120

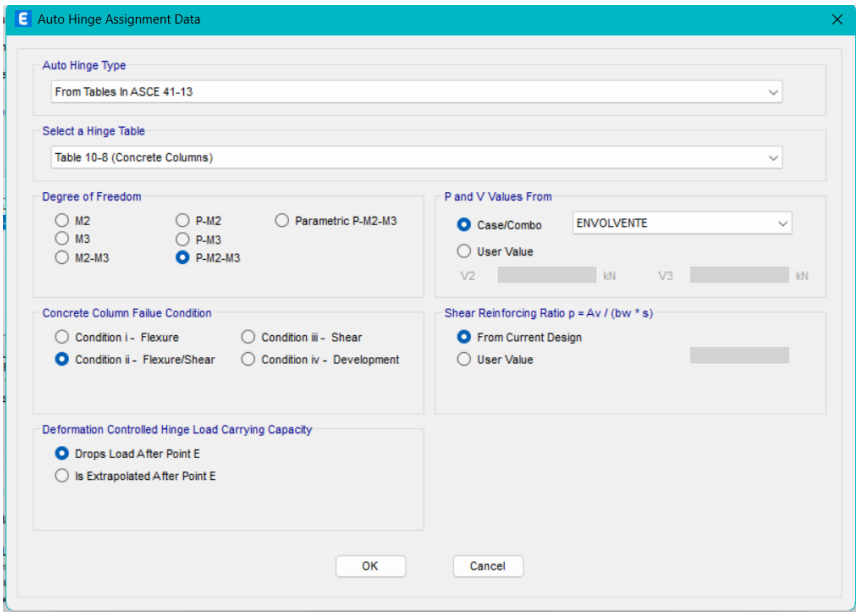
Localización de rótulas plásticas tipo fibra en columnas



Fuente: Modelado ETABS

Figura 121

Propiedades de la rótula plástica en columnas tipo FIBRA



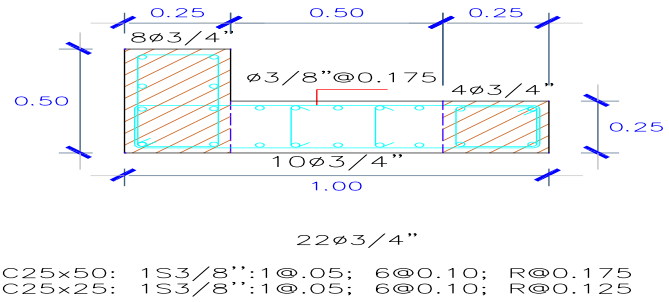
Fuente: Modelado ETABS

5.1.2.3 Muros de corte

Acorde a los planos presentes en el expediente técnico se modelan los muros de corte en el software estructural.

Figura 122

Detalle de sección de muro de corte

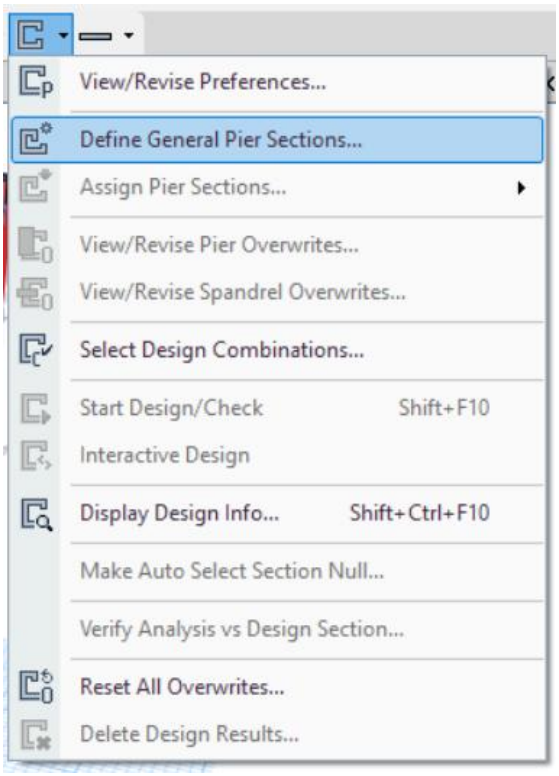


Fuente: Tomado del expediente técnico-Planos de estructuras-Bloque IV(Aulas)

5.1.2.3.1 Asignación del acero de refuerzo

Figura 123

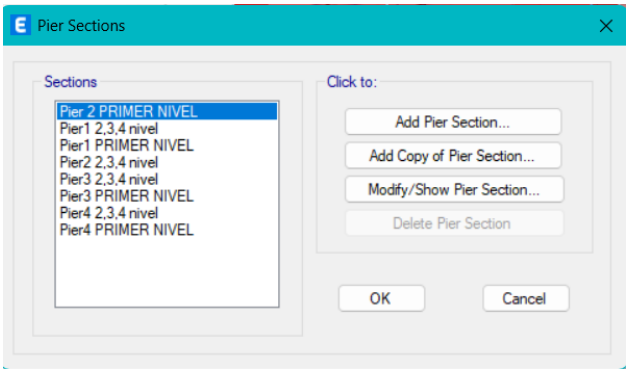
Definición de sección Pier



Fuente : Modelado ETABS

Figura 124

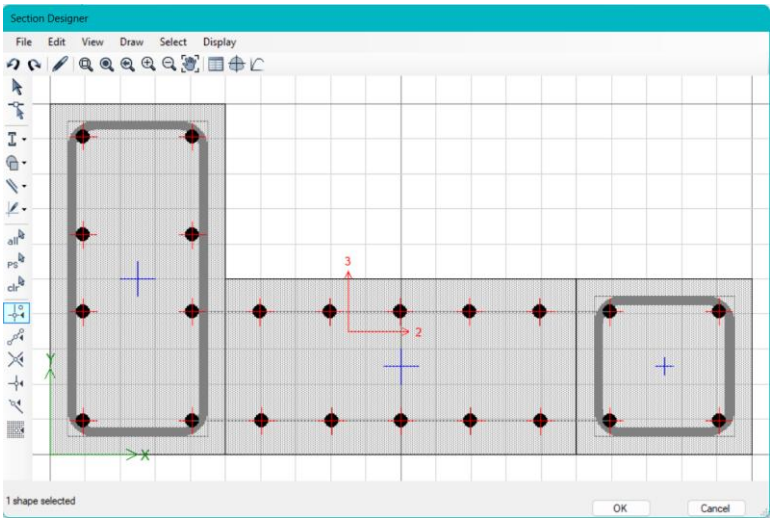
Sección de muros de corte tipo



Fuente: Modelado ETABS

Figura 125

Diseño de sección de muro de corte

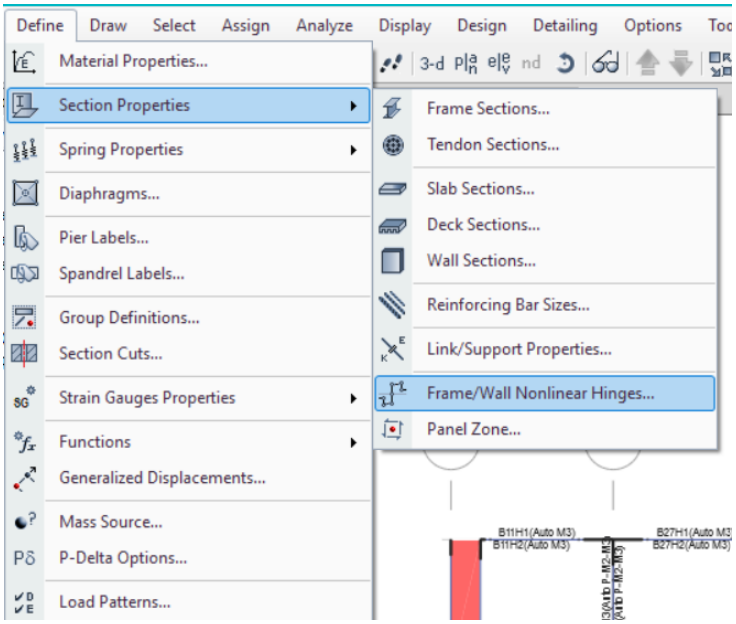


Fuente: Modelado ETABS

5.1.2.3.2 Definición de rótulas plásticas en muros de concreto

Figura 126

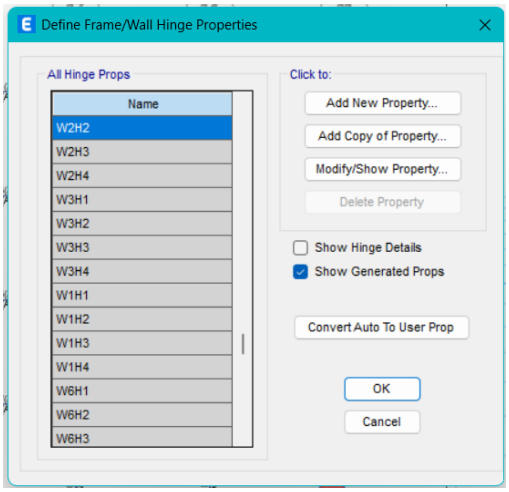
Definición de rótulas plásticas en muros de concreto armado



Fuente: Modelado ETABS

Figura 127

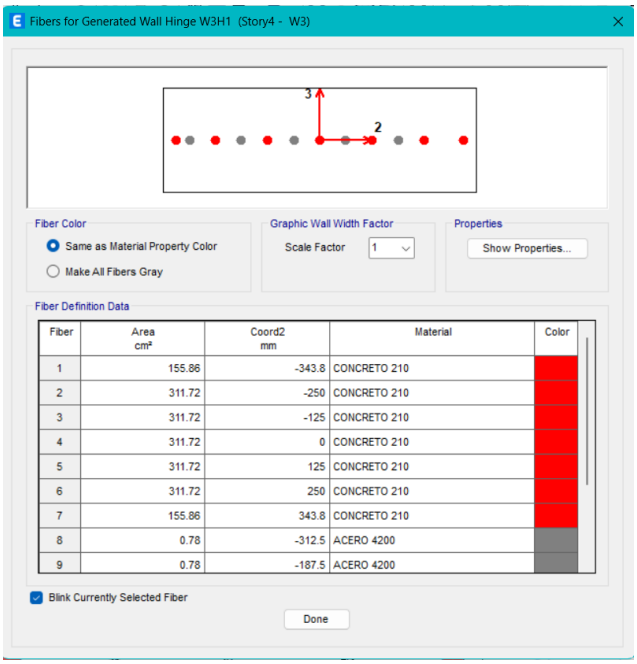
Lista de rótulas plásticas tipo FIBRA en muros de concreto armado



Fuente: Modelado ETABS

Figura 128

Fibras generadas en rótula de muro de concreto armado

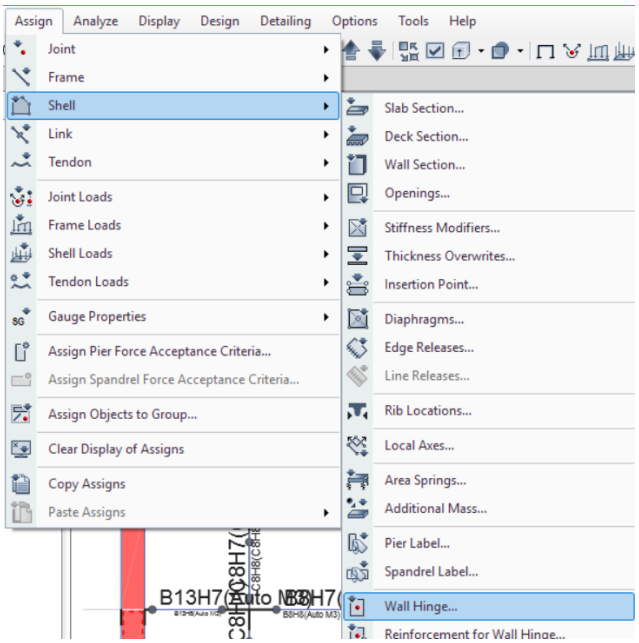


5.1.2.3.3 Asignación de rótulas plásticas en muros de concreto

Para asignar rótulas plásticas en muros de concreto armado se procede a seleccionar el muro y seguir la siguiente ruta:

Figura 129

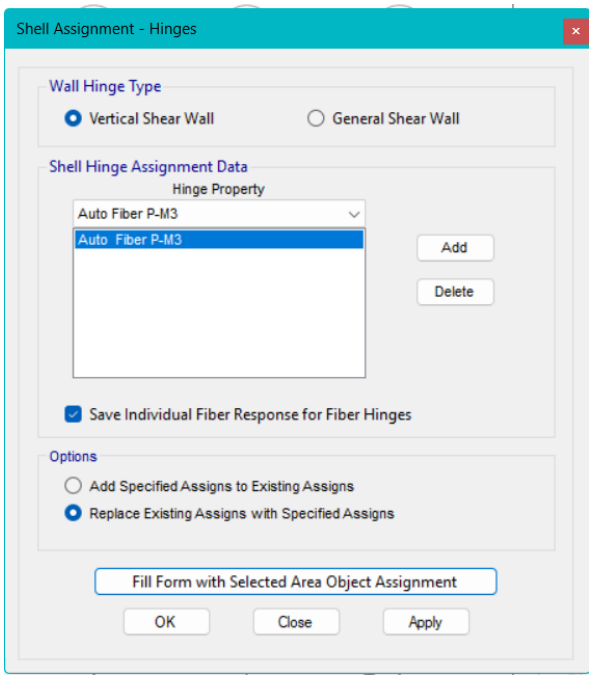
Asignación de rótula tipo fibra en muros de concreto armado



Fuente: Modelado ETABS

Figura 130

Rótula asignada de forma automática de tipo fibra en sección de muro de concreto armado



Fuente: Modelado ETABS

5.1.2.4 Muros de albañilería confinada

Para la presente tesis se modelará a los muros de albañilería confinada de los bloques III (Biblioteca) y bloque IV(Aulas) para su respectivo análisis no lineal con el método de la columna ancha explicado en el ítem 2.2.7.12.1

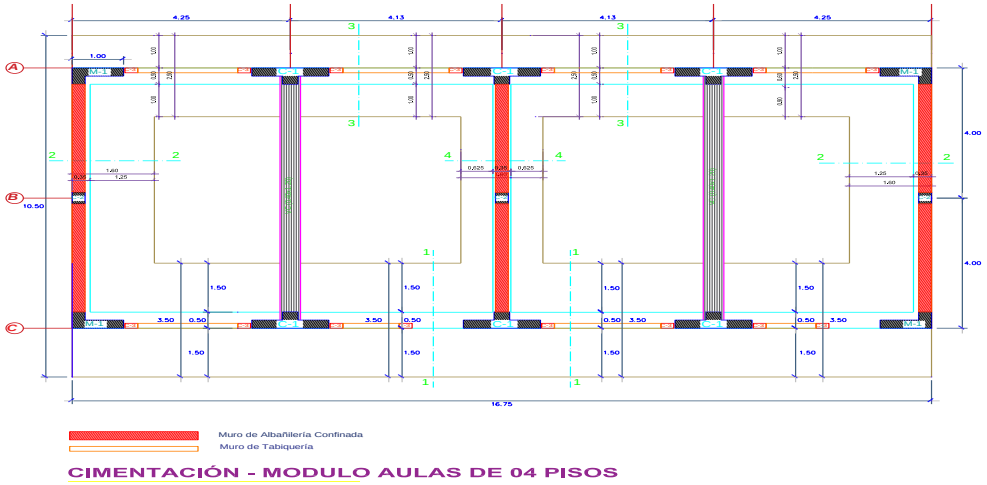
5.1.2.4.1 Modelado tipo Columna ancha

Este método propone modelar a los muros de albañilería como elementos frame tipo columna ancha , para efectos de modelamiento el tramo del muro considera las dimensiones de los componentes confinadores con la particularidad que a la viga de confinamiento se la modela infinitamente rígida, asignando a la columna ancha una rótula de corte en el centro de la misma. Es importante considerar que la rótula de corte asignada a cada muro represente un comportamiento lo más cercano a lo real, para esto se investigó estudios en donde se ensayaron en laboratorio a muros de albañilería ante la acción de cargas laterales con el fin de conocer su comportamiento real ante este tipo de fuerzas.

Teniendo los planos de cimentación de los bloques III y IV en donde se detalla la ubicación de los muros de albañilería achuradas de color rojo se procedió a modelar los muros como columnas anchas en todos los niveles de cada uno de los bloques

Figura 131

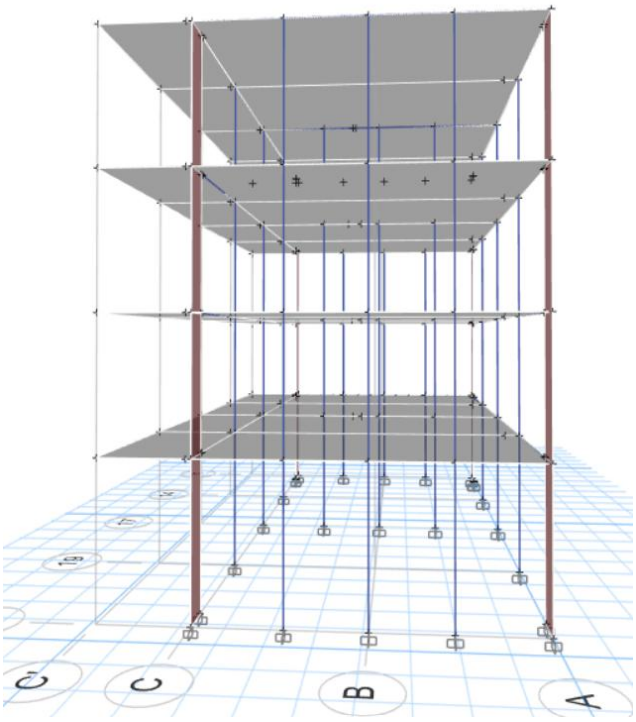
Plano de cimentación del bloque IV(Aulas)



Fuente: Tomado del expediente técnico-Planos de estructuras-Bloque IV(Aulas)

Figura 132

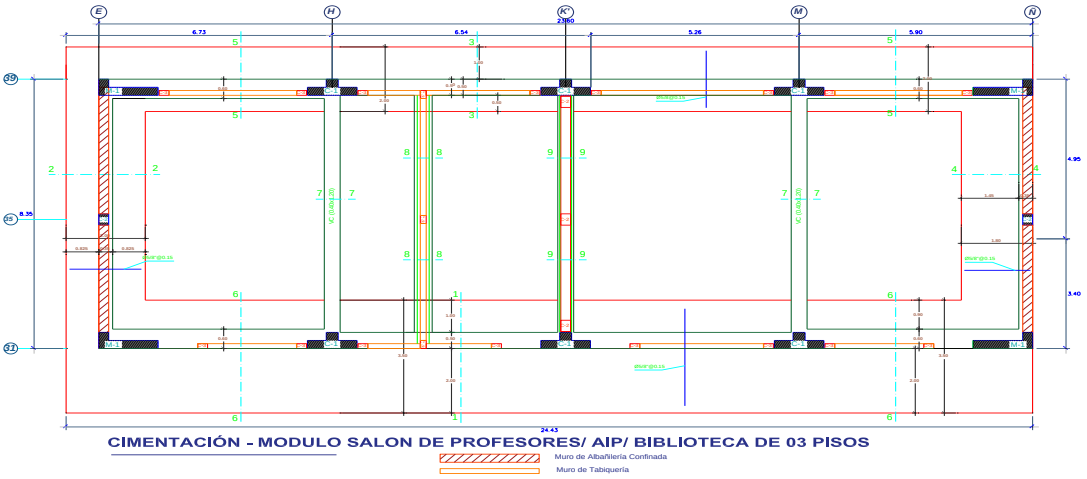
Modelado de muros de albañilería como columna ancha en el bloque IV(Aulas)



Fuente: Modelado ETABS-Bloque IV(Aulas)

Figura 133

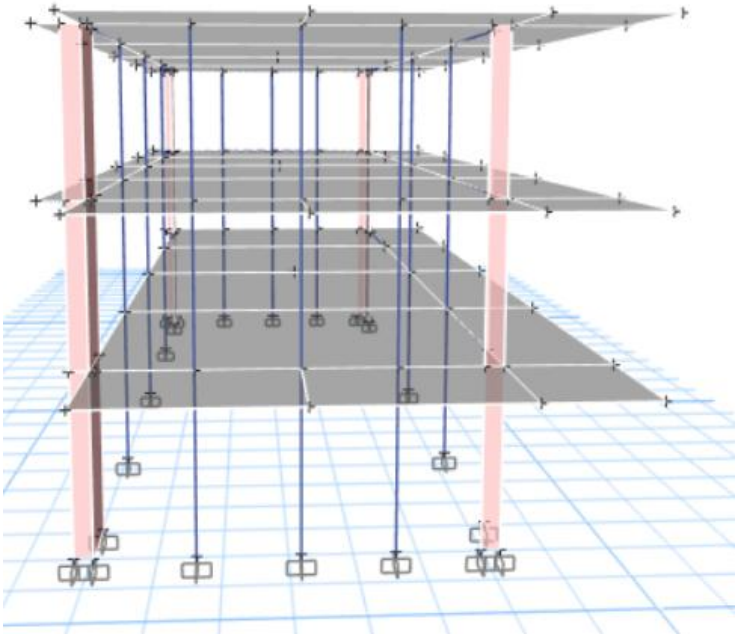
Plano de cimentación del bloque III(Biblioteca)



Fuente: Tomado del expediente técnico-Planos de estructuras-Bloque III(Biblioteca)

Figura 134

Modelado de muros de albañilería como columna ancha en el bloque III(Biblioteca)



Fuente: Modelado ETABS-Bloque III(Biblioteca)

5.1.2.4.2 Calibración mediante una rótula de corte de los muros de albañilería

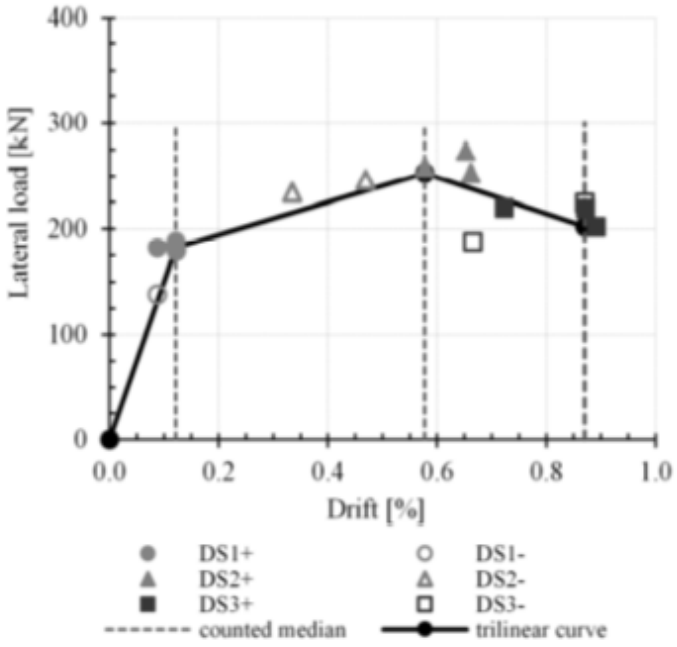
Se tuvo que colocar una rótula de corte en el centro de cada muro con fines de realizar el análisis no lineal en el eje Y-Y para los dos bloques , esta rótula que se define en el programa ETABS, tiene como parámetros a la fuerza cortante que va sufriendo el muro a medida que se va trasladando y su respectivo desplazamiento. Estos parámetros se deben colocar en el ETABS siendo la fuerza cortante "Vm" la estipulada en la NTP E070 denominada como la Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal y siendo la máxima cortante que puede soportar un muro de albañilería antes de la reducción de resistencia y posteriormente colapso.

Con el propósito de simular con precisión la respuesta sísmica de los muros de albañilería construidos con ladrillos tipo IV en las edificaciones analizadas, se tomó como referencia una investigación experimental desarrollada en Lima por profesionales de la Pontificia Universidad Católica del Perú en el año 2017. En dicho estudio se sometieron a carga lateral cíclica un conjunto de nueve muros confinados construidos a escala natural, algunos de

ellos bajo condiciones de carga axial equivalente a varios niveles, mientras que otros fueron evaluados sin dicha carga. Parte de los especímenes fueron reparados tras alcanzar el umbral de daño y posteriormente reensayados. A partir de los resultados obtenidos, se definió una curva de capacidad con comportamiento trilineal, cuyas derivas características sirvieron como base para ajustar las rótulas plásticas a corte en cada modelo estructural desarrollado en ETABS para esta tesis.

Figura 135

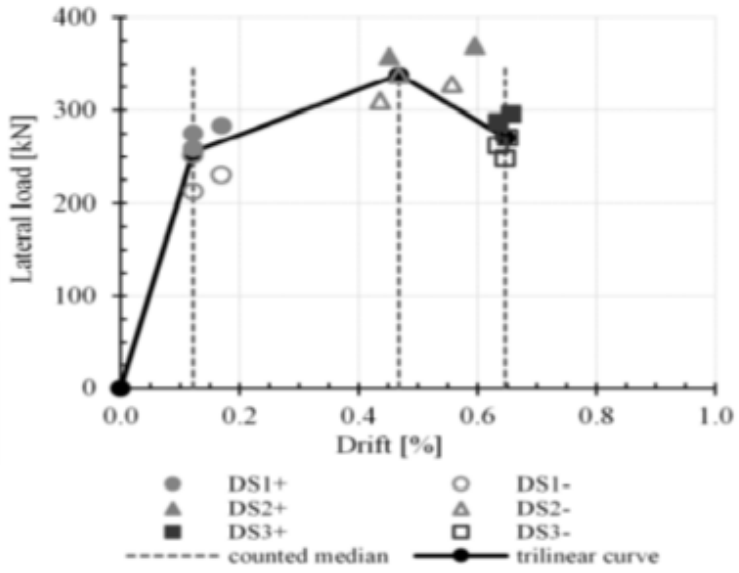
Curva de capacidad trilineal de los muros ensayados sin carga axial



Fuente: Tomado de *"Análisis experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en Lima, Perú"*, por Pari-Manchego, 2017

Figura 136

Curva de capacidad trilineal de los muros ensayados con carga axial



Fuente: Tomado de *"Análisis experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en Lima, Perú"*, por Pari-Manchego, 2017

Las curvas de capacidad presentan tres puntos característicos que tienen como ordenadas la resistencia en el límite de comportamiento elástico(Vcr), la capacidad de carga lateral máxima(Vm) y la resistencia última(Vu) y en las abscisas sus respectivas derivas del ensayo, las cuales se visualizan en la siguiente tabla.

Tabla 5-3

Fuerzas cortantes y derivas en porcentaje de las curvas de capacidad trilineales de los muros de albañilería ensayadoso

Muros	Vcr (KN)	Vmáx (KN)	Vu (KN)	Dcr (%)	Dmáx (%)	Du (%)
Sin carga axial	182.1	252.3	201.9	0.12	0.58	0.87
Con carga axial	255.3	338.4	270.7	0.12	0.47	0.65

Fuente: Tomado de *"Análisis experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en Lima, Perú"*, por Pari-Manchego, 2017

Para poder hallar la curva de capacidad de los bloques de aulas y biblioteca en la dirección Y-Y la cual está constituida predominantemente de muros de albañilería confinada, se tuvo que modelar cada muro de albañilería con el método anteriormente explicado en el item 5.1.2.4.1 asignando una rótula de corte en el centro de cada muro , el programa ETABS necesita de los factores *Force SF* y *Disp SF* que son la Fuerza cortante máxima (Vm) y la milésima parte de la altura del muro respectivamente. Para la presente tesis se usó las derivas obtenidas del ensayo realizado a los muros con carga axial por ser lo más cercano al real comportamiento de los muros de la institución educativa en estudio.

La siguiente tabla muestra los valores que requiere el programa ETABS para crear la rótula de corte

Tabla 5-4

Valores numéricos para la creación de la rótula de corte en los muros de albañilería

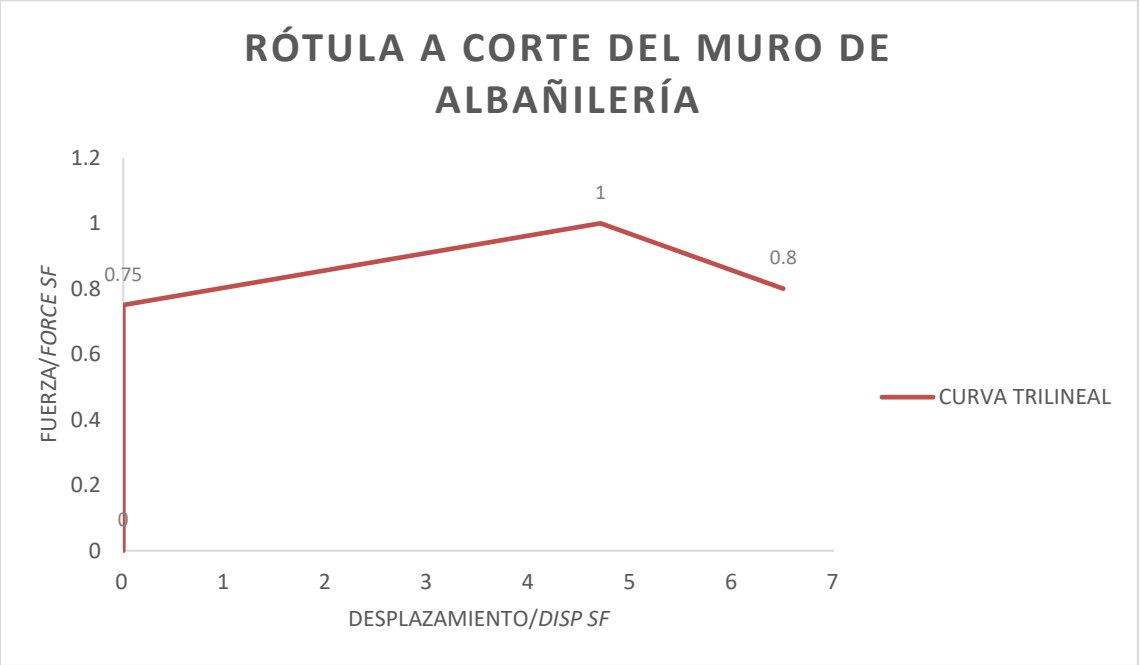
Puntos	Fuerza / SF	Desplazamiento /SF
Límite de comportamiento elástico	0.75	-
Resistencia máxima	1	4.7
Resistencia última	0.8	6.5

Fuente: Desarrollo propio

El siguiente gráfico de *Fuerza / SF* VS *Desplazamiento /SF* encontrado en la asignación de la rótula a corte en el muro de albañilería, el programa ETABS multiplica los valores de *Fuerza / SF* por el factor *Force SF* para fines de encontrar la fuerza cortante en el muro y multiplica los valores de *Desplazamiento /SF* por el factor *Disp SF* para fines de encontrar el desplazamiento del muro de albañilería.

Figura 137

Rótula a corte asignada al muro de albañilería en ETABS



Fuente: Desarrollo propio

5.1.2.4.3 Cálculo del Force SF y el Disp SF

El programa ETABS necesita de estos factores para poder realizar el análisis no lineal en el eje Y-Y de los bloques III y IV, dirección en donde predomina los muros de albañilería para resistir lateralmente las fuerzas sísmicas.

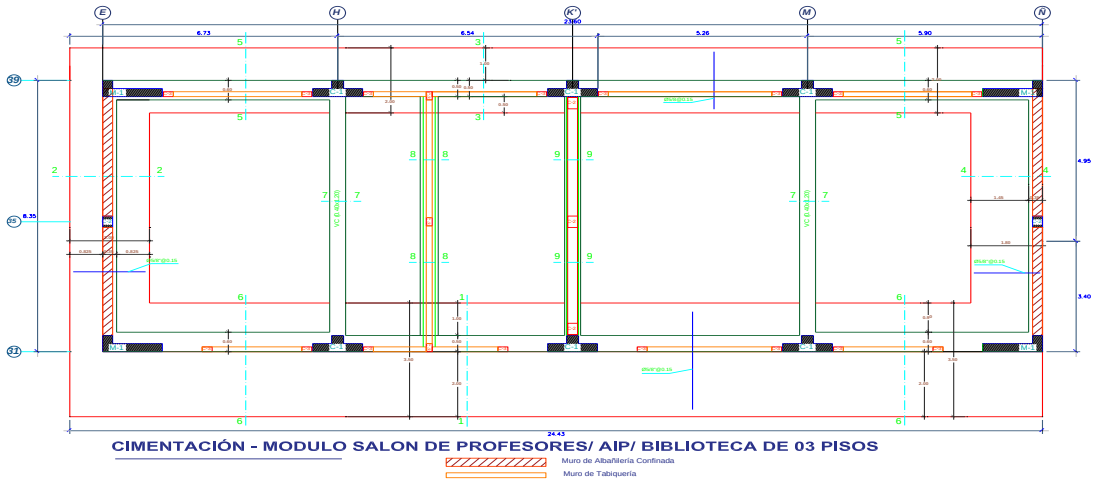
Para su cálculo se observaron las características geométricas de los muros de albañilería y las cargas axiales que están soportando para finalmente hallar la fuerza cortante de agrietamiento diagonal por cada muro (Vm) que se calcula con la fórmula estipulada en la NTP E070, este factor vendría a ser el factor Force SF. Para el caso del Disp Sf, este factor sería la milésima parte de la altura de cada muro.

5.1.2.4.3.1 Cálculo de los factores en el bloque III (Biblioteca)

El bloque III consta de tres niveles y presenta muros de albañilería en sus ejes transversales E-E y Ñ-Ñ en la dirección Y-Y, teniendo paños de distintas longitudes entre sus ejes longitudinales 31-31, 35-35, 39-39 , por lo tanto se obtuvieron 4 paños de muro de albañilería a analizar por cada nivel, se detallará el procedimiento a seguir para el cálculo de los factores *Force SF* y *Disp SF* del muro de albañilería del eje E, del paño comprendido entre los ejes 31 y 35 para los tres niveles, los resultados de los demás paños se colocarán en lo que respecta a anexos.

Figura 138

Paños de muro de albañilería en el bloque III(Biblioteca)



Fuente: Tomado del expediente técnico-Planos de estructuras-Bloque III(Biblioteca)

- **Muro de albañilería del eje E, entre los ejes 31-31 y 35-35**

Primer Nivel

Tabla 5-5

Dimensiones del paño del eje E, entre los ejes 31 y 35-primer nivel

MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - PRIMER NIVEL			
L (cm)	332.5	**H (cm)**	**365**
f'm(kg/cm²)	65	**t (cm)**	23

Fuente: Desarrollo propio

- Determinación de la esbeltez α:

$$Vm = 0.5.v'm.\alpha.t.L + 0.23Pg$$ *(Norma E-070, ítem 28.2 i)*

Dónde:
v'm = Capacidad característica de la albañilería frente a esfuerzos cortantes
α = Relación de esbeltez del muro
t = Grosor del elemento de albañilería
L = Dimensión longitudinal del muro
Pg = Carga gravitacional de servicio aplicada al muro, con sobrecarga reducida
f'm = Resistencia característica de la albañilería bajo compresión axial

Pg =	82.07	tonf	(Dato obtenido del programa E
Vm =	49.85	tonf	

- Resistencia al corte (v'm)

$$v'm = \sqrt{f'm} = \sqrt{65} = 8.1 kg/cm2$$

Según la tabla 7 del ítem 13.9 de la normativa E-070 :

v'm =	8.1	kg/cm2

- Cálculo del factor *Force SF*

$$Vm = 0.5.v'm.\alpha.t.L + 0.23Pg$$ *(Norma E-070, ítem 28.2 i)*

Dónde:
v'm = Capacidad característica de la albañilería frente a esfuerzos cortantes
α = Relación de esbeltez del muro
t = Grosor del elemento de albañilería
L = Dimensión longitudinal del muro
Pg = Carga gravitacional de servicio aplicada al muro, con sobrecarga reducida
f'm = Resistencia característica de la albañilería bajo compresión axial

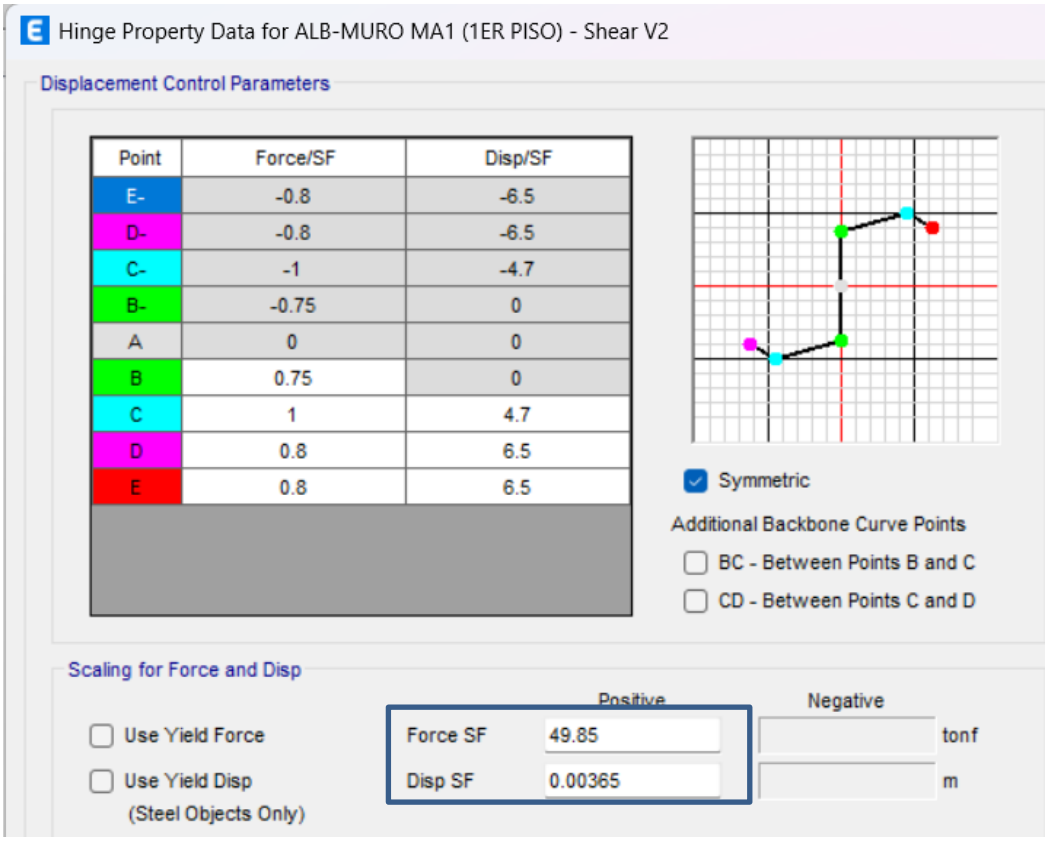
Pg =	82.07	tonf	(Dato obtenido del programa ETABS)
Vm =	49.85	tonf	

- Cálculo del factor *Disp SF*

$$Disp\ SF = \frac{1}{1000} * H = \frac{3.65}{1000} = 0.00365m$$

Figura 139

Rótula a corte del muro de albañilería(biblioteca) del eje E, entre los ejes 31 y 35-primer nivel



Fuente: Modelado ETABS

Segundo Nivel

Tabla 5-6

Dimensiones del paño del eje E, entre los ejes 31 y 35-segundo nivel

MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - SEGUNDO NIVEL			
L (cm)	332.5	**H (cm)**	**320**
f'm (kg/cm²)	65	**t (cm)**	23

Fuente: Desarrollo propio

- Determinación de la esbeltez α

$$\alpha = \frac{L}{0.8H}$$ *(Norma E-070, ítem 28.2 iii)*

$0.333 \leq \alpha \leq 1$

α = 1.299

Al observar que el valor de α es mayor a 1, se considera el siguiente valor:

α =	1.000

Paso 3: Cálculo de la resistencia característica de la albañilería al corte, obtenida de er muretes a compresión diagonal:

- Resistencia al corte (v'm)

$$v'm = \sqrt{f'm} = \sqrt{65} = 8.1 kg/cm2$$

Según la tabla 7 del ítem 13.9 de la normativa E-070 :

v'm =	8.1	kg/cm2

- Cálculo del factor *Force SF*

Dónde:
v'm = Capacidad característica de la albañilería frente a esfuerzos cortantes
α = Relación de esbeltez del muro
t = Grosor del elemento de albañilería
L = Dimensión longitudinal del muro
Pg = Carga gravitacional de servicio aplicada al muro, con sobrecarga reducida
f'm = Resistencia característica de la albañilería bajo compresión axial

Pg =	52.93	tonf	(Dato obtenido del programa E

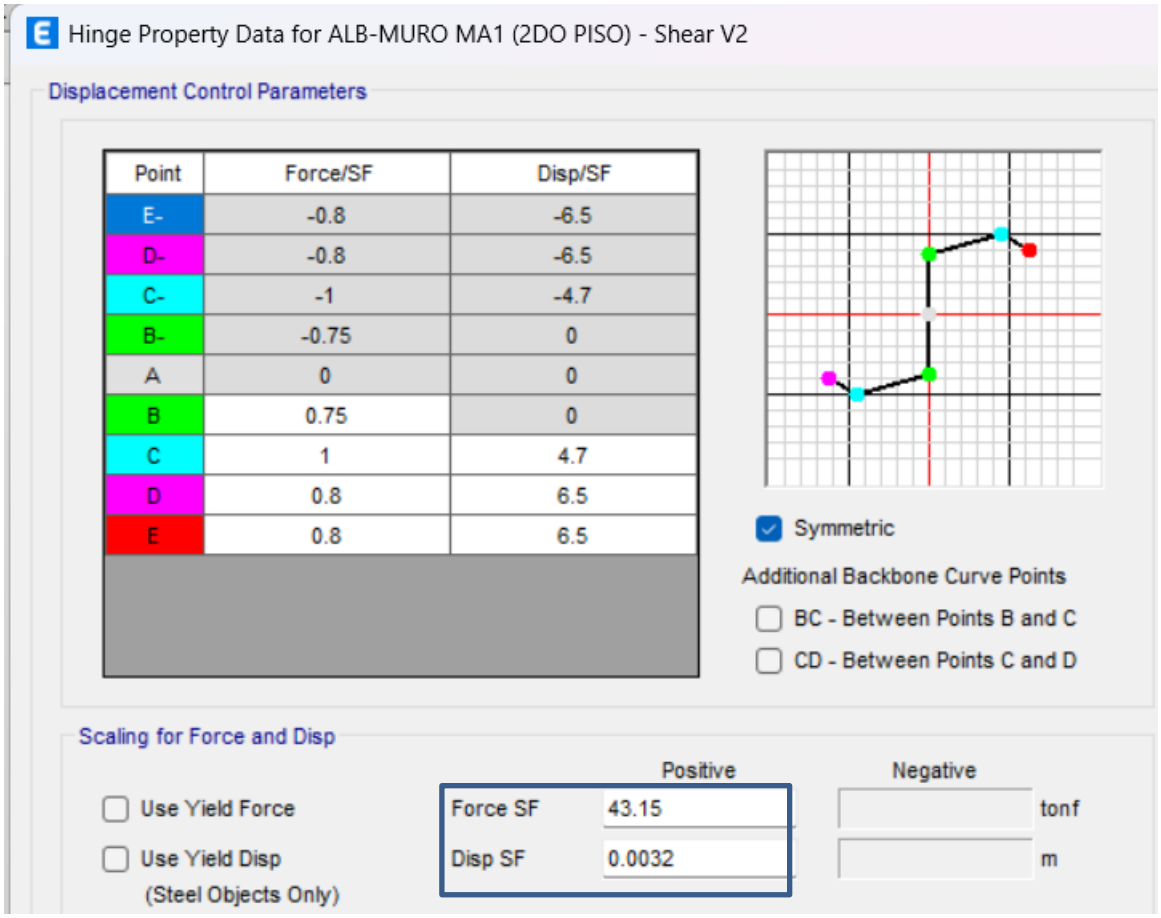
Vm =	43.15	tonf

- Cálculo del factor *Disp SF*

$$Disp\ SF = \frac{1}{1000} * H = \frac{3.20}{1000} = 0.00320m$$

Figura 140

Rótula a corte del muro de albañilería(biblioteca) del eje E, entre los ejes 31 y 35-segundo nivel



Fuente: Modelado ETABS

Tercer Nivel

Tabla 5-7

Dimensiones del paño del eje E, entre los ejes 31 y 35-tercer nivel

MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - TERCER NIVEL			
L (cm)	332.5	**H (cm)**	**320**
f'm (kg/cm²)	65	**t (cm)**	23

Fuente: Desarrollo propio

- Determinación de la esbeltez α

$$\alpha = \frac{L}{0.8H}$$ *(Norma E-070, ítem 28.2 iii)*

$0.333 \leq \alpha \leq 1$

α = 1.299

Al observar que el valor de α es mayor a 1, se considera el siguiente valor:

α =	1.000

Paso 3: Cálculo de la resistencia característica de la albañilería al corte, obtenida de er muretes a compresión diagonal:

- Resistencia al corte (v'm)

$$v'm = \sqrt{f'm} = \sqrt{65} = 8.1 kg/cm2$$

Según la tabla 7 del ítem 13.9 de la normativa E-070 :

v'm =	8.1	kg/cm2

- Cálculo del factor *Force SF*

$$Vm = 0.5.v'm.\alpha.t.L + 0.23Pg$$ *(Norma E-070, ítem 28.2 i)*

Dónde:
v'm = Capacidad característica de la albañilería frente a esfuerzos cortantes
α = Relación de esbeltez del muro
t = Grosor del elemento de albañilería
L = Dimensión longitudinal del muro
Pg = Carga gravitacional de servicio aplicada al muro, con sobrecarga reducida
f'm = Resistencia característica de la albañilería bajo compresión axial

Pg =	18.66	tonf	(Dato obtenido del programa ETABS)

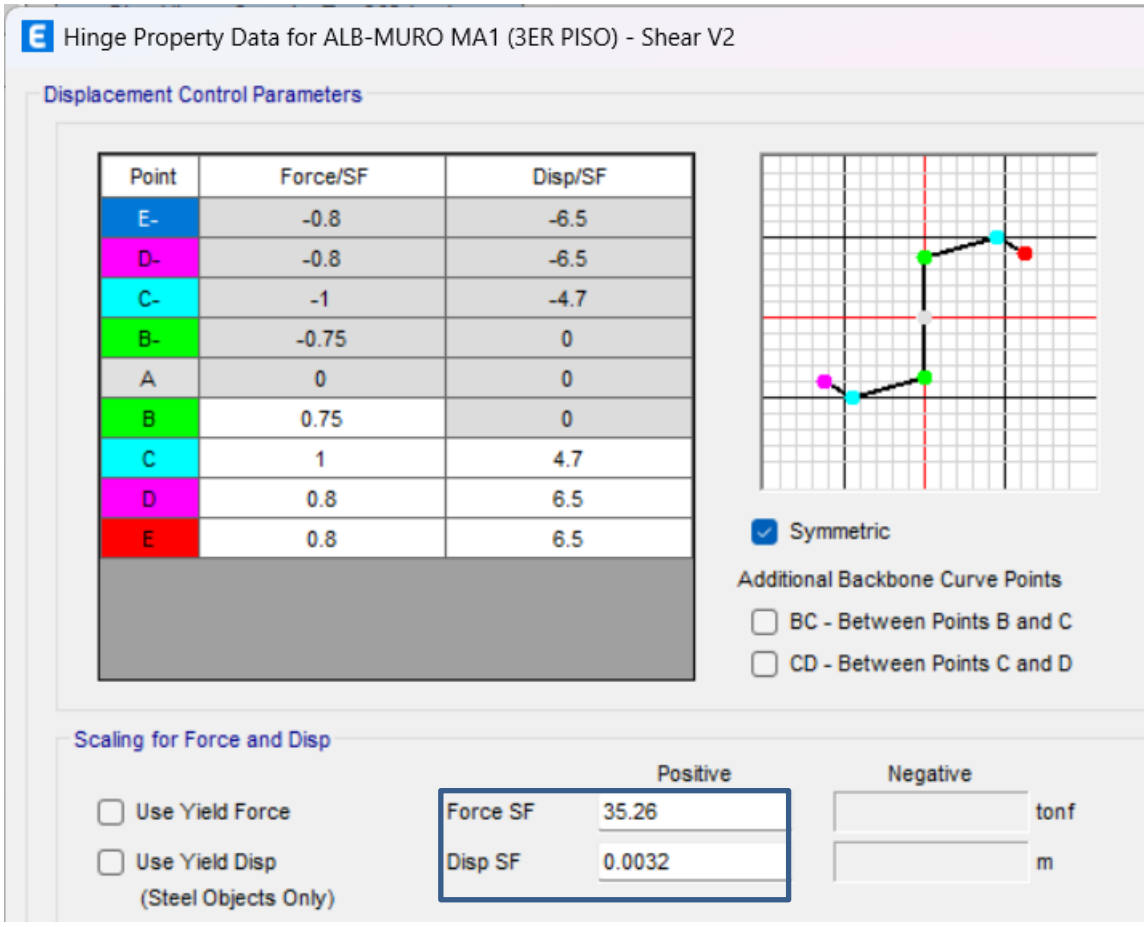
Vm =	35.26	tonf

- Cálculo del factor *Disp SF*

$$Disp\ SF = \frac{1}{1000} * H = \frac{3.20}{1000} = 0.00320m$$

Figura 141

Rótula a corte del muro de albañilería(biblioteca) del eje E, entre los ejes 31 y 35-tercer nivel



Fuente: Modelado ETABS

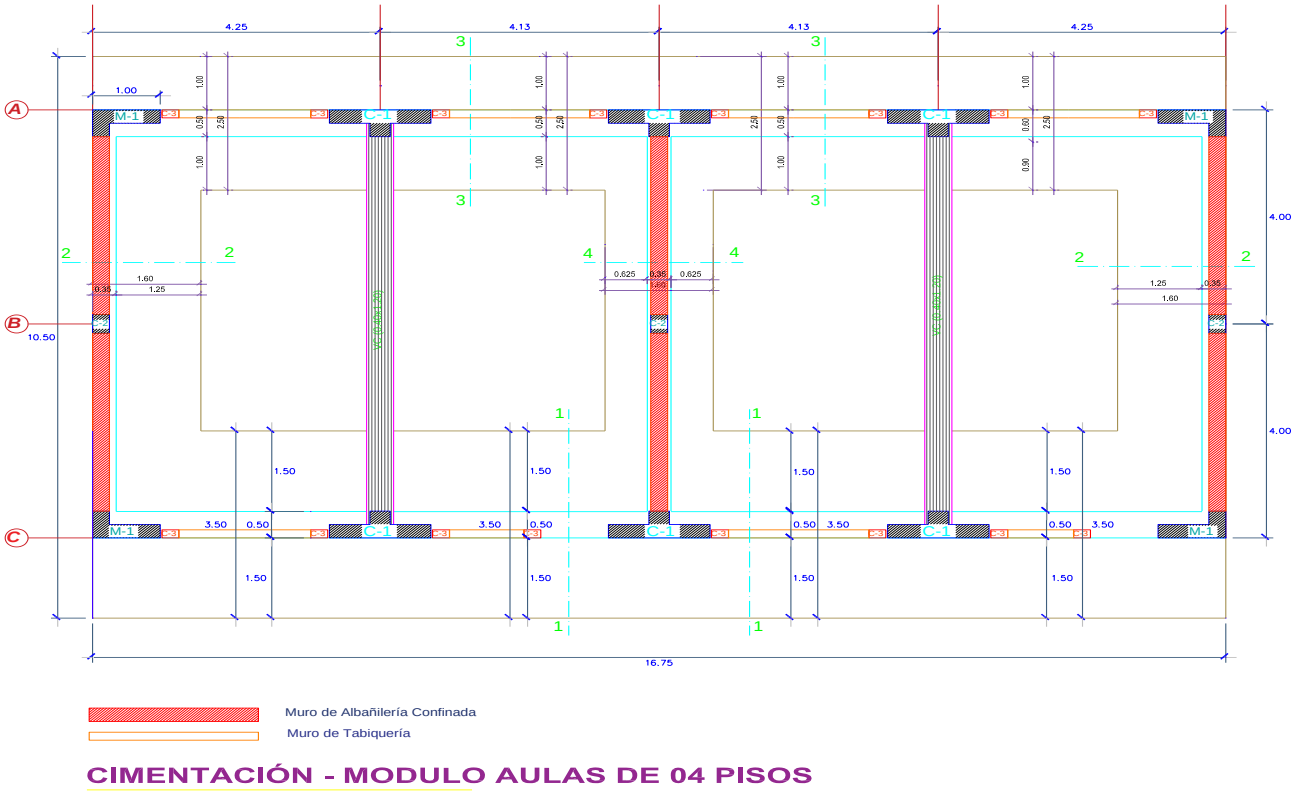
5.1.2.4.3.2 Cálculo de los factores en el bloque IV (Aulas)

El bloque IV consta de cuatro niveles y presenta muros de albañilería en sus ejes transversales 21-21, 17-17 y 11-11 en la dirección Y-Y, teniendo paños de longitudes iguales entre sus ejes longitudinales A-A, B-B, C-C , por lo tanto se obtuvieron 6 paños de muro de albañilería a analizar por cada nivel, se detallará el procedimiento a seguir para el cálculo de los factores *Force SF* y *Disp SF* del muro de albañilería del eje 21, del paño comprendido entre

los ejes A y B para los cuatro niveles, los resultados de los demás paños se colocarán en lo que respecta a anexos.

Figura 142

Paños de muro de albañilería en el bloque IV(Aulas)



Fuente: Modelado ETABS

- **Muro de albañilería del eje 21, entre los ejes A-A y B-B**

Primer Nivel

Tabla 5-8

Dimensiones del paño del eje 21, entre los ejes A y B-primer nivel

MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - PRIMER NIVEL			
L (cm)	332.5	H (cm)	365
f'm(kg/cm²)	65	t (cm)	23

Fuente: Desarrollo propio

- Determinación de la esbeltez α

$$\alpha = \frac{L}{0.8H}$$ *(Norma E-070, ítem 28.2 iii)*

$0.333 \leq \alpha \leq 1$

α = 1.139

Al observar que el valor de α es mayor a 1, se considera el siguiente valor:

α = 1.000

Paso 3: Cálculo de la resistencia característica de la albañilería al corte, obtenida de er muretes a compresión diagonal:

- Resistencia al corte (v'm)

$$v'm = \sqrt{f'm} = \sqrt{65} = 8.1 kg/cm2$$

Según la tabla 7 del ítem 13.9 de la normativa E-070 :

v'm =	8.1	kg/cm2

- Cálculo del factor *Force SF*

$$Vm = 0.5.v'm.\alpha.t.L + 0.23Pg$$

(Norma E-070, ítem 28.2 i)

Pg = 16.30 tonf (Dato obtenido del programa ETABS)

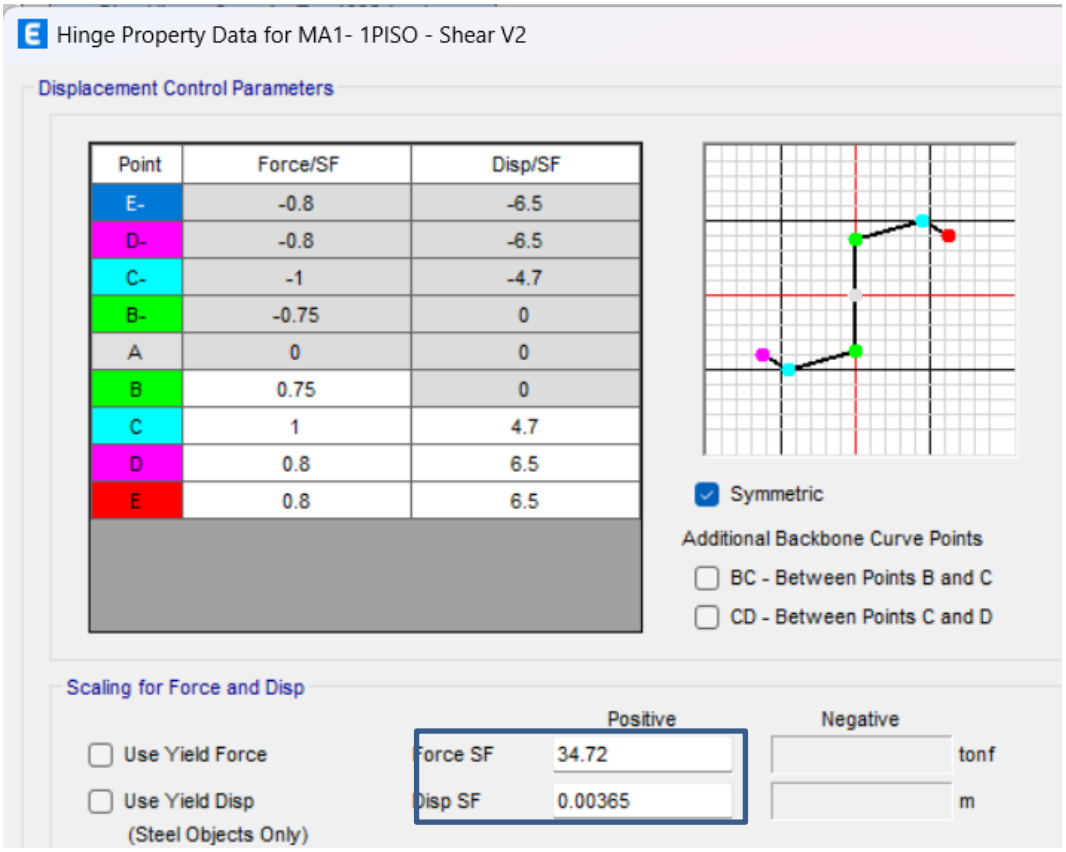
Vm =	34.72	tonf

- Cálculo del factor *Disp SF*

$$Disp\ SF = \frac{1}{1000} * H = \frac{3.65}{1000} = 0.00365m$$

Figura 143

Rótula a corte del muro de albañilería (aulas) del eje 21, entre los ejes A y B-primer nivel



Fuente: Modelado ETABS

Segundo Nivel

Tabla 5-9

Dimensiones del paño del eje 21, entre los ejes A y B-segundo nivel

MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - SEGUNDO NIVEL			
L (cm)	332.5	**H (cm)**	**320**
f'm(kg/cm²)	65	**t (cm)**	23

Fuente: Desarrollo propio

- Determinación de la esbeltez α

$$\alpha = \frac{L}{0.8H}$$ *(Norma E-070, ítem 28.2 iii)*

$0.333 \leq \alpha \leq 1$

α = 1.299

Al observar que el valor de α es mayor a 1, se considera el siguiente valor:

α =	1.000

Paso 3: Cálculo de la resistencia característica de la albañilería al corte, obtenida de er muretes a compresión diagonal:

- Resistencia al corte (v'm)

$$v'm = \sqrt{f'm} = \sqrt{65} = 8.1 kg/cm2$$

Según la tabla 7 del ítem 13.9 de la normativa E-070 :

v'm =	8.1	kg/cm2

- Cálculo del factor *Force SF*

$$Vm = 0.5.v'm.\alpha.t.L + 0.23Pg$$

(Norma E-070, ítem 28.2 i)

Pg =	11.34	tonf	(Dato obtenido del programa ETABS)

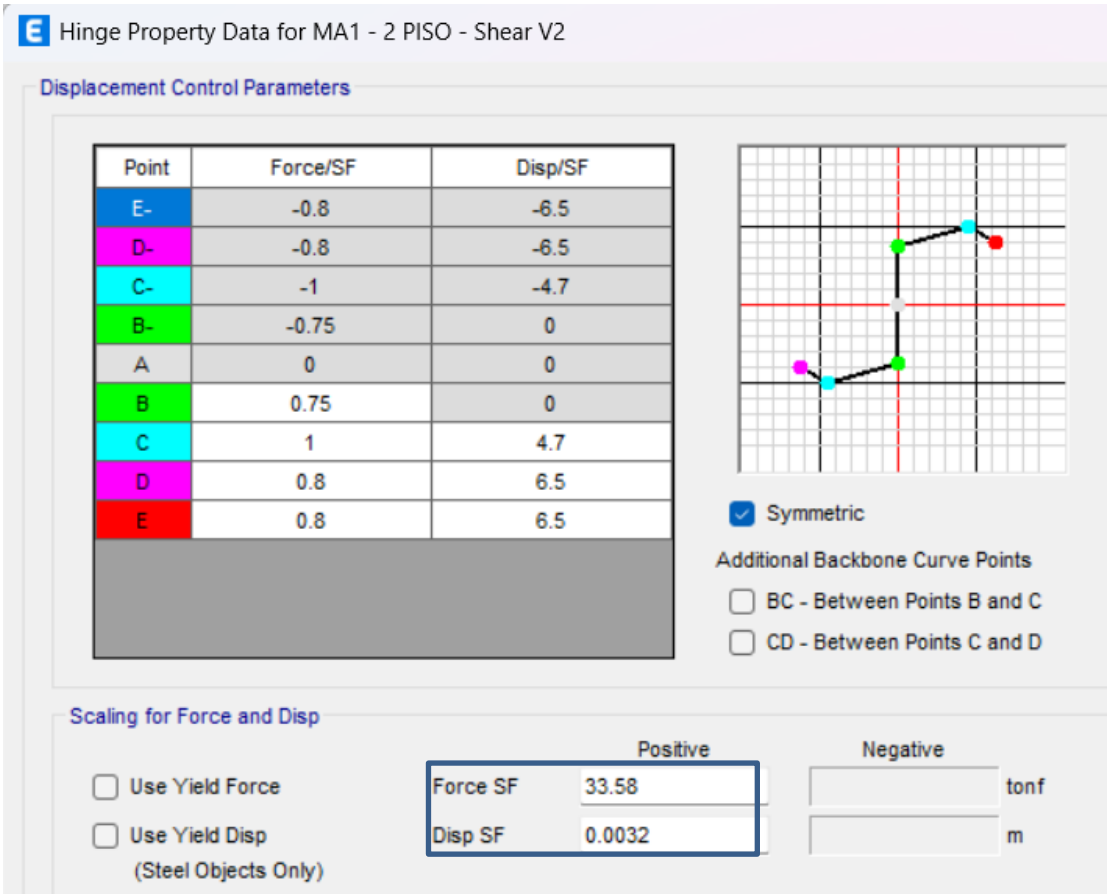
Vm =	33.58	tonf

- Cálculo del factor *Disp SF*

$$Disp\ SF = \frac{1}{1000} * H = \frac{3.20}{1000} = 0.00320m$$

Figura 144

Rótula a corte del muro de albañilería (aulas) del eje 21, entre los ejes A y B-segundo nivel



Fuente: Modelado ETABS

Tercer Nivel

Tabla 5-10

Dimensiones del paño del eje 21, entre los ejes A y B-tercer nivel

MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - SEGUNDO NIVEL			
L (cm)	332.5	**H (cm)**	**320**
f'm(kg/cm²)	65	**t (cm)**	23

Fuente: Desarrollo propio

- Determinación de la esbeltez α

$$\alpha = \frac{L}{0.8H}$$ *(Norma E-070, ítem 28.2 iii)*

$0.333 \leq \alpha \leq 1$

$\alpha = 1.299$

Al observar que el valor de α es mayor a 1, se considera el siguiente valor:

α =	1.000

Paso 3: Cálculo de la resistencia característica de la albañilería al corte, obtenida de en muretes a compresión diagonal:

- Resistencia al corte (v'm)

$$v'm = \sqrt{f'm} = \sqrt{65} = 8.1 kg/cm2$$

Según la tabla 7 del ítem 13.9 de la normativa E-070 :

v'm =	8.1	kg/cm2

- Cálculo del factor *Force SF*

$$Vm = 0.5.v'm.\alpha.t.L + 0.23Pg$$

(Norma E-070, ítem 28.2 i)

Pg =	7.00	tonf	(Dato obtenido del programa ETABS)

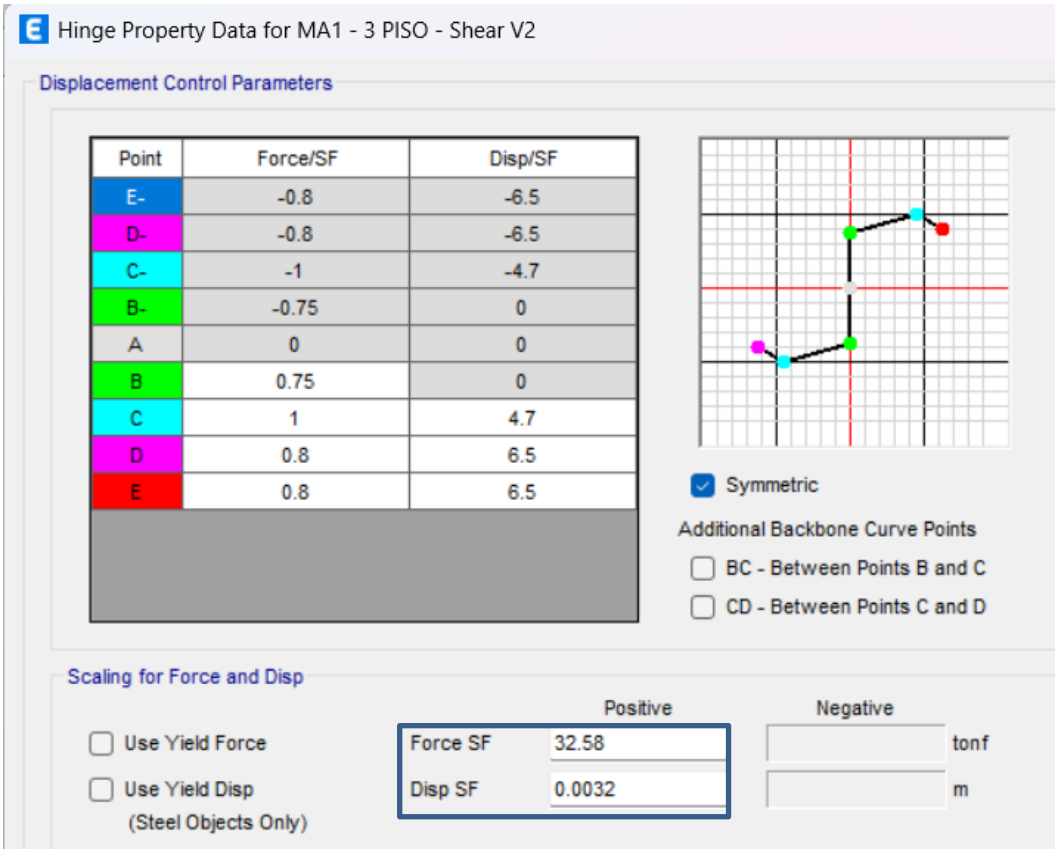
Vm =	32.58	tonf

- Cálculo del factor *Disp SF*

$$Disp\ SF = \frac{1}{1000} * H = \frac{3.20}{1000} = 0.00320m$$

Figura 145

Rótula a corte del muro de albañilería (aulas) del eje 21, entre los ejes A y B-tercer nivel



Fuente: Modelado ETABS

Cuarto Nivel

Tabla 5-11

Dimensiones del paño del eje 21, entre los ejes A y B-cuarto nivel

MURO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA - SEGUNDO NIVEL			
L (cm)	332.5	**H (cm)**	**320**
f'm(kg/cm²)	65	**t (cm)**	23

Fuente: Desarrollo propio

- Determinación de la esbeltez α

$$\alpha = \frac{L}{0.8H}$$ *(Norma E-070, ítem 28.2 iii)*

$0.333 \leq \alpha \leq 1$

α = 1.299

Al observar que el valor de α es mayor a 1, se considera el siguiente valor:

α = 1.000

Paso 3: Cálculo de la resistencia característica de la albañilería al corte, obtenida de er muretes a compresión diagonal:

- Resistencia al corte (v'm)

$$v'm = \sqrt{f'm} = \sqrt{65} = 8.1 kg/cm2$$

Según la tabla 7 del ítem 13.9 de la normativa E-070 :

v'm =	8.1	kg/cm2

- Cálculo del factor *Force SF*

$$Vm = 0.5.v'm.\alpha.t.L + 0.23Pg$$

(Norma E-070, ítem 28.2 i)

Pg = 2.99 tonf (Dato obtenido del programa ETABS)

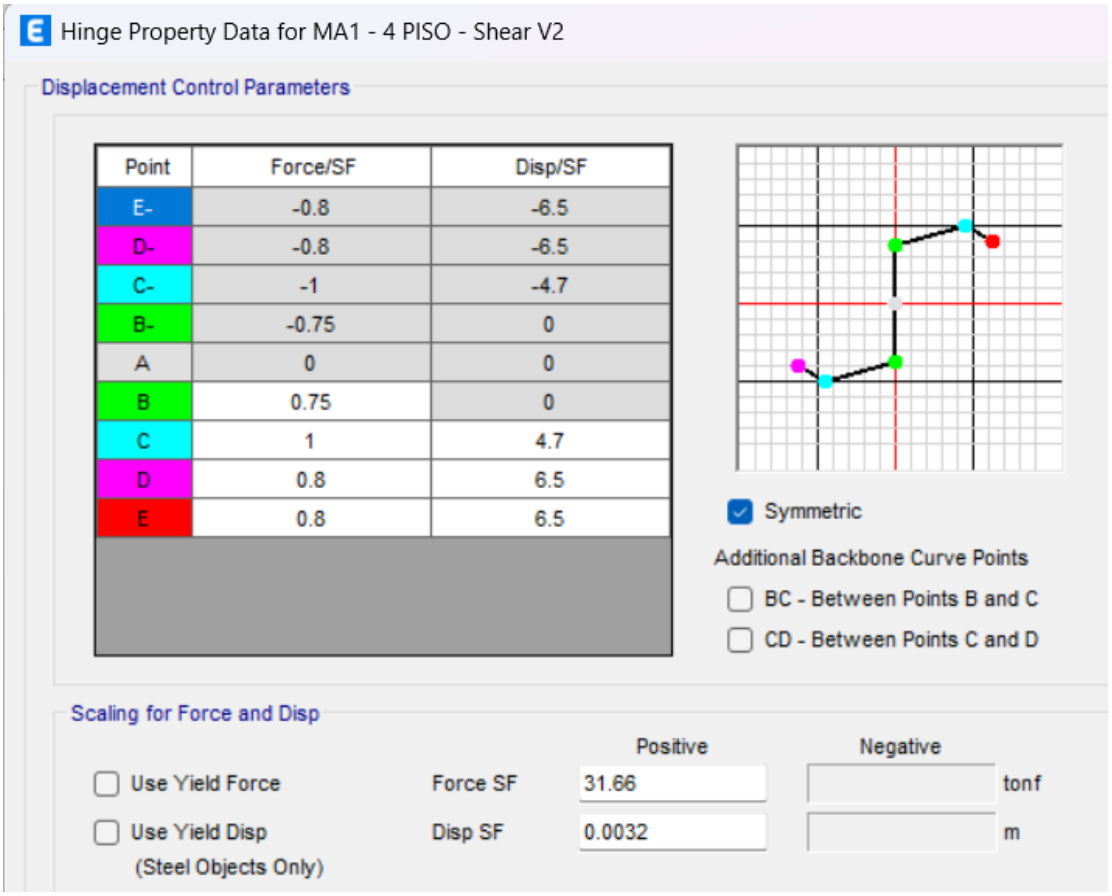
Vm =	31.66	tonf

- Cálculo del factor *Disp SF*

$$Disp\ SF = \frac{1}{1000} * H = \frac{3.20}{1000} = 0.00320m$$

Figura 146

Rótula a corte del muro de albañilería (aulas) del eje 21, entre los ejes A y B-cuarto nivel



Fuente: Modelado ETABS

5.1.3 Creación de casos de carga estáticas no lineales-pushover

Para ejecutar el análisis Pushover de los bloques considerados en esta investigación, se definirán dos casos de carga específicos dentro del entorno de modelado en ETABS. Estos casos permitirán aplicar patrones de fuerzas horizontales progresiva en las dos direcciones principales, conforme a los lineamientos del procedimiento Pushover, facilitando la evaluación de la capacidad estructural ante solicitaciones sísmicas crecientes.

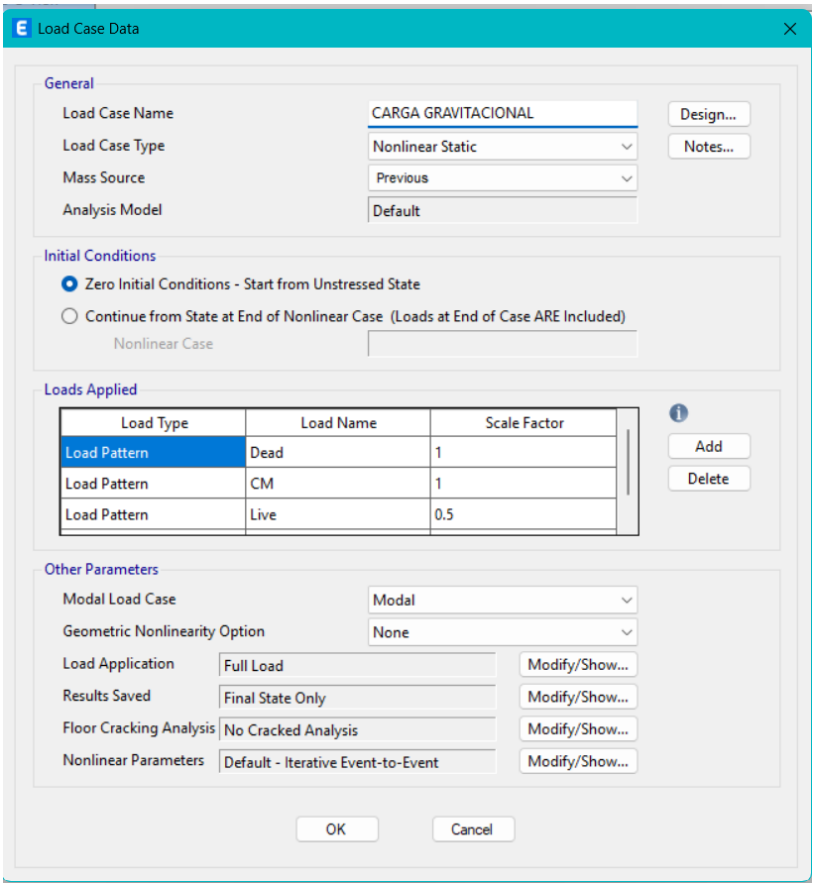
5.1.3.1 Caso 1: Carga gravitacional no lineal

Como parte del proceso de análisis no lineal en ETABS, se debe definir un caso de carga gravitacional que represente el estado inicial de la estructura bajo la acción exclusiva de cargas verticales. Este caso simula la condición previa al evento sísmico, en la cual la edificación se

encuentra sometida únicamente a su peso propio y a las cargas permanentes, permitiendo establecer una base realista en el proceso de aplicación del análisis estático incremental.

Figura 147

Caso de carga gravitacional no lineal



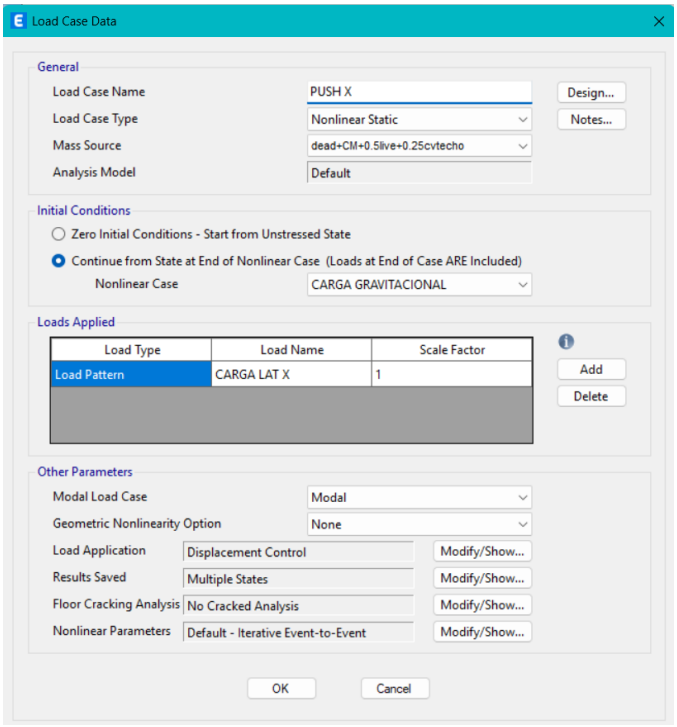
Fuente: Modelado ETABS

5.1.3.2 Caso 2: Carga lateral no lineal

Se le deberá indicar al programa un caso de carga lateral no lineal, al cual llamaremos propiamente PUSH X o PUSH Y de acuerdo a la dirección a analizar, para este caso se deberá indicar que patrón de carga se utilizará y se le pedirá al programa que el análisis lo continúe desde el término del anterior caso de carga no lineal que sería el caso de carga gravitacional no lineal.

Figura 148

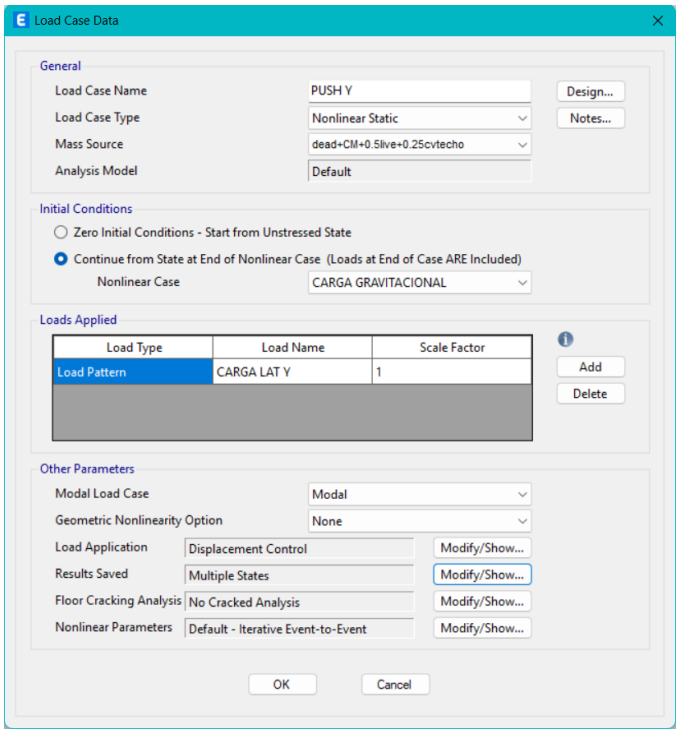
Caso de carga lateral no lineal eje x



Fuente: Modelado ETABS

Figura 149

Caso de carga lateral no lineal eje Y



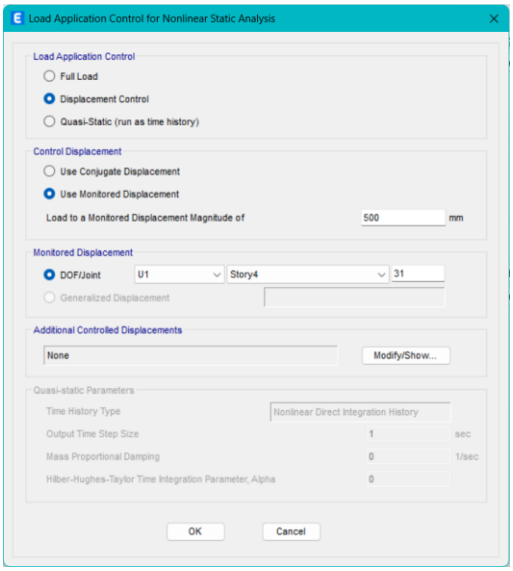
Fuente: Modelado ETABS

5.1.3.2.1 Control de cargas aplicadas del AENL

El control de las cargas aplicadas se hará mediante la evaluación del movimiento lateral de un punto localizado en la parte superior de la estructura (techo), se le asignará a este punto un desplazamiento máximo que en esta tesis asumimos 500 mm, tal que, si el análisis llega a tal desplazamiento terminará por completo a menos que un elemento estructural haya llegado a plastificar antes de haber llegado al máximo desplazamiento.

Figura 150

Control de la aplicación de cargas del AENL

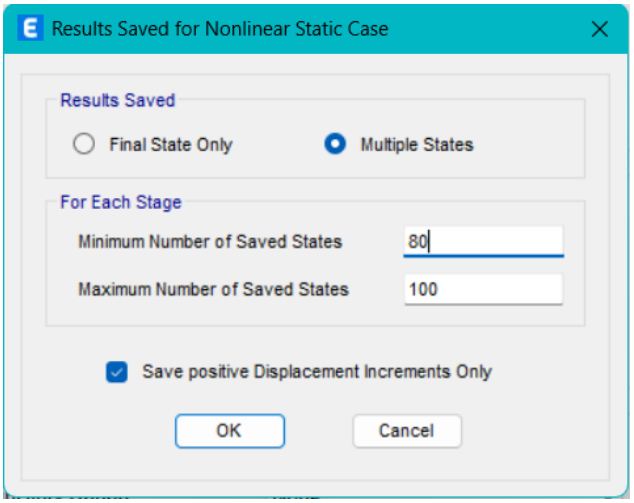


Fuente: Modelado ETABS

5.1.3.2.2 Guardado de resultados

Figura 151

Guardado de resultados del caso no lineal estático



Fuente: Modelado ETABS

5.2 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO NO LINEAL-PUSHOVER

Al haber realizado el análisis no lineal- Pushover se obtienen del software estructural ETABS las curvas de capacidad del bloque III (biblioteca), del bloque IV(Aulas), y del tanque elevado para sus dos direcciones principales de análisis sismorresistente.

5.2.1 Curva de capacidad dirección X-X del bloque III (biblioteca)

Tabla 5-12

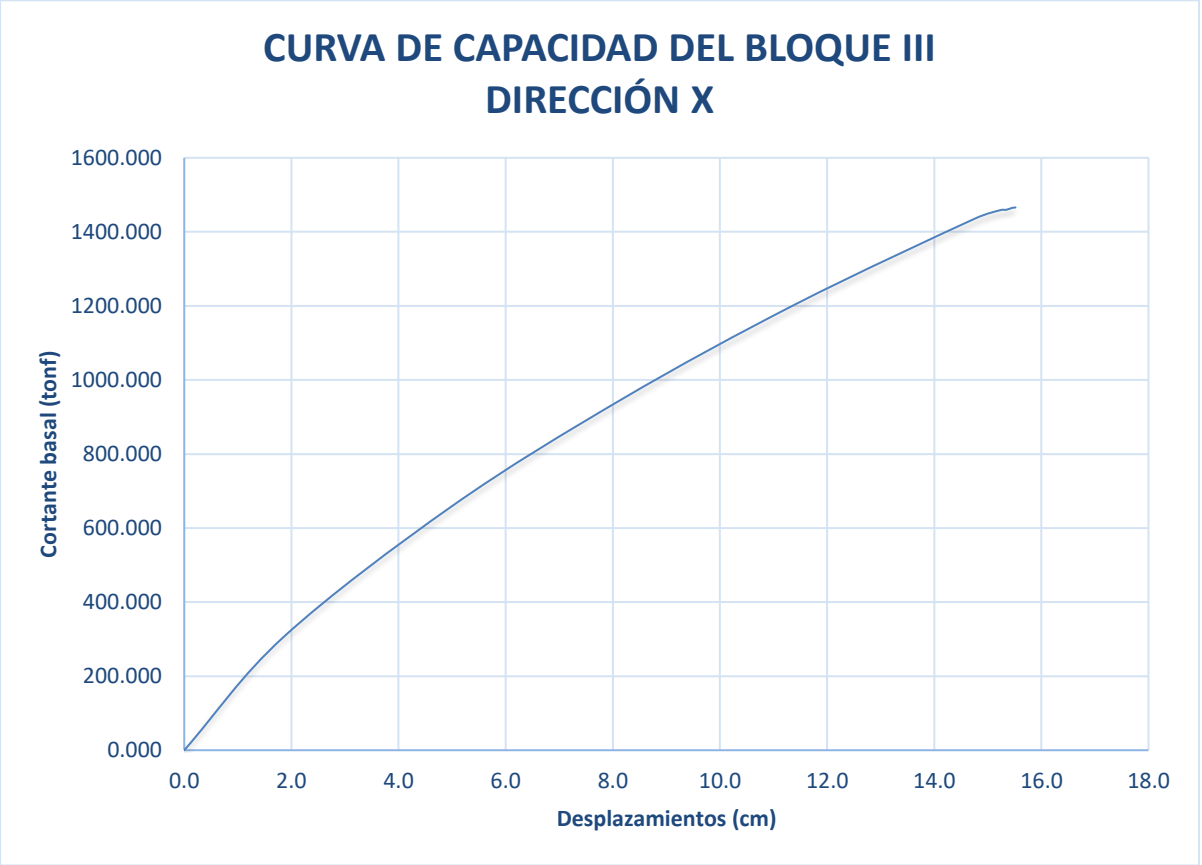
Cortante basal y desplazamiento de techo en la dirección X-X del bloque III (biblioteca)

Pasos guardados	V	Desplazamiento
	(ton)	Δ roof (cm)
1	0.000	0.000000
2	307.451	1.866400
3	660.521	5.010600
4	949.137	8.182300
5	1206.007	11.431500
6	1435.972	14.762200
7	1458.634	15.236500
8	1459.512	15.342900
9	1464.560	15.448500
10	1465.485	15.501600
11	1465.841	15.509800
12	1465.876	15.512700
13	1466.146	15.517500

Fuente: Extraído del modelado ETABS

Figura 152

Curva de capacidad en la dirección X-X del bloque III



Fuente: Desarrollo propio

5.2.2 Curva de capacidad dirección Y-Y del bloque III (biblioteca)

Figura 153

Cortante basal y desplazamiento de techo en la dirección Y-Y del bloque III (biblioteca)

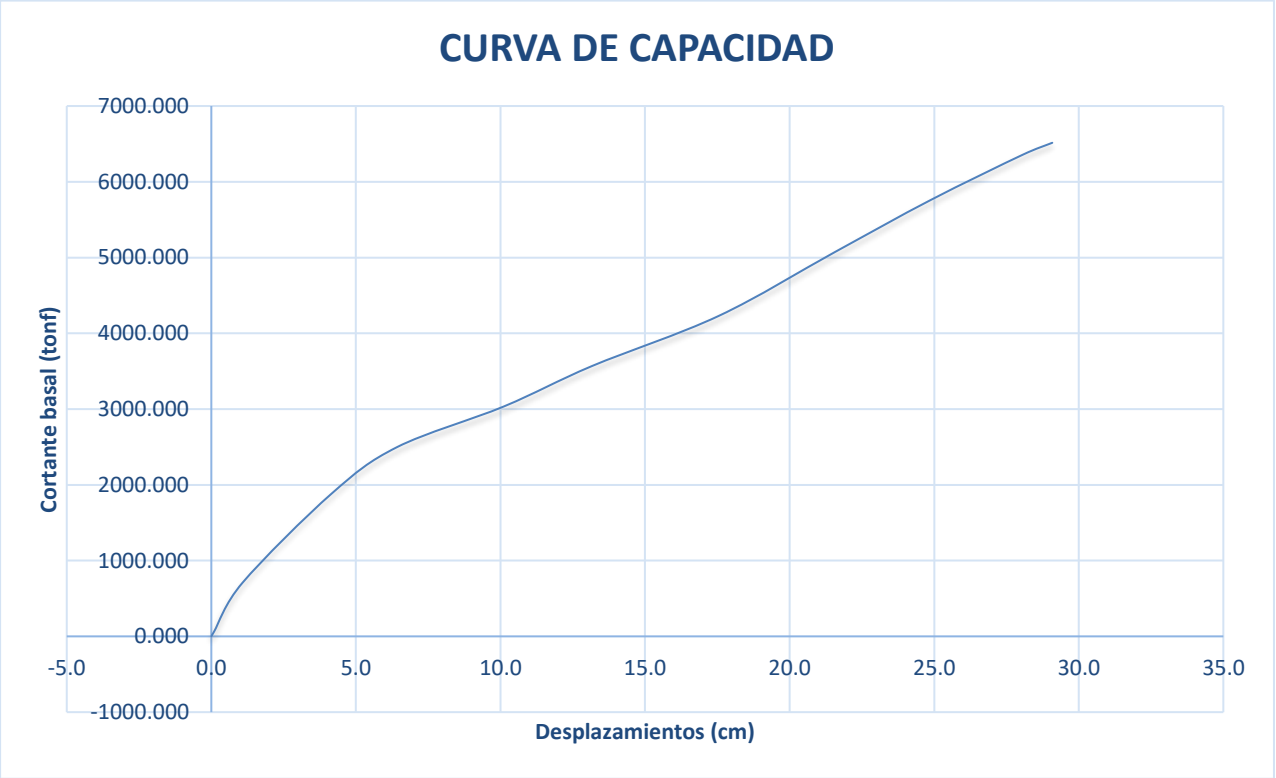
Pasos guardados	V	Desplazamiento
	(ton)	Δ roof (cm)
1	0.000	0.000000
2	62.592	0.093800
3	707.217	1.076300
4	1882.778	4.154600
5	2498.554	6.426500
6	3035.675	10.122500
7	3568.148	13.165600

8	4230.823	17.554100
9	5073.425	21.569400
10	5756.775	24.863700
11	6357.518	28.064000
12	6515.046	29.085200

Fuente: Extraído del modelado ETABS

Figura 154

Curva de capacidad en la dirección Y-Y del bloque III



Fuente: Desarrollo propio

5.2.3 Curva de capacidad dirección X-X del bloque IV (aulas)

Figura 155

Cortante basal y desplazamiento de techo en la dirección X-X del bloque IV (aulas)

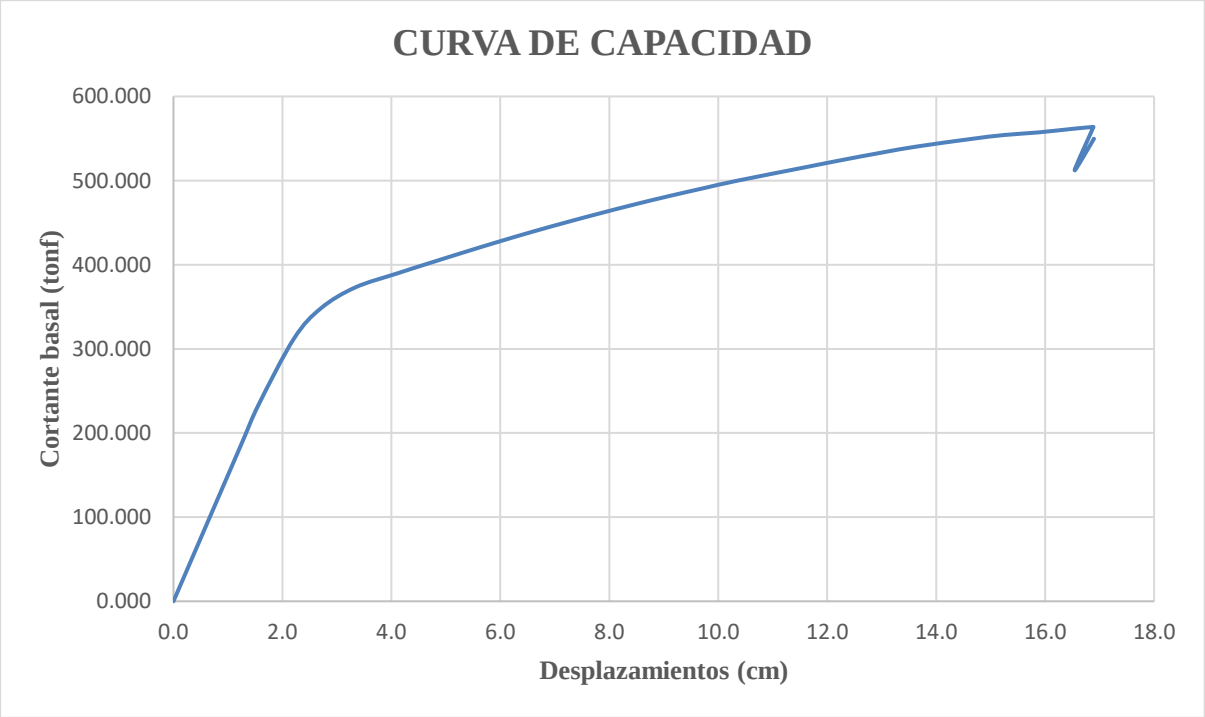
Pasos guardados	V	Desplazamiento
	(ton)	Δ roof (cm)
1	0.000	0.000000
2	93.6977	0.625
3	187.2909	1.25
4	234.186	1.5665
5	312.2594	2.2124
6	348.3304	2.7076
7	372.9119	3.3323
8	389.4585	4.0958
9	402.3928	4.7208
10	415.0877	5.3458
11	427.4597	5.9708
12	439.3418	6.5958
13	450.5871	7.2208
14	461.4213	7.8458
15	471.8169	8.4708
16	481.5996	9.0958
17	490.8376	9.7208
18	499.8537	10.3458
19	515.4872	11.5681
20	523.5006	12.1931
21	533.545	13.0198
22	540.4998	13.6448
23	549.3629	14.6226
24	554.2151	15.2476
25	557.2871	15.8726
26	561.9482	16.5624
27	563.7972	16.8861

28	563.8115	16.8876
29	512.3222	16.5412
30	549.709	16.895600
31	549.720	16.895700

Fuente: Extraído del modelado ETABS

Figura 156

Curva de capacidad en la dirección X-X del bloque IV(aulas)



Fuente: Desarrollo propio

5.2.4 Curva de capacidad dirección Y-Y del bloque IV (aulas)

Figura 157

Cortante basal y desplazamiento de techo en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)

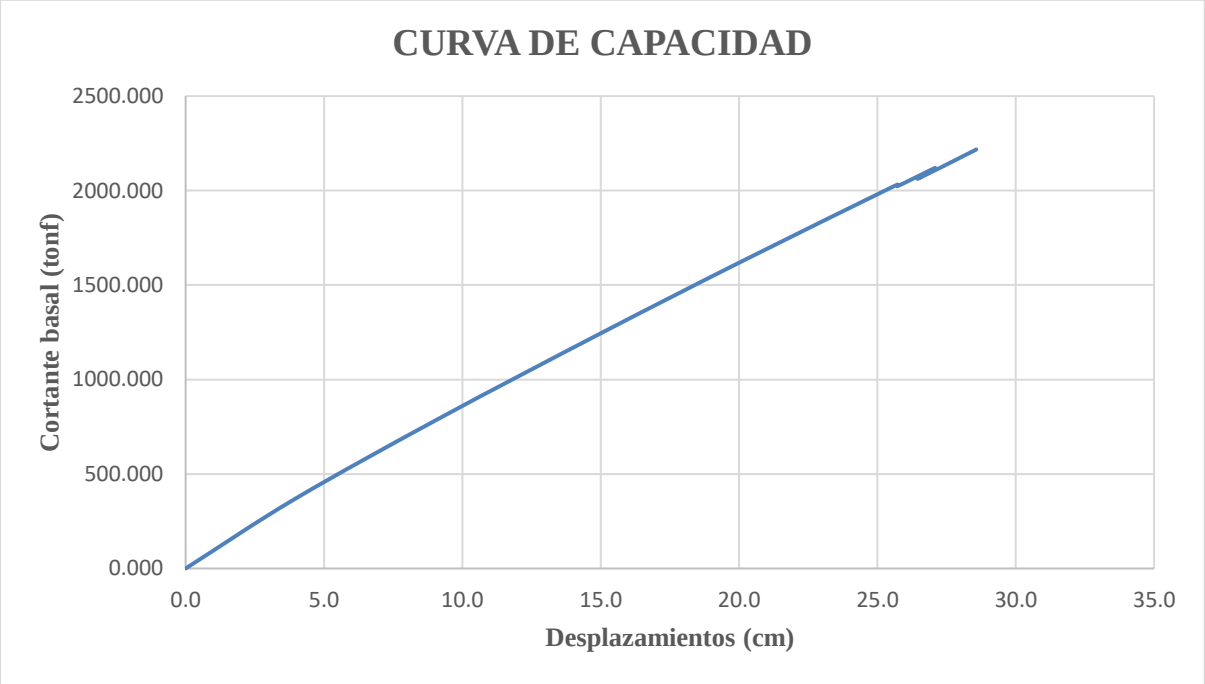
Pasos guardados	V	Desplazamiento
	(ton)	Δ roof (cm)
1	0.000	0.000000
2	366.0517	3.9273
3	789.5042	9.1042
4	1241.1835	14.9572
5	1617.7599	19.9956

6	1996.9179	25.2317
7	2031.911	25.7312
8	2023.4057	25.7317
9	2119.2399	27.0836
10	2064.4135	26.4907
11	2217.472	28.574300

Fuente: Extraído del modelado ETABS

Figura 158

Curva de capacidad en la dirección Y-Y del bloque IV(aulas)



Fuente: Desarrollo propio

5.2.5 Curva de capacidad dirección X-X del tanque elevado

Tabla 5-13

Cortante basal y desplazamiento de techo en la dirección X-X del tanque elevado

Pasos guardados	V	Desplazamiento
	(ton)	Δ roof (cm)
1	0.000	0.000000
2	60.224	3.000000
3	81.425	4.400300

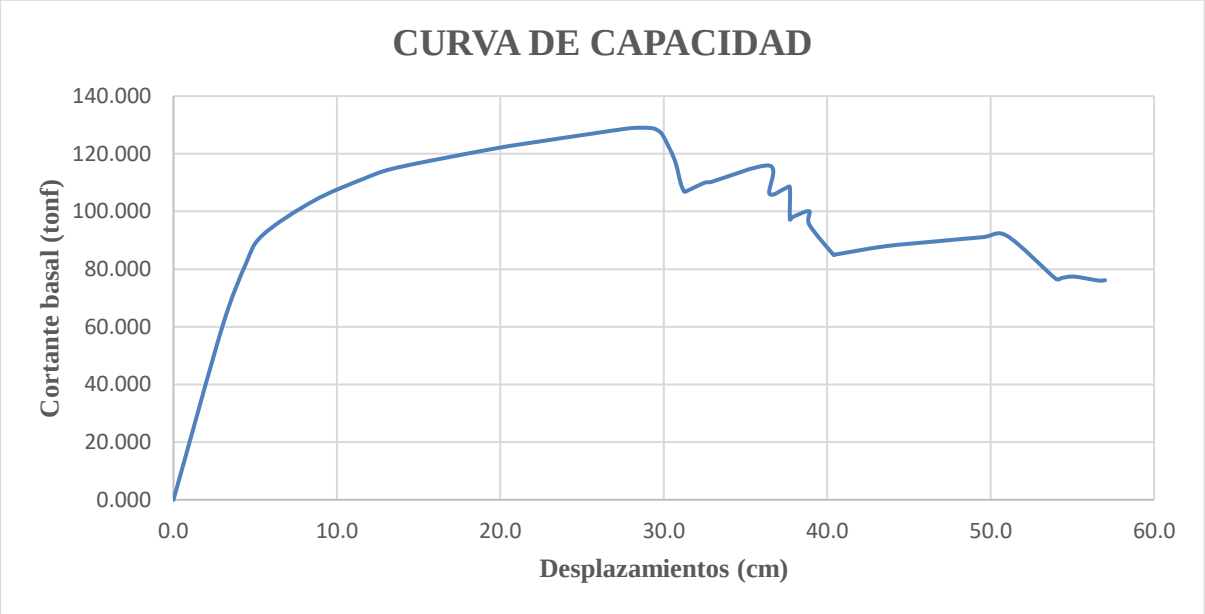
4	91.787	5.456400
5	103.708	8.587800
6	111.380	11.656800
7	115.088	13.602000
8	121.644	19.489800
9	124.339	22.489800
10	126.876	25.489800
11	128.726	27.739800
12	129.033	28.489800
13	128.895	29.239800
14	128.419	29.529800
15	126.710	29.904800
16	117.967	30.654800
17	109.825	31.029800
18	107.151	31.217300
19	106.828	31.311000
20	109.837	32.433400
21	110.140	32.744000
22	110.219	32.895100
23	115.886	36.468900
24	106.099	36.469500
25	108.079	37.460800
26	108.387	37.712200
27	97.258	37.712800
28	97.985	37.867100
29	100.048	38.899000
30	95.433	38.899600
31	84.887	40.399600
32	85.049	40.493300
33	87.879	43.493300
34	89.530	46.493300
35	91.062	49.493300
36	91.559	50.993300

37	76.625	53.993300
38	76.967	54.368300
39	77.387	55.118300
40	76.017	56.618300
41	76.141	56.993300
42	76.144	56.994100

Fuente: Extraído del modelado ETABS

Tabla 5-14

Curva de capacidad en la dirección X-X del tanque elevado



Fuente: Desarrollo propio

5.2.6 Curva de capacidad dirección Y-Y del tanque elevado

Tabla 5-15

Cortante basal y desplazamiento de techo en la dirección Y-Y del tanque elevado

Pasos guardados	V	Desplazamiento
	(ton)	Δ roof (cm)
1	0.000	0.000000
2	60.224	3.000000
3	81.425	4.400300

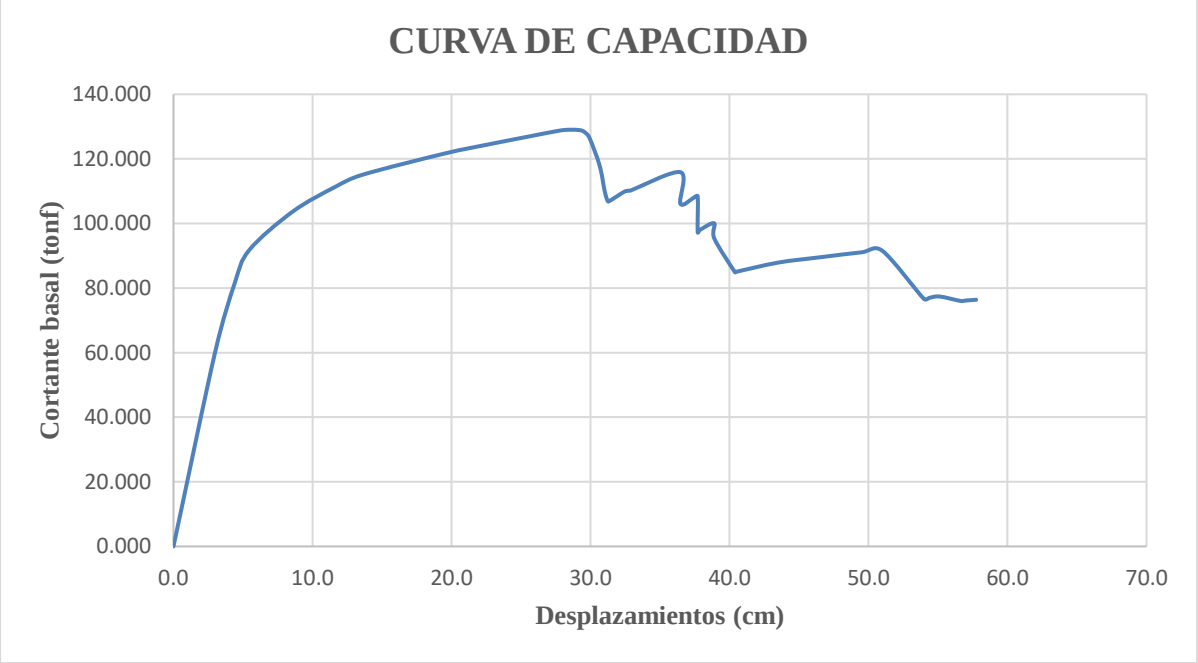
4	91.787	5.456400
5	103.708	8.587800
6	111.380	11.656800
7	115.088	13.602000
8	121.644	19.489800
9	124.339	22.489800
10	126.876	25.489800
11	128.726	27.739800
12	129.033	28.489800
13	128.895	29.239800
14	128.419	29.529800
15	126.710	29.904800
16	117.967	30.654800
17	109.825	31.029800
18	107.151	31.217300
19	106.828	31.311000
20	109.837	32.433400
21	110.140	32.744000
22	110.219	32.895100
23	115.886	36.468900
24	106.099	36.469500
25	108.079	37.460800
26	108.387	37.712200
27	97.258	37.712800
28	97.985	37.867100
29	100.048	38.899000
30	95.433	38.899600
31	84.887	40.399600
32	85.049	40.493300
33	87.879	43.493300
34	89.530	46.493300
35	91.062	49.493300
36	91.559	50.993300

37	76.625	53.993300
38	76.967	54.368300
39	77.387	55.118300
40	76.017	56.618300
41	76.141	56.993300
42	76.265	57.368300
43	76.389	57.743300

Fuente: Extraído del modelado ETABS

Tabla 5-16

Curva de capacidad en la dirección Y-Y del tanque elevado



Fuente: Desarrollo propio

6. CAPÍTULO VI: ANÁLISIS DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO

6.1 SELECCIÓN DEL OBJETIVO DE DESEMPEÑO

Para la presente tesis se tuvo en cuenta el objetivo básico de seguridad (BSO) propuesto en el documento ATC-40(1996), diseñado principalmente para rehabilitar y evaluar edificaciones existentes frente a amenazas sísmicas, este objetivo está destinado a las edificaciones existentes que presentan una infraestructura crítica o esencial como lo es la infraestructura de la institución educativa Santa Magdalena Sofía, objeto de nuestro estudio.

Tabla 6-1

Objetivos de desempeño para la I.E Santa Magdalena Sofía

Nivel de Amenaza sísmica	Objetivo de Desempeño
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional
Sismo de Diseño	Seguridad de vida
Sismo Máximo (BSE-2E)	Prevención de colapso

Fuente: Desarrollo propio

La tabla 6-1 muestra los objetivos de desempeño básicos también llamados “Objetivo básico de desempeño para edificios existentes” (BPOE) en donde no se requiere que la infraestructura de la institución educativa continúe operativa después de un sismo, pero establece que se debe evitar cualquier riesgo grave significativo para sus ocupantes. Por lo tanto se considera el nivel mínimo aceptable de seguridad para edificaciones que ya están en uso , especialmente en zonas con alta actividad símica como la costa del Perú.

6.2 DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE FEMA 440-MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Se procedió hallar el punto de desempeño sísmico mediante el método del espectro de capacidad según lo explicado en el item 3.6.1 siguiendo el procedimiento de iteración directa según lo explicado en el ítem 3.6.1.1.6.1, para esto se tuvieron que definir los espectros de demanda sísmica en formato ADRS.

6.2.1 Espectros de demanda sísmica

En el capítulo 2, ítem 2.2.4.3.1 se explicó detalladamente que para la presente tesis se iba a utilizar un espectro elástico de aceleraciones espectrales, sin considerar el factor de comportamiento R, según esto se consideraron los tres grados de peligro sísmico. El sismo de diseño se encuentra estipulado en la normativa E030-2020, y en función a este se encuentran el sismo de servicio y máximo, lo cual podemos ver a continuación.

Tabla 6-2

Niveles de amenaza sísmica y sus aceleraciones espectrales

	Aceleración espectral
Sismo de diseño (DE)	Sad = Z.U.C.S. g
Sismo de Servicio (SE)	Sa (DE) = 0.5 Sad
Sismo Máximo (ME)	Sa (ME) = 1.5 Sad

Fuente: Desarrollo propio

Seguidamente se presentan los espectros elásticos de aceleraciones según el grado de peligro sísmico para la evaluación de los bloques III, IV y tanque elevado del proyecto antes mencionado.

Tabla 6-3

Aceleraciones espectrales (T vs Sa) para los sismos de servicio, sismo de diseño y sismo máximo

T	**C**	**Sad / g** **Sismo de diseño**	**Sa (SE) / g** **Sismo de servicio**	**Sa (ME) / g** **Sismo máximo**
0.00	2.500	1.856	0.928	2.784
0.02	2.500	1.856	0.928	2.784
0.04	2.500	1.856	0.928	2.784
0.06	2.500	1.856	0.928	2.784
0.08	2.500	1.856	0.928	2.784
0.10	2.500	1.856	0.928	2.784
0.12	2.500	1.856	0.928	2.784
0.14	2.500	1.856	0.928	2.784

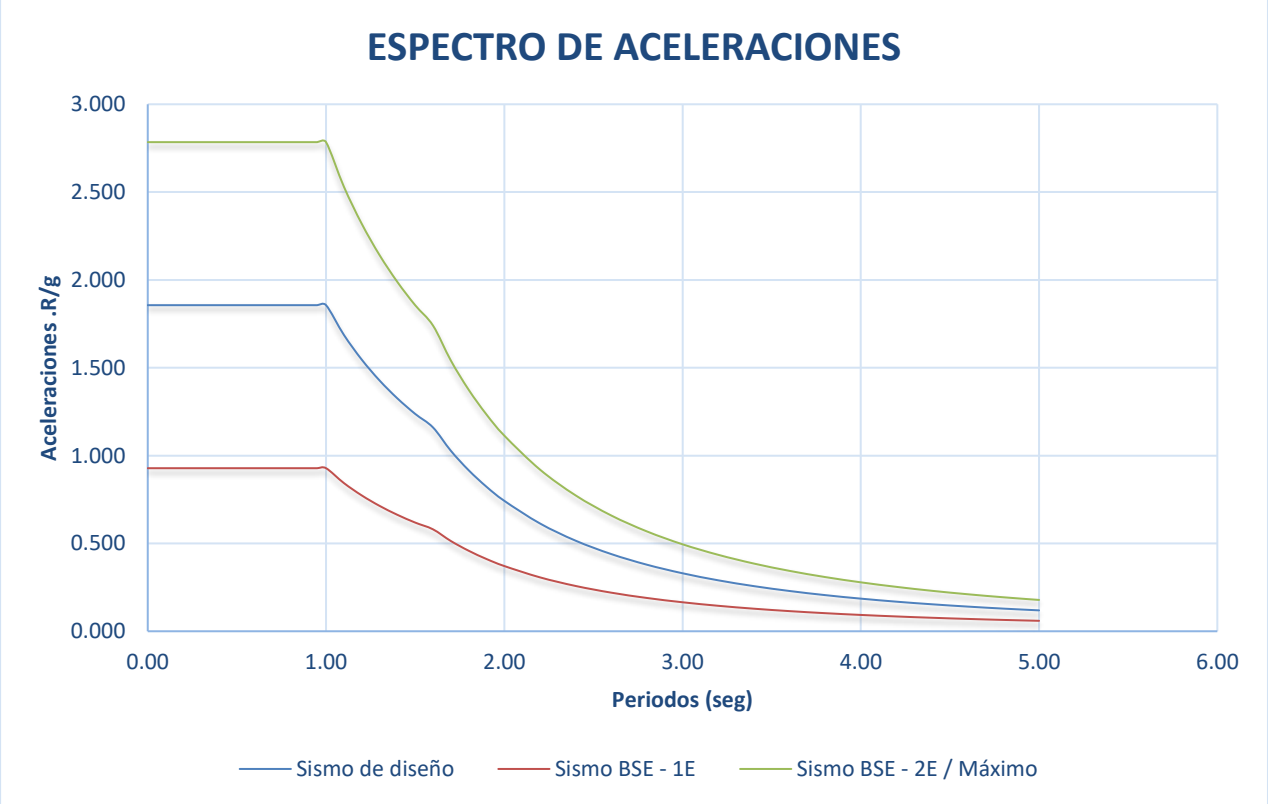
0.16	2.500	1.856	0.928	2.784
0.18	2.500	1.856	0.928	2.784
0.20	2.500	1.856	0.928	2.784
0.25	2.500	1.856	0.928	2.784
0.30	2.500	1.856	0.928	2.784
0.35	2.500	1.856	0.928	2.784
0.40	2.500	1.856	0.928	2.784
0.45	2.500	1.856	0.928	2.784
0.50	2.500	1.856	0.928	2.784
0.55	2.500	1.856	0.928	2.784
0.60	2.500	1.856	0.928	2.784
0.65	2.500	1.856	0.928	2.784
0.70	2.500	1.856	0.928	2.784
0.75	2.500	1.856	0.928	2.784
0.80	2.500	1.856	0.928	2.784
0.85	2.500	1.856	0.928	2.784
0.90	2.500	1.856	0.928	2.784
0.95	2.500	1.856	0.928	2.784
1.00	2.500	1.856	0.928	2.784
1.10	2.273	1.688	0.844	2.531
1.20	2.083	1.547	0.773	2.320
1.30	1.923	1.428	0.714	2.142
1.40	1.786	1.326	0.663	1.989
1.50	1.667	1.238	0.619	1.856
1.60	1.563	1.160	0.580	1.740
1.70	1.384	1.028	0.514	1.542
1.80	1.235	0.917	0.458	1.375
1.90	1.108	0.823	0.411	1.234
2.00	1.000	0.743	0.371	1.114
2.20	0.826	0.614	0.307	0.920
2.40	0.694	0.516	0.258	0.773
2.60	0.592	0.439	0.220	0.659
2.80	0.510	0.379	0.189	0.568

3.00	0.444	0.330	0.165	0.495
3.20	0.391	0.290	0.145	0.435
3.40	0.346	0.257	0.128	0.385
3.60	0.309	0.229	0.115	0.344
3.80	0.277	0.206	0.103	0.309
4.00	0.250	0.186	0.093	0.278
4.20	0.227	0.168	0.084	0.253
4.40	0.207	0.153	0.077	0.230
4.60	0.189	0.140	0.070	0.211
4.80	0.174	0.129	0.064	0.193
5.00	0.160	0.119	0.059	0.178

Fuente: Desarrollo propio

Tabla 6-4

Espectros de aceleraciones (T vs Sa) para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo



Fuente: Desarrollo propio

6.2.2 Conversión a formato ADRS

Tabla 6-5

Aceleraciones espectrales (Sd vs Sa) para los sismos de servicio, sismo de diseño y sismo máximo

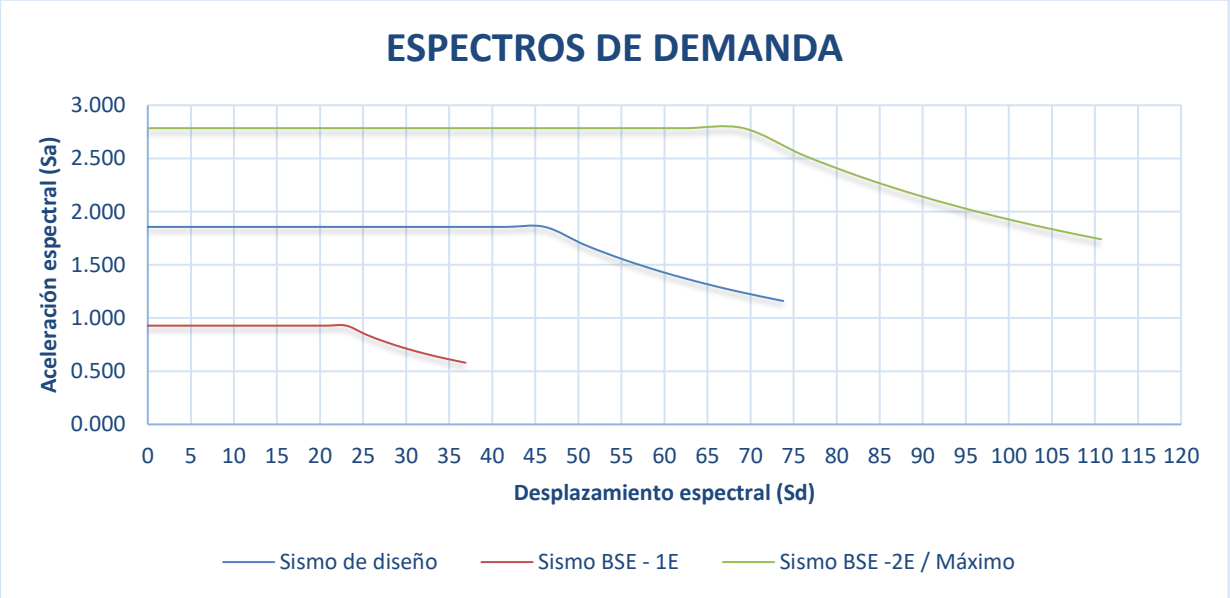
T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E/Servicio		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0.000	1.856	0.000	0.928	0.000	2.784	0.000
0.020	1.856	0.018	0.928	0.009	2.784	0.028
0.040	1.856	0.074	0.928	0.037	2.784	0.111
0.060	1.856	0.166	0.928	0.083	2.784	0.249
0.080	1.856	0.295	0.928	0.148	2.784	0.443
0.100	1.856	0.461	0.928	0.231	2.784	0.692
0.120	1.856	0.664	0.928	0.332	2.784	0.996
0.140	1.856	0.904	0.928	0.452	2.784	1.356
0.160	1.856	1.181	0.928	0.590	2.784	1.771
0.180	1.856	1.494	0.928	0.747	2.784	2.242
0.200	1.856	1.845	0.928	0.923	2.784	2.768
0.250	1.856	2.883	0.928	1.441	2.784	4.324
0.300	1.856	4.151	0.928	2.076	2.784	6.227
0.350	1.856	5.650	0.928	2.825	2.784	8.476
0.400	1.856	7.380	0.928	3.690	2.784	11.070
0.450	1.856	9.341	0.928	4.670	2.784	14.011
0.500	1.856	11.531	0.928	5.766	2.784	17.297
0.550	1.856	13.953	0.928	6.977	2.784	20.930
0.600	1.856	16.605	0.928	8.303	2.784	24.908
0.650	1.856	19.488	0.928	9.744	2.784	29.232
0.700	1.856	22.602	0.928	11.301	2.784	33.903
0.750	1.856	25.946	0.928	12.973	2.784	38.919
0.800	1.856	29.521	0.928	14.760	2.784	44.281
0.850	1.856	33.326	0.928	16.663	2.784	49.989
0.900	1.856	37.362	0.928	18.681	2.784	56.043
0.950	1.856	41.629	0.928	20.814	2.784	62.443
1.000	1.856	46.126	0.928	23.063	2.784	69.189

1.100	1.688	50.739	0.844	25.369	2.531	76.108
1.200	1.547	55.351	0.773	27.676	2.320	83.027
1.300	1.428	59.964	0.714	29.982	2.142	89.946
1.400	1.326	64.576	0.663	32.288	1.989	96.865
1.500	1.238	69.189	0.619	34.594	1.856	103.783
1.600	1.160	73.802	0.580	36.901	1.740	110.702

Fuente: Desarrollo propio

Figura 159

Espectro de demanda (Sd vs Sa) para sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo



Fuente: Desarrollo propio

6.2.3 Punto de desempeño sísmico en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)

La curva de capacidad en el sentido X-X obtenida para el bloque III (biblioteca) fue transformada al formato ADRS (Acceleration–Displacement Response Spectrum), siguiendo el procedimiento descrito en el ítem 2.2.8.4.3.2. Esta conversión permite expresar la respuesta estructural en coordenadas espectrales, facilitando su comparación directa con el espectro de demanda sísmica. Para ello, se aplicaron las ecuaciones correspondientes que permiten convertir la cortante basal en aceleración espectral, utilizando la masa sísmica efectiva como parámetro de referencia, y el desplazamiento máximo en el nivel superior en desplazamiento espectral, considerando el factor de participación modal y la forma modal asociada.

Tabla 6-6

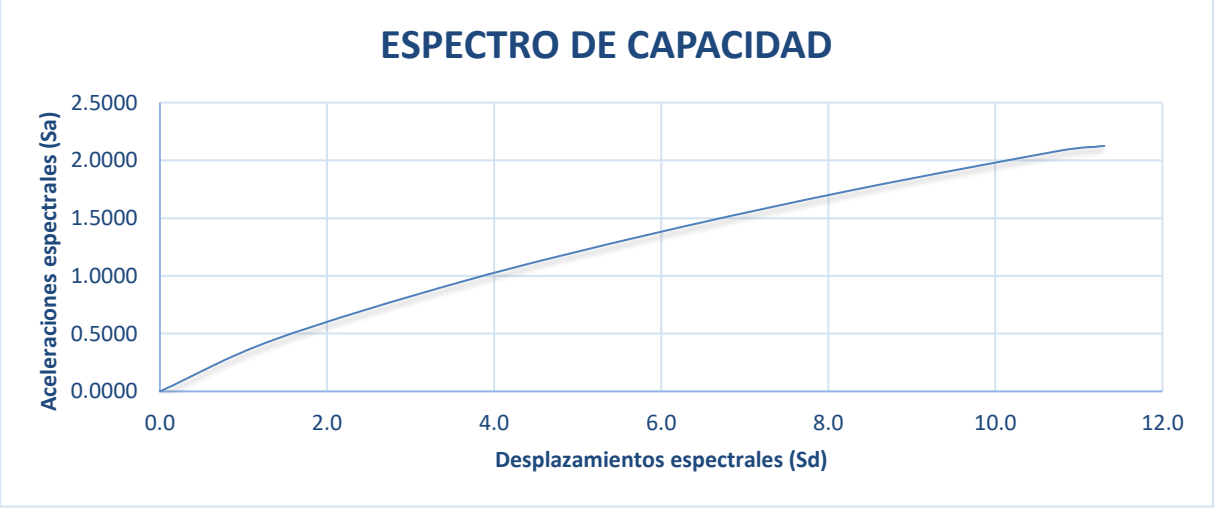
Espectro de capacidad en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)

Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad	
Pasos guardados	**V (ton)**	**Desplazamiento Δ roof (cm)**	**Sd**	**Sa**
1	0.000	0.000000	0.000	0.0000
2	307.451	1.866400	1.360	0.4456
3	660.521	5.010600	3.650	0.9572
4	949.137	8.182300	5.961	1.3755
5	1206.007	11.431500	8.328	1.7478
6	1435.972	14.762200	10.755	2.0810
7	1458.634	15.236500	11.100	2.1139
8	1459.512	15.342900	11.178	2.1151
9	1464.560	15.448500	11.255	2.1225
10	1465.485	15.501600	11.293	2.1238
11	1465.841	15.509800	11.299	2.1243
12	1465.876	15.512700	11.301	2.1244
13	1466.146	15.517500	11.305	2.1248

Fuente: Desarrollo propio

Figura 160

Espectro de capacidad en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)



Fuente: Desarrollo propio

Siendo el punto de desempeño sísmico para los diferentes niveles de sismo los siguientes:

Tabla 6-7

Puntos de desempeño según FEMA 440, en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	1.114	4.515	768.56	6.20
Sismo de Diseño	2.100	10.955	1449.10	15.04
Sismo Máximo (BSE-2E)	NI	NI	NI	NI

Fuente: Desarrollo propio Nota: NI (no existe intercepción con el espectro de capacidad)

6.2.4 Punto de desempeño sísmico en la dirección Y-Y del bloque III(biblioteca)

La curva de capacidad en el sentido Y-Y obtenida para el bloque III (biblioteca) fue transformada al formato ADRS siguiendo el procedimiento descrito en el ítem 2.2.8.4.3.2. Esta conversión permite expresar la respuesta estructural en coordenadas espectrales, facilitando su comparación directa con el espectro de demanda sísmica. Para ello, se aplicaron las ecuaciones correspondientes que permiten convertir la cortante basal en aceleración espectral, utilizando la masa sísmica efectiva como parámetro de referencia, y el desplazamiento máximo en el nivel superior en desplazamiento espectral, considerando el factor de participación modal y la forma modal asociada.

Tabla 6-8

Espectro de capacidad en la dirección Y-Y del bloque III(biblioteca)

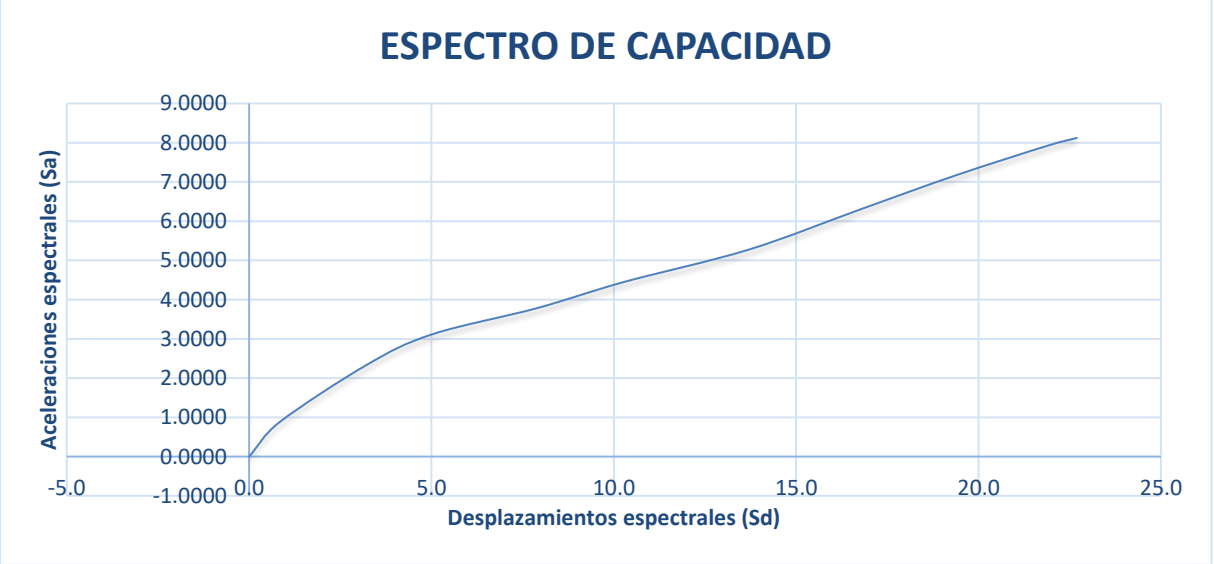
Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad	
Pasos guardados	**V (ton)**	**Desplazamiento Δ roof (cm)**	**Sd**	**Sa**
1	0.000	0.000000	0.000	0.0000
2	62.592	0.093800	0.073	0.0780
3	707.217	1.076300	0.840	0.8815
4	1882.778	4.154600	3.242	2.3468
5	2498.554	6.426500	5.015	3.1144

6	3035.675	10.122500	7.899	3.7839
7	3568.148	13.165600	10.273	4.4476
8	4230.823	17.554100	13.697	5.2736
9	5073.425	21.569400	16.831	6.3238
10	5756.775	24.863700	19.401	7.1756
11	6357.518	28.064000	21.898	7.9244
12	6515.046	29.085200	22.695	8.1208

Fuente: Desarrollo propio

Figura 161

Espectro de capacidad en la dirección Y-Y del bloque III (biblioteca)



Fuente: Desarrollo propio

Siendo el punto de desempeño sísmico para los diferentes niveles de sismo los siguientes:

Tabla 6-9

Puntos de desempeño según FEMA 440, en la dirección Y-Y del bloque III(biblioteca)

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	1.682	2.152	1349.22	2.76
Sismo de Diseño	2.433	3.441	1951.96	4.41
Sismo Máximo (BSE-2E)	3.167	5.243	2541.06	6.72

Fuente: Desarrollo propio

6.2.5 Punto de desempeño sísmico en la dirección X-X del bloque IV(aulas)

La curva de capacidad en el sentido X-X obtenida para el bloque IV (aulas) fue transformada al formato ADRS, siguiendo el procedimiento descrito en el ítem 2.2.8.4.3.2. Esta conversión permite expresar la respuesta estructural en coordenadas espectrales, facilitando su comparación directa con el espectro de demanda sísmica. Para ello, se aplicaron las ecuaciones correspondientes que permiten convertir la cortante basal en aceleración espectral, utilizando la masa sísmica efectiva como parámetro de referencia, y el desplazamiento máximo en el nivel superior en desplazamiento espectral, considerando el factor de participación modal y la forma modal asociada.

Tabla 6-10

Espectro de capacidad en la dirección X-X del bloque IV (aulas)

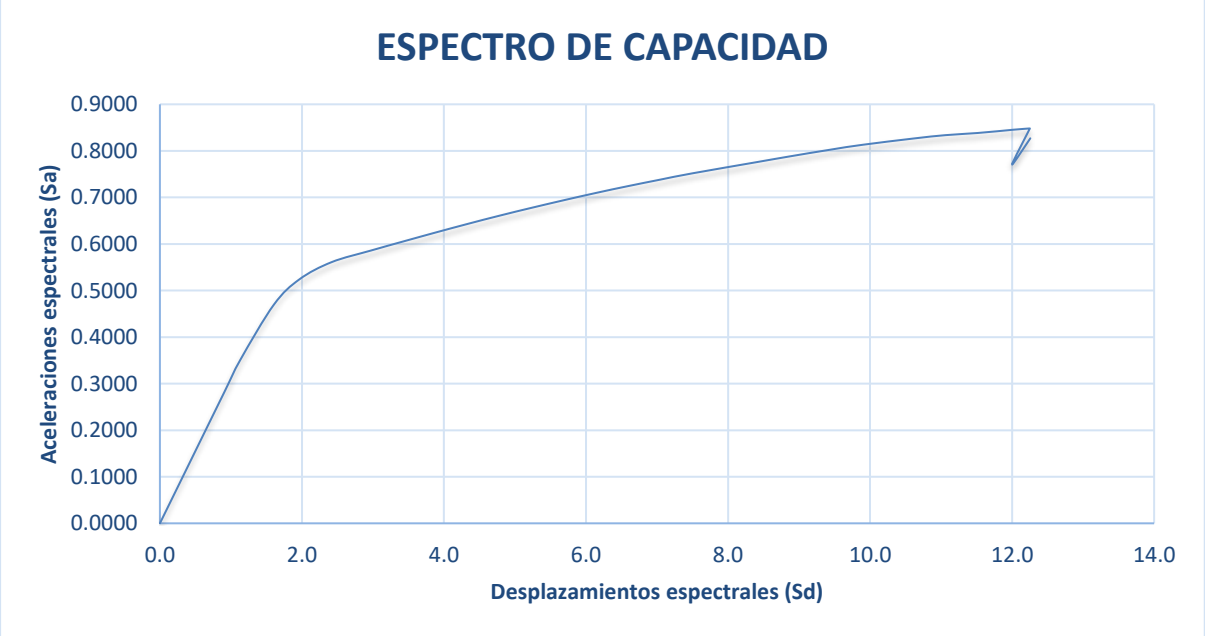
Datos del Software Etabs v20.0.0			**Espectro de capacidad**	
Pasos guardados	**V (ton)**	**Desplazamiento Δ roof (cm)**	**Sd**	**Sa**
1	0.000	0.000000	0.000	0.0000
2	93.698	0.625000	0.453	0.1410
3	187.291	1.250000	0.907	0.2818
4	234.186	1.566500	1.136	0.3523
5	312.259	2.212400	1.605	0.4698
6	348.330	2.707600	1.964	0.5240
7	372.912	3.332300	2.417	0.5610
8	389.459	4.095800	2.971	0.5859
9	402.393	4.720800	3.425	0.6054
10	415.088	5.345800	3.878	0.6245
11	427.460	5.970800	4.331	0.6431
12	439.342	6.595800	4.785	0.6610
13	450.587	7.220800	5.238	0.6779
14	461.421	7.845800	5.692	0.6942
15	471.817	8.470800	6.145	0.7098

16	481.600	9.095800	6.599	0.7245
17	490.838	9.720800	7.052	0.7384
18	499.854	10.345800	7.505	0.7520
19	515.487	11.568100	8.392	0.7755
20	523.501	12.193100	8.845	0.7876
21	533.545	13.019800	9.445	0.8027
22	540.500	13.644800	9.899	0.8132
23	549.363	14.622600	10.608	0.8265
24	554.215	15.247600	11.061	0.8338
25	557.287	15.872600	11.515	0.8384
26	561.948	16.562400	12.015	0.8454
27	563.797	16.886100	12.250	0.8482
28	563.812	16.887600	12.251	0.8482
29	512.322	16.541200	12.000	0.7708
30	549.709	16.895600	12.257	0.8270
31	549.720	16.895700	12.257	0.8270

Fuente: Desarrollo propio

Figura 162

Espectro de capacidad en la dirección X-X del bloque IV (aulas)



Fuente: Desarrollo propio

Siendo el punto de desempeño para los diferentes niveles de sismo los siguientes:

Tabla 6-11

Puntos de desempeño según FEMA 440, en la dirección X-X del bloque IV(aulas)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	0.612	3.587	406.94	4.94
Sismo de Diseño	NI	NI	NI	NI
Sismo Máximo (BSE-2E)	NI	NI	NI	NI

Fuente: Desarrollo propio Nota: NI (no existe intercepción con el espectro de capacidad)

6.2.6 Punto de desempeño sísmico en la dirección Y-Y del bloque IV(aulas)

La curva de capacidad en el sentido Y-Y obtenida para el bloque IV (biblioteca) fue transformada al formato ADRS, siguiendo el procedimiento descrito en el ítem 2.2.8.4.3.2. Esta conversión permite expresar la respuesta estructural en coordenadas espectrales, facilitando su comparación directa con el espectro de demanda sísmica. Para ello, se aplicaron las ecuaciones correspondientes que permiten convertir la cortante basal en aceleración espectral, utilizando la masa sísmica efectiva como parámetro de referencia, y el desplazamiento máximo en el nivel superior en desplazamiento espectral, considerando el factor de participación modal y la forma modal asociada.

Tabla 6-12

Espectro de capacidad en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)

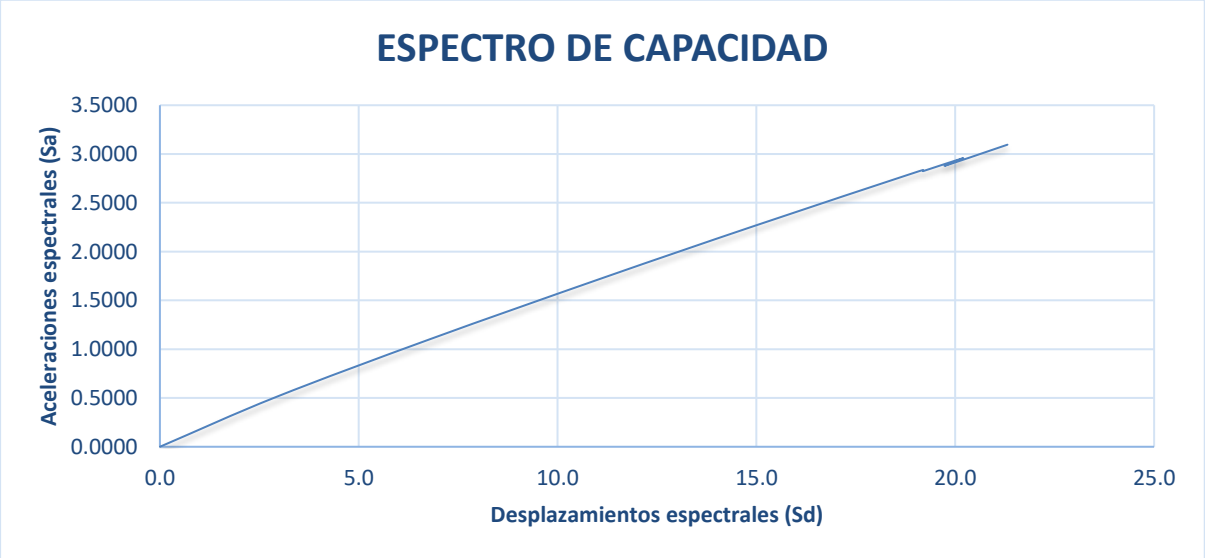
Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad	
Pasos guardados	V (ton)	Desplazamiento Δ roof (cm)	Sd	Sa
1	0.000	0.000000	0.000	0.0000
2	366.052	3.927300	2.929	0.5110
3	789.504	9.104200	6.790	1.1022
4	1241.184	14.957200	11.156	1.7328
5	1617.760	19.995600	14.914	2.2586

6	1996.918	25.231700	18.819	2.7879
7	2031.911	25.731200	19.192	2.8368
8	2023.406	25.731700	19.192	2.8249
9	2119.240	27.083600	20.200	2.9587
10	2064.414	26.490700	19.758	2.8821
11	2217.472	28.574300	21.312	3.0958

Fuente: Desarrollo propio

Figura 163

Espectro de capacidad en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)



Fuente: Desarrollo propio

Siendo el punto de desempeño para los diferentes niveles de sismo los siguientes:

Tabla 6-13

Puntos de desempeño según FEMA 440, en la dirección Y-Y del bloque IV(aulas)

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	1.017	6.235	728.62	6.86
Sismo de Diseño	2.983	20.492	2136.67	22.53
Sismo Máximo (BSE-2E)	NI	NI	NI	NI

Fuente: Desarrollo propio

6.2.7 Punto de desempeño sísmico en la dirección X-X del tanque elevado

La curva de capacidad en el sentido X-X obtenida para el tanque elevado fue transformada al formato ADRS, siguiendo el procedimiento descrito en el ítem 2.2.8.4.3.2. Esta conversión permite expresar la respuesta estructural en coordenadas espectrales, facilitando su comparación directa con el espectro de demanda sísmica. Para ello, se aplicaron las ecuaciones correspondientes que permiten convertir la cortante basal en aceleración espectral, utilizando la masa sísmica efectiva como parámetro de referencia, y el desplazamiento máximo en el nivel superior en desplazamiento espectral, considerando el factor de participación modal y la forma modal asociada.

Tabla 6-14

Espectro de capacidad en la dirección X-X del tanque elevado

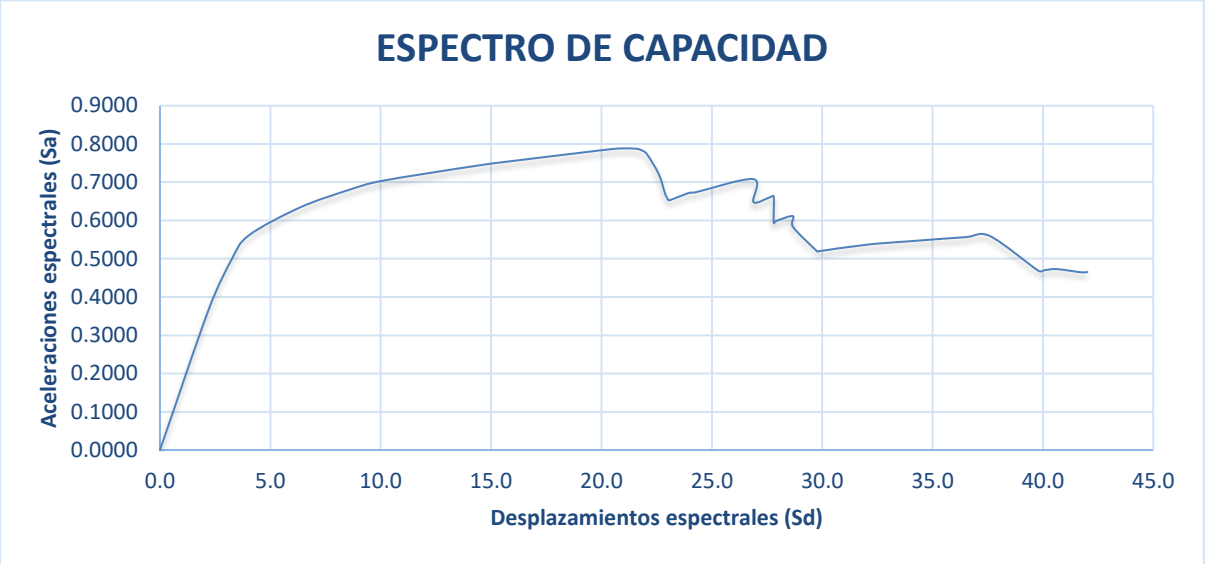
Datos del Software Etabs v20.0.0			**Espectro de capacidad**	
Pasos guardados	**V (ton)**	**Desplazamiento Δ roof (cm)**	**Sd**	**Sa**
1	0.000	0.000000	0.000	0.0000
2	60.224	3.000000	2.212	0.3680
3	81.425	4.400300	3.244	0.4975
4	91.787	5.456400	4.023	0.5608
5	103.708	8.587800	6.332	0.6337
6	111.380	11.656800	8.595	0.6806
7	115.088	13.602000	10.029	0.7032
8	121.644	19.489800	14.370	0.7433
9	124.339	22.489800	16.582	0.7597
10	126.876	25.489800	18.794	0.7752
11	128.726	27.739800	20.452	0.7866
12	129.033	28.489800	21.005	0.7884
13	128.895	29.239800	21.558	0.7876
14	128.419	29.529800	21.772	0.7847
15	126.710	29.904800	22.049	0.7742

16	117.967	30.654800	22.602	0.7208
17	109.825	31.029800	22.878	0.6711
18	107.151	31.217300	23.016	0.6547
19	106.828	31.311000	23.085	0.6528
20	109.837	32.433400	23.913	0.6711
21	110.140	32.744000	24.142	0.6730
22	110.219	32.895100	24.253	0.6735
23	115.886	36.468900	26.888	0.7081
24	106.099	36.469500	26.889	0.6483
25	108.079	37.460800	27.620	0.6604
26	108.387	37.712200	27.805	0.6623
27	97.258	37.712800	27.806	0.5943
28	97.985	37.867100	27.919	0.5987
29	100.048	38.899000	28.680	0.6113
30	95.433	38.899600	28.681	0.5831
31	84.887	40.399600	29.786	0.5187
32	85.049	40.493300	29.856	0.5197
33	87.879	43.493300	32.067	0.5370
34	89.530	46.493300	34.279	0.5471
35	91.062	49.493300	36.491	0.5564
36	91.559	50.993300	37.597	0.5595
37	76.625	53.993300	39.809	0.4682
38	76.967	54.368300	40.086	0.4703
39	77.387	55.118300	40.639	0.4729
40	76.017	56.618300	41.744	0.4645
41	76.141	56.993300	42.021	0.4652
42	76.144	56.994100	42.022	0.4653

Fuente: Desarrollo propio

Figura 164

Espectro de capacidad en la dirección X-X del tanque elevado



Fuente: Desarrollo propio

Siendo el punto de desempeño para los diferentes niveles de sismo los siguientes:

Tabla 6-15

Puntos de desempeño según FEMA 440, en la dirección X-X del tanque elevado

SISMO DIRECCIÓN X-X	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	0.639	6.586	104.57	8.93
Sismo de Diseño	0.697	26.063	114.11	35.35
Sismo Máximo (BSE-2E)	NI	NI	NI	NI

Fuente: Desarrollo propio Nota: NI (no existe intercepción con el espectro de capacidad)

6.2.8 Punto de desempeño sísmico en la dirección Y-Y del tanque elevado

La curva de capacidad en la dirección Y-Y obtenida para el tanque elevado fue transformada al formato ADRS, siguiendo el procedimiento descrito en el ítem 2.2.8.4.3.2. Esta conversión permite expresar la respuesta estructural en coordenadas espectrales, facilitando su comparación directa con el espectro de demanda sísmica. Para ello, se aplicaron las ecuaciones correspondientes que permiten convertir la cortante basal en aceleración espectral, utilizando

la masa sísmica efectiva como parámetro de referencia, y el desplazamiento máximo en el nivel superior en desplazamiento espectral, considerando el factor de participación modal y la forma modal asociada

Tabla 6-16

Espectro de capacidad en la dirección Y-Y del tanque elevado

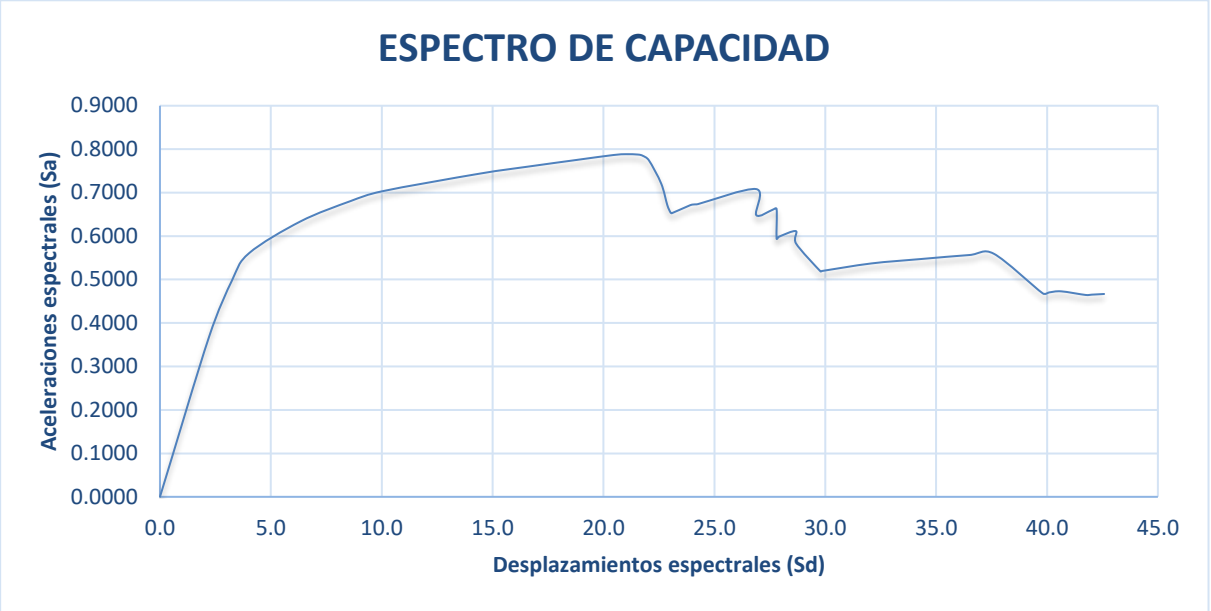
Datos del Software Etabs v20.0.0			**Espectro de capacidad**	
Pasos guardados	**V (ton)**	**Desplazamiento Δ roof (cm)**	**Sd**	**Sa**
1	0.000	0.000000	0.000	0.0000
2	60.224	3.000000	2.212	0.3680
3	81.425	4.400300	3.244	0.4975
4	91.787	5.456400	4.023	0.5608
5	103.708	8.587800	6.332	0.6337
6	111.380	11.656800	8.595	0.6806
7	115.088	13.602000	10.029	0.7032
8	121.644	19.489800	14.370	0.7433
9	124.339	22.489800	16.582	0.7597
10	126.876	25.489800	18.794	0.7752
11	128.726	27.739800	20.452	0.7866
12	129.033	28.489800	21.005	0.7884
13	128.895	29.239800	21.558	0.7876
14	128.419	29.529800	21.772	0.7847
15	126.710	29.904800	22.049	0.7742
16	117.967	30.654800	22.602	0.7208
17	109.825	31.029800	22.878	0.6711
18	107.151	31.217300	23.016	0.6547
19	106.828	31.311000	23.085	0.6528
20	109.837	32.433400	23.913	0.6711
21	110.140	32.744000	24.142	0.6730
22	110.219	32.895100	24.253	0.6735
23	115.886	36.468900	26.888	0.7081

24	106.099	36.469500	26.889	0.6483
25	108.079	37.460800	27.620	0.6604
26	108.387	37.712200	27.805	0.6623
27	97.258	37.712800	27.806	0.5943
28	97.985	37.867100	27.919	0.5987
29	100.048	38.899000	28.680	0.6113
30	95.433	38.899600	28.681	0.5831
31	84.887	40.399600	29.786	0.5187
32	85.049	40.493300	29.856	0.5197
33	87.879	43.493300	32.067	0.5370
34	89.530	46.493300	34.279	0.5471
35	91.062	49.493300	36.491	0.5564
36	91.559	50.993300	37.597	0.5595
37	76.625	53.993300	39.809	0.4682
38	76.967	54.368300	40.086	0.4703
39	77.387	55.118300	40.639	0.4729
40	76.017	56.618300	41.744	0.4645
41	76.141	56.993300	42.021	0.4652
42	76.265	57.368300	42.297	0.4660
43	76.389	57.743300	42.574	0.4668

Fuente: Desarrollo propio

Figura 165

Espectro de capacidad en la dirección Y-Y del tanque elevado



Fuente: Desarrollo propio

Siendo el punto de desempeño para los diferentes niveles de sismo los siguientes:

Tabla 6-17

Puntos de desempeño según FEMA 440, en la dirección Y-Y del tanque elevado

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	0.639	6.586	104.57	8.93
Sismo de Diseño	0.692	25.648	113.22	34.79
Sismo Máximo (BSE-2E)	NI	NI	NI	NI

Fuente: Desarrollo propio Nota: NI (no existe intercepción con el espectro de capacidad)

6.3 DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ASCE/SEI 41-13-MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO

El desplazamiento objetivo fue determinado aplicando el método de los coeficientes de desplazamiento, conforme a lo establecido en el ítem 3.6.2 y siguiendo el procedimiento detallado en el subítem 3.6.2.1.1. Esta metodología permite estimar el desplazamiento espectral máximo que la estructura puede alcanzar ante una demanda sísmica específica, considerando factores de modificación que reflejan el comportamiento dinámico del sistema, su nivel de disipación de energía, las características de suelo y el nivel de desempeño deseado.

6.3.1 Desplazamiento objetivo en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)

Mediante el método anteriormente dicho, fue necesario realizar una metodología basada en repeticiones sucesivas para ajustar el desplazamiento objetivo correspondiente a cada nivel de demanda sísmica. Esta iteración se llevó a cabo hasta que la diferencia porcentual entre el desempeño estructural inicialmente considerado y el desempeño máximo alcanzado por el modelo fuera inferior al 10%, cumpliendo así con el criterio de convergencia establecido. A partir de este procedimiento, se determinaron los valores de cortante basal y desplazamiento en el último nivel para los distintos grados de sismo en el sentido X-X del bloque III, correspondiente a la edificación destinada a biblioteca.

Tabla 6-18

Desplazamiento objetivo según ASCE/SEI 41-13 en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Cortante vs Desplazamiento	
	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	653.27	4.95
Sismo de Diseño	1185.82	11.18
Sismo Máximo (BSE-2E)	NI	NI

Fuente: Desarrollo propio

6.3.2 Desplazamiento objetivo en la dirección Y-Y del bloque III(biblioteca)

Para cada nivel de amenaza sísmica considerado, se realizó un proceso iterativo de ajuste del desplazamiento objetivo utilizando el método de los coeficientes, hasta lograr que la

diferencia porcentual entre el desempeño estructural inicialmente asumido y el desempeño máximo alcanzado por el modelo fuera inferior al 10%. Este criterio de convergencia permitió validar la consistencia entre la demanda estimada y la capacidad real del sistema. Como resultado de este procedimiento, se determinaron los valores correspondientes de fuerza cortante en y desplazamiento en el nivel superior para la dirección transversal (Y-Y) del bloque III, correspondiente a la edificación destinada a biblioteca, los cuales se presentan a continuación para cada escenario sísmico evaluado.

Tabla 6-19

Desplazamiento objetivo según ASCE/SEI 41-13 en la dirección Y-Y del bloque III(biblioteca)

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Cortante vs Desplazamiento	
	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	767.01	1.23
Sismo de Diseño	1808.94	3.96
Sismo Máximo (BSE-2E)	2394.46	6.04

Fuente: Desarrollo propio

6.3.3 Desplazamiento objetivo en la dirección X-X del bloque IV(aulas)

Para hallar el desplazamiento objetivo en la dirección X-X correspondiente al bloque IV(aulas) se realizó de la misma manera un proceso iterativo utilizando el método de los coeficientes, hasta lograr que la diferencia porcentual entre el desempeño estructural inicialmente asumido y el desempeño máximo alcanzado por el modelo fuera inferior al 10%. Este criterio de convergencia permitió validar la consistencia entre la demanda estimada y la capacidad real del sistema. Como resultado de este procedimiento, se determinaron los valores correspondientes de cortante basal y desplazamiento en el nivel superior para la dirección transversal (X-X) del bloque IV, correspondiente al uso de aulas, los cuales se presentan a continuación para cada escenario sísmico evaluado.

Tabla 6-20

Desplazamiento objetivo según ASCE/SEI 41-13 en la dirección X-X del bloque IV (aulas)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Cortante vs Desplazamiento	
	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	436.77	6.46
Sismo de Diseño	557.42	15.89
Sismo Máximo (BSE-2E)	NI	NI

Fuente: Desarrollo propio

6.3.4 Desplazamiento objetivo en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)

Para hallar el desplazamiento objetivo en la dirección Y-Y correspondiente al bloque IV(aulas) se realizó el proceso iterativo utilizando el método de los coeficientes, hasta lograr que la diferencia porcentual entre el desempeño estructural inicialmente asumido y el desempeño máximo alcanzado por el modelo fuera inferior al 10%. Este criterio de convergencia permitió validar la consistencia entre la demanda estimada y la capacidad real del sistema. Como resultado de este procedimiento, se determinaron los valores correspondientes de cortante basal y desplazamiento en el nivel superior para la dirección transversal (Y-Y) del bloque IV, correspondiente al uso de aulas, los cuales se presentan a continuación para cada escenario sísmico evaluado.

Tabla 6-21

Desplazamiento objetivo según ASCE/SEI 41-13 en la dirección Y-Y del bloque III (biblioteca)

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Cortante vs Desplazamiento	
	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	687.73	7.86
Sismo de Diseño	1435.63	17.56
Sismo Máximo (BSE-2E)	2166.98	28.03

Fuente: Desarrollo propio

6.3.5 Desplazamiento objetivo en la dirección X-X del tanque elevado

Para hallar el desplazamiento objetivo en la dirección X-X correspondiente al tanque elevado se realizó el proceso iterativo utilizando el método de los coeficientes, hasta lograr que la diferencia porcentual entre el desempeño estructural inicialmente asumido y el desempeño máximo alcanzado por el modelo fuera inferior al 10%. Este criterio de convergencia permitió validar la consistencia entre la demanda estimada y la capacidad real del sistema. Como resultado de este procedimiento, se determinaron los valores correspondientes de cortante basal y desplazamiento en el nivel superior para la dirección transversal (X-X) del tanque elevado, los cuales se presentan a continuación para cada escenario sísmico evaluado.

Tabla 6-22

Desplazamiento objetivo según ASCE/SEI 41-13 en la dirección X-X del tanque elevado

SISMO DIRECCIÓN X-X	Cortante vs Desplazamiento	
	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	104.11	8.75
Sismo de Diseño	122.35	20.28
Sismo Máximo (BSE-2E)	109.26	32.22

Fuente: Desarrollo propio

6.3.6 Desplazamiento objetivo en la dirección Y-Y del tanque elevado

Para hallar el desplazamiento objetivo en la dirección Y-Y correspondiente al bloque IV(aulas) se realizó un proceso iterativo utilizando el método de los coeficientes, hasta lograr que la diferencia porcentual entre el desempeño estructural inicialmente asumido y el desempeño máximo alcanzado por el modelo fuera inferior al 10%. Este criterio de convergencia permitió validar la consistencia entre la demanda estimada y la capacidad real del sistema. Como resultado de este procedimiento, se determinaron los valores correspondientes de cortante basal y desplazamiento en el nivel superior para la dirección transversal (X-X) del bloque IV, correspondiente al uso de aulas, los cuales se presentan a continuación para cada escenario sísmico evaluado.

Tabla 6-23

Desplazamiento objetivo según ASCE/SEI 41-13 en la dirección Y-Y del tanque elevado

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Cortante vs Desplazamiento	
	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	104.16	8.77
Sismo de Diseño	122.35	20.28
Sismo Máximo (BSE-2E)	109.26	32.22

Fuente: Desarrollo propio

7. CAPÍTULO VII: EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO

7.1 EVALUACIÓN GLOBAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: FEMA 440-MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

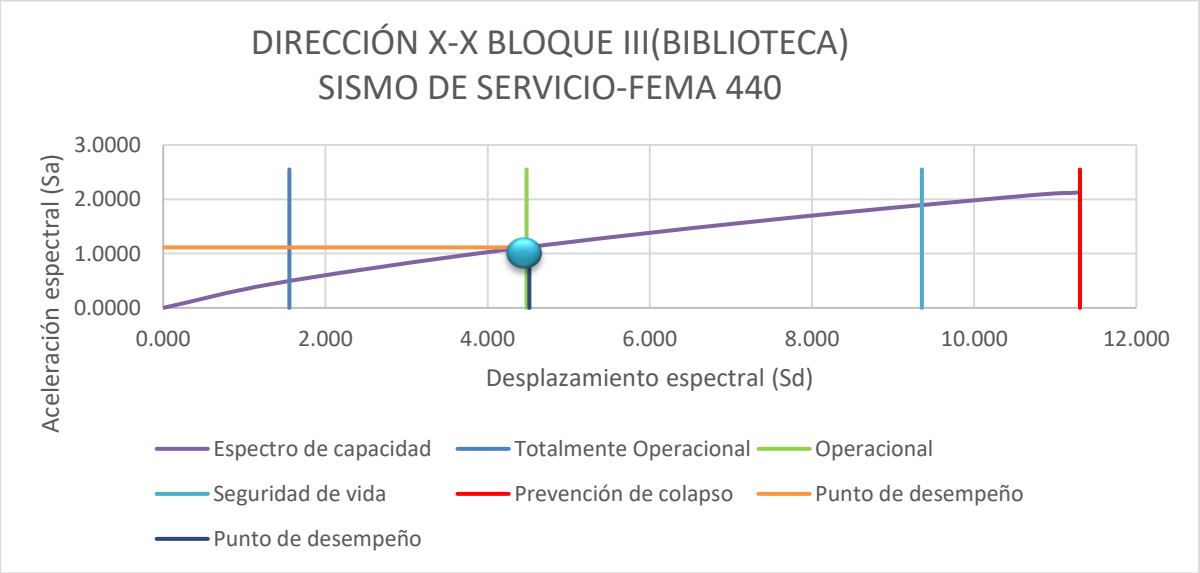
Una vez completado el análisis sísmico de las estructuras en ambas direcciones principales y para cada nivel de amenaza considerado, se procedió a realizar una evaluación integral del comportamiento estructural. Para ello, se segmentó la curva de capacidad correspondiente a cada edificación, con el objetivo de identificar el nivel de desempeño sísmico alcanzado. Esta clasificación se realizó tomando como referencia los valores de desplazamiento en el último nivel y fuerza cortante en la base asociados al punto de desempeño obtenido mediante la metodología FEMA 440, permitiendo así determinar con mayor precisión el nivel de daño esperado ante cada escenario sísmico.

7.1.1 Evaluación global en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)

Se llevó a cabo la evaluación del comportamiento estructural del bloque III (biblioteca) en la dirección longitudinal (X-X), considerando los distintos niveles de amenaza sísmica definidos en el estudio. Para cada escenario de demanda, se identificó el punto de desempeño sísmico correspondiente y se determinó el nivel de desempeño que alcanza la estructura, en función de los valores de desplazamiento en el último nivel y fuerza cortante basal.

Figura 166

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de servicio del bloque III-FEMA 440

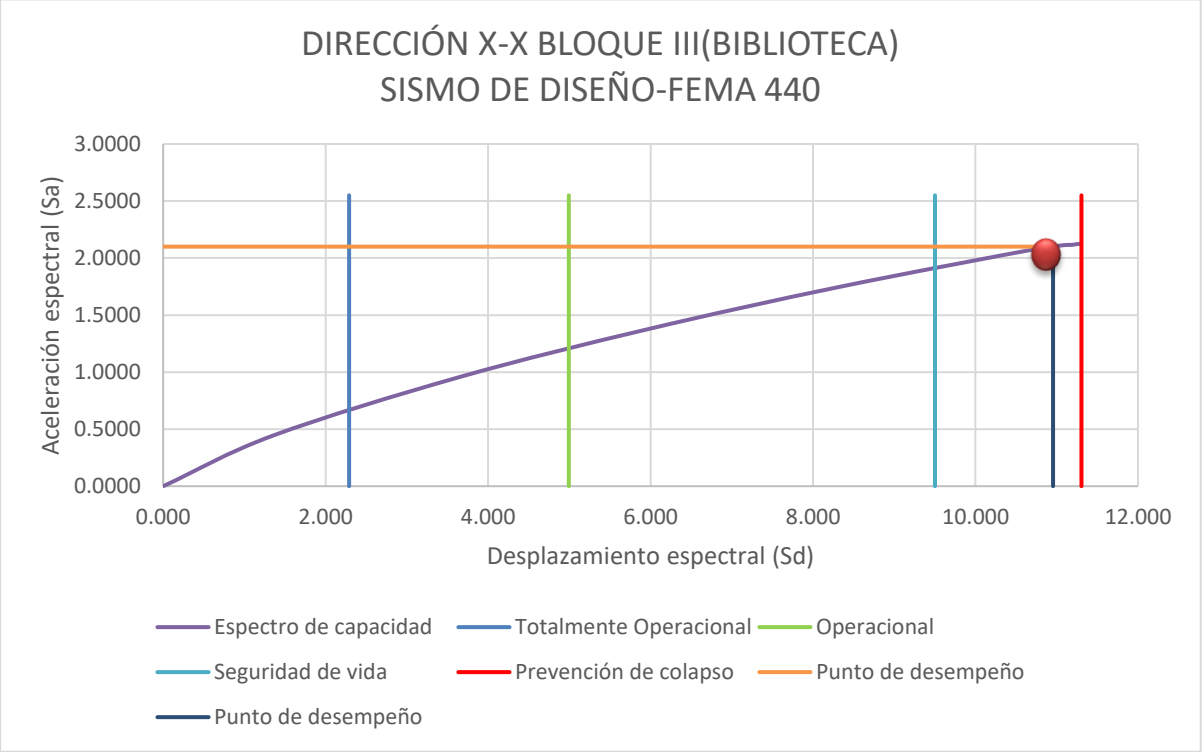


Fuente: Desarrollo propio

Según lo observado en la figura correspondiente al análisis del sismo de servicio, el punto de desempeño sísmico alcanzado por la estructura se caracteriza por un desplazamiento espectral de 4.515 cm y una aceleración espectral asociada de 1.114g. Estos valores ubican el comportamiento estructural dentro del rango definido como “Seguridad de vida”, lo cual implica que, si bien se preserva la integridad general del sistema y se evita el colapso, pueden presentarse daños significativos que afectan la funcionalidad y requieren intervención. Cabe señalar que este nivel de desempeño no satisface el objetivo previamente establecido para este tipo de evento sísmico, el cual corresponde al estado “Operacional”, que exige una respuesta estructural mínima, sin interrupciones en el uso ni afectación relevante en los elementos no estructurales. Esto evidencia que, bajo las condiciones de demanda del sismo de servicio, la estructura no llega a cumplir con los criterios de desempeño esperados, lo que sugiere la necesidad de revisar su capacidad frente a eventos frecuentes.

Figura 167

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de diseño del bloque III-FEMA 440

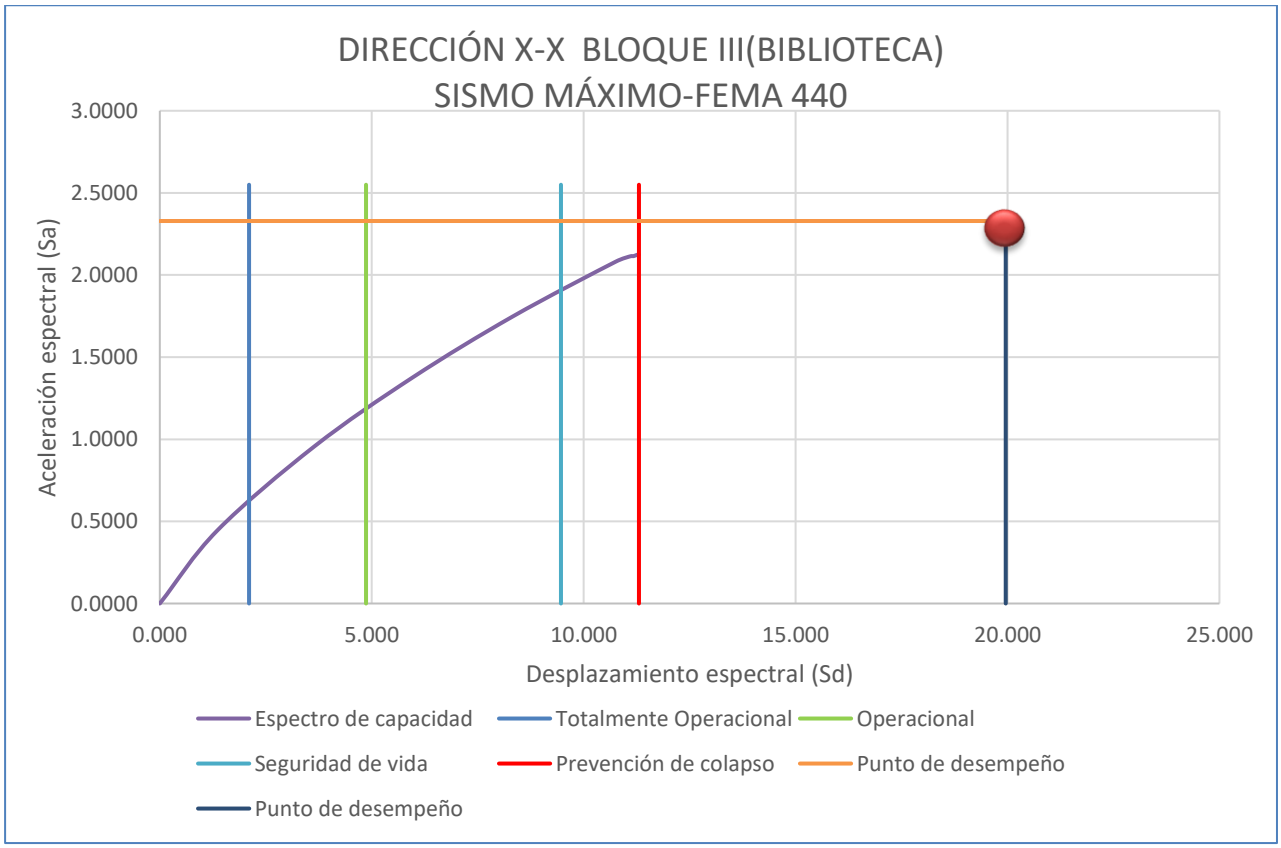


Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo de diseño, se identificó como punto de desempeño sísmico un desplazamiento espectral de 10.955 cm acompañado de una aceleración espectral de 2.1g. Estos valores ubican la respuesta estructural dentro del rango definido como "Prevención de colapso", lo cual indica que la estructura mantiene su estabilidad global, pero podría experimentar daños severos que comprometen su funcionalidad y requieren intervención inmediata. Este nivel de desempeño, si bien evita el colapso, no satisface el objetivo previamente establecido para este escenario de amenaza, que corresponde al estado de "Seguridad de vida". Dicho objetivo implica una respuesta estructural que limite los daños a un nivel moderado, protegiendo la integridad física de los ocupantes y permitiendo una evacuación segura sin pérdida significativa de elementos tanto estructurales como no estructurales.

Figura 168

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo máximo del bloque III-FEMA 440



Fuente: Desarrollo propio

En el caso del sismo máximo considerado, el análisis no permitió identificar un punto de desempeño sísmico que intercepte la curva de capacidad estructural. Esta ausencia de intersección indica que, bajo este nivel de demanda, la estructura superaría su capacidad resistente, alcanzando un estado de colapso global o pérdida significativa de estabilidad. Como consecuencia, no se logra satisfacer el objetivo de desempeño establecido para este escenario, correspondiente al nivel de "Prevención del colapso", el cual exige que la estructura conserve su integridad gravitacional y evite mecanismos de falla generalizada. Este resultado evidencia una vulnerabilidad crítica frente a eventos sísmicos severos, lo que sugiere la necesidad de considerar medidas de refuerzo o rediseño para mejorar la capacidad de la edificación ante demandas extremas

Tabla 7-1

Resumen de los niveles de desempeño en la dirección X-X del bloque III(biblioteca)-FEMA 440

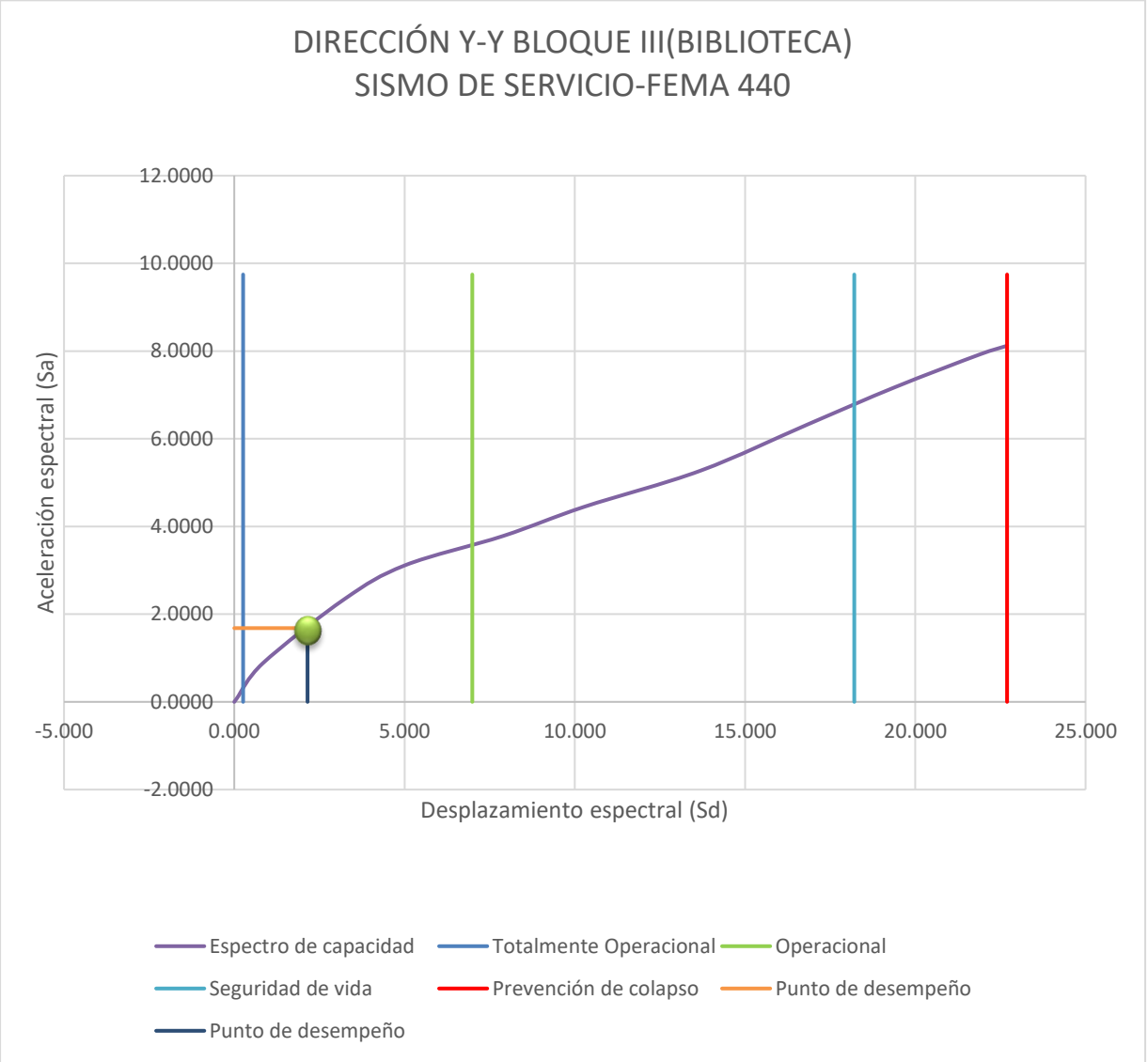
SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Seguridad de vida	No
Sismo de Diseño	Prevención de colapso	No
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Fuente: Desarrollo propio

7.1.2 Evaluación global en la dirección Y-Y del bloque III (biblioteca)

Figura 169

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de servicio del bloque III-FEMA 440



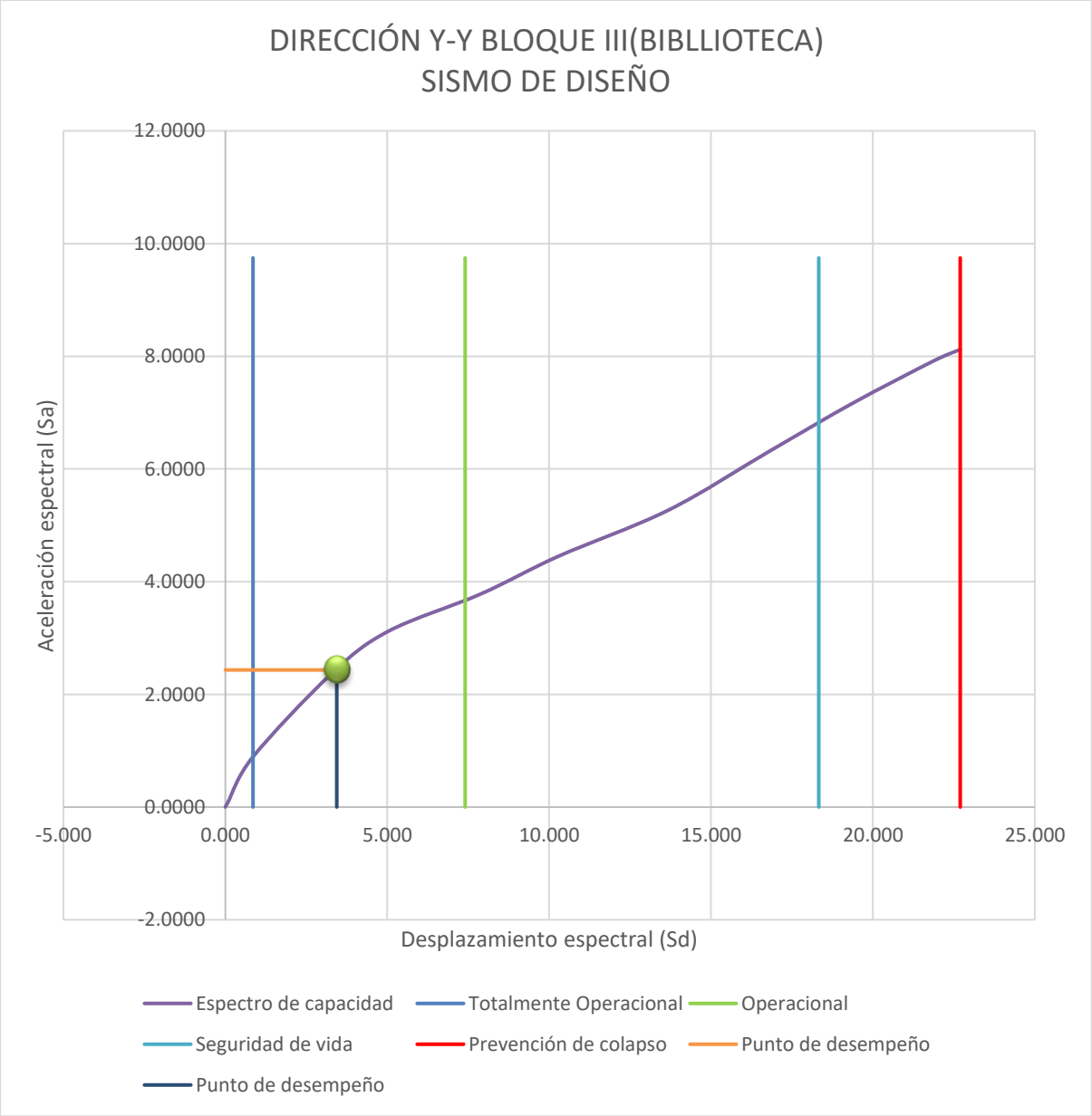
Fuente: Desarrollo propio

En el caso del sismo de servicio, el análisis arrojó un punto de desempeño sísmico caracterizado por un desplazamiento espectral de 2.152 cm y una aceleración espectral de 1.682g. Estos valores ubican la respuesta estructural dentro del rango correspondiente al nivel de desempeño “Operacional”, lo que implica que la edificación mantiene su funcionalidad sin daños significativos en elementos estructurales ni no estructurales. Este resultado confirma el

cumplimiento del objetivo de desempeño previamente establecido para este nivel de amenaza sísmica, el cual exige que la estructura permanezca operativa y sin interrupciones tras la ocurrencia del evento.

Figura 170

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de diseño del bloque III-FEMA 440



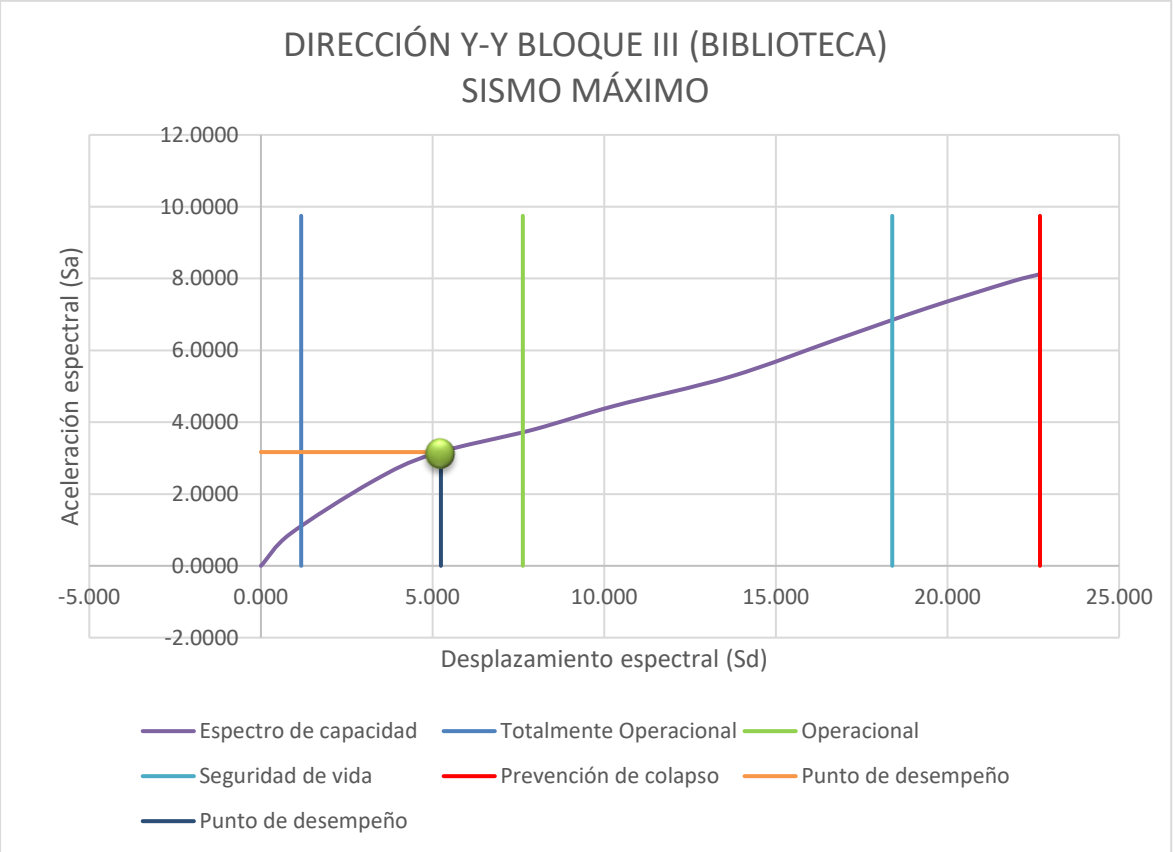
Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo de diseño, se identificó un punto de desempeño sísmico caracterizado por un desplazamiento espectral de 3.441 cm y una aceleración espectral de 2.433g. Estos valores ubican la respuesta estructural dentro del rango definido como

"Operacional", lo que indica que la edificación conserva su funcionalidad sin daños significativos en sus componentes estructurales ni no estructurales. Este comportamiento cumple con el objetivo de desempeño establecido para este nivel de amenaza, el cual corresponde al estado de "Seguridad de vida", que exige que la estructura proteja a sus ocupantes y limite los daños a un nivel moderado, permitiendo una evacuación segura y evitando pérdidas estructurales graves.

Figura 171

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo máximo del bloque III-FEMA 440



Fuente: Desarrollo propio

Con respecto al sismo máximo, el análisis estructural permitió identificar un punto de desempeño sísmico con un desplazamiento espectral de 5.243 cm y una aceleración espectral de 3.167g. Estos parámetros ubican la respuesta de la edificación dentro del rango definido como "Operacional", lo que indica que la estructura conserva su funcionalidad sin presentar daños significativos, incluso bajo condiciones de demanda extrema. Este comportamiento

cumple con el objetivo de desempeño establecido para este nivel de amenaza, el cual corresponde al estado de “Prevención del colapso”, que exige que la estructura mantenga su estabilidad global y evite mecanismos de falla generalizada. El cumplimiento de este criterio sugiere una adecuada capacidad de la edificación para enfrentar eventos sísmicos severos sin comprometer su integridad gravitacional.

Tabla 7-2

Resumen de los niveles de desempeño en la dirección Y-Y del bloque III (biblioteca)-FEMA 440

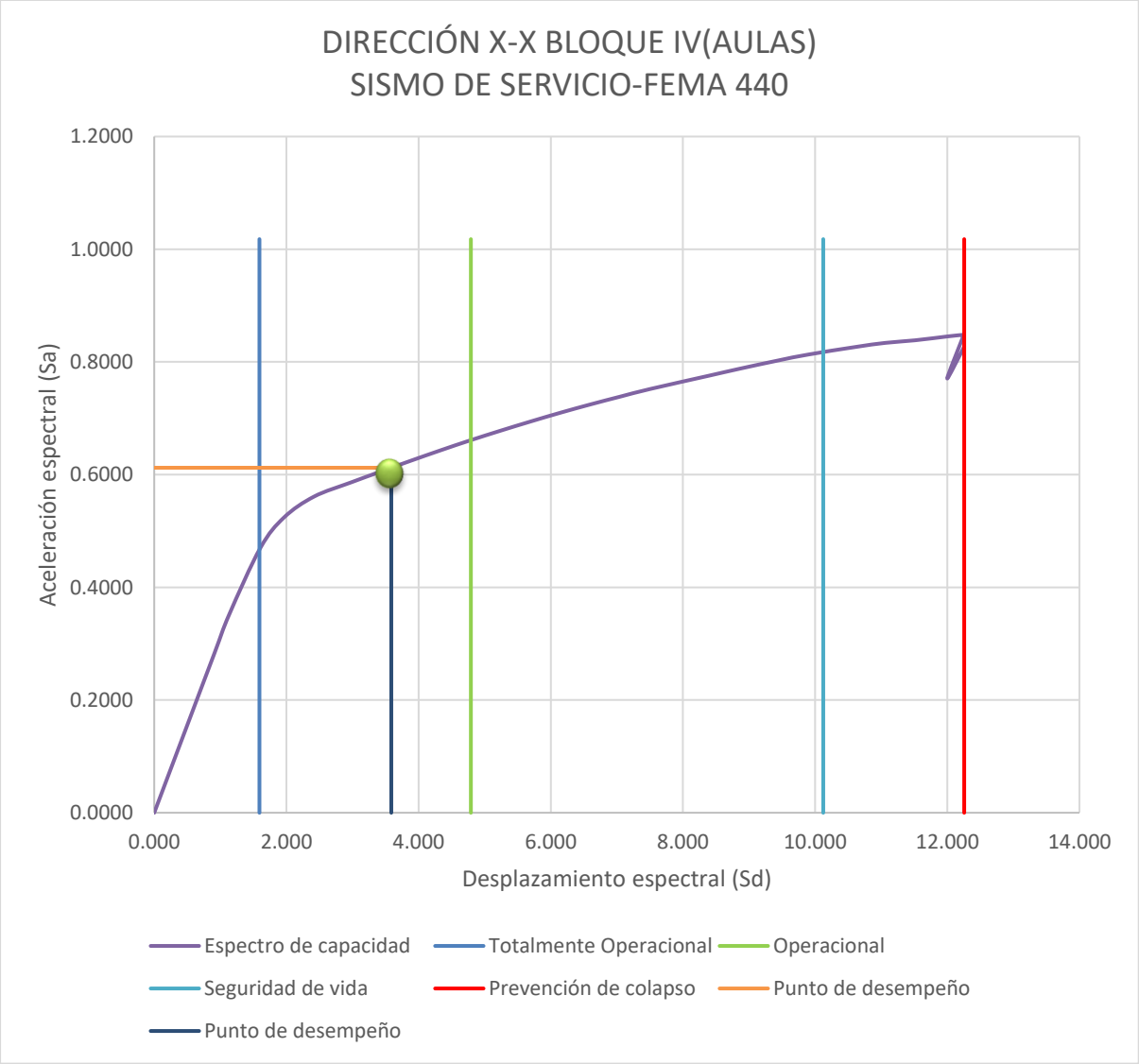
SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Operacional	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Operacional	Sí

Fuente: Desarrollo propio

7.1.3 Evaluación global en la dirección X-X del bloque IV(aulas)

Figura 172

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de servicio del bloque IV-FEMA 440



Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo de servicio, se identificó un punto de desempeño sísmico con un desplazamiento espectral de 3.587 cm y una aceleración espectral de 0.612g. Estos valores ubican la respuesta estructural dentro del rango definido como “Operacional”, lo que indica que la edificación conserva su funcionalidad sin presentar daños relevantes en sus

componentes estructurales ni no estructurales. Este comportamiento cumple con el objetivo de desempeño previamente establecido para este nivel de amenaza, el cual también corresponde al estado “Operacional”, garantizando que la estructura permanezca en condiciones de uso inmediato tras la ocurrencia del evento sísmico.

Figura 173

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de diseño del bloque IV-FEMA 440

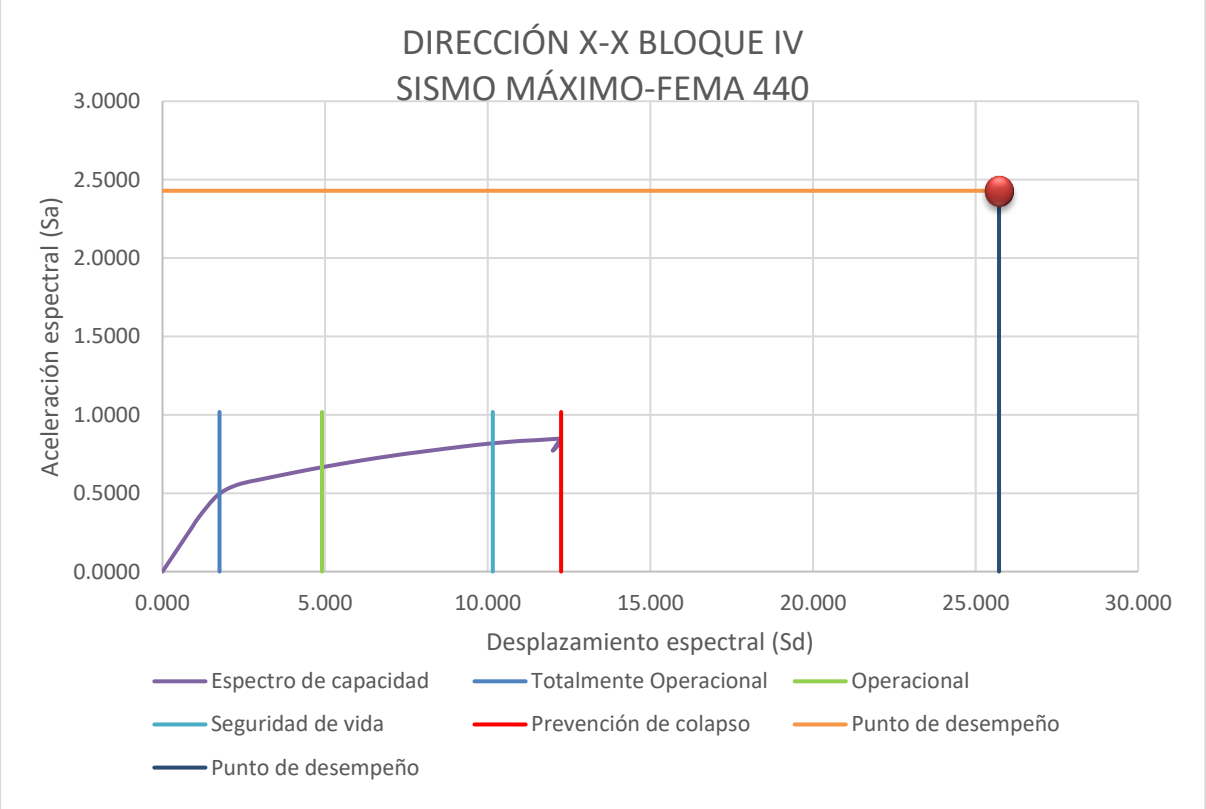


Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo de diseño, no fue posible identificar un punto de desempeño sísmico que intercepte la curva de capacidad estructural. Esta ausencia de intersección indica que, bajo las condiciones de demanda impuestas por este nivel de amenaza, la estructura excede su capacidad resistente, lo que sugiere una tendencia hacia el colapso global. Como consecuencia, no se logra satisfacer el objetivo de desempeño establecido para este escenario, el cual corresponde al estado de "Prevención del colapso". Este resultado evidencia una deficiencia crítica en la capacidad de la edificación para enfrentar eventos sísmicos de diseño, lo que plantea la necesidad de considerar estrategias de reforzamiento o rediseño que permitan mejorar su respuesta ante demandas severas.

Figura 174

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo máximo del bloque IV-FEMA 440



Fuente: Desarrollo propio

Con respecto al sismo máximo, el análisis estructural no permitió identificar un punto de desempeño sísmico que intercepte la curva de capacidad. Esta ausencia de intersección indica

que, bajo las condiciones de demanda impuestas por este nivel de amenaza, la estructura excede su capacidad resistente, lo que sugiere una tendencia hacia el colapso global. Como consecuencia, no se logra satisfacer el objetivo de desempeño establecido para este escenario, el cual corresponde al estado de "Prevención del colapso".

Tabla 7-3

Resumen de los niveles de desempeño en la dirección X-X del bloque IV (aulas)-FEMA 440

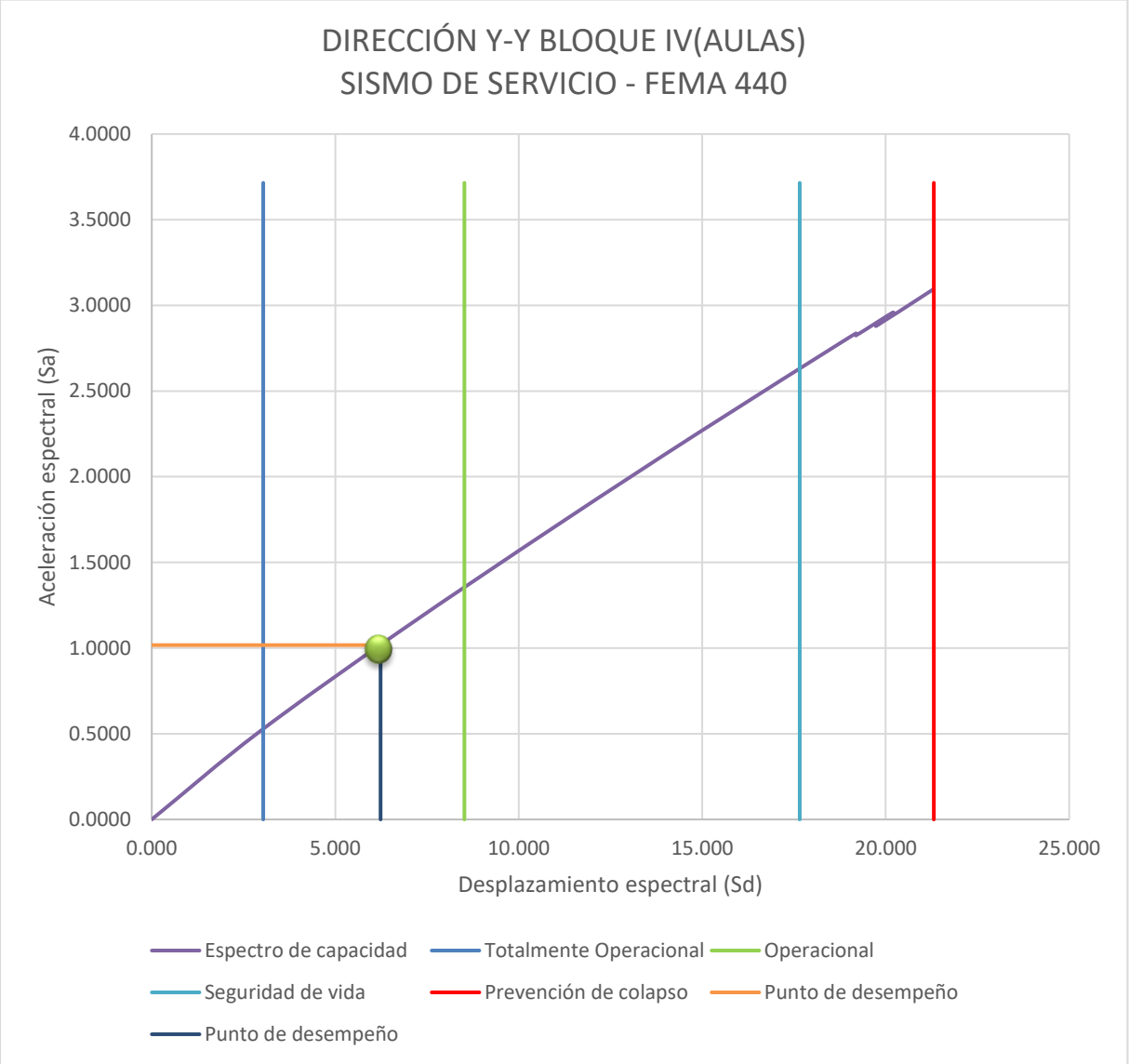
SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Colapso	No
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Fuente: Desarrollo propio

7.1.4 Evaluación global en la dirección Y-Y del bloque IV(aulas)

Figura 175

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de servicio del bloque IV-FEMA 440



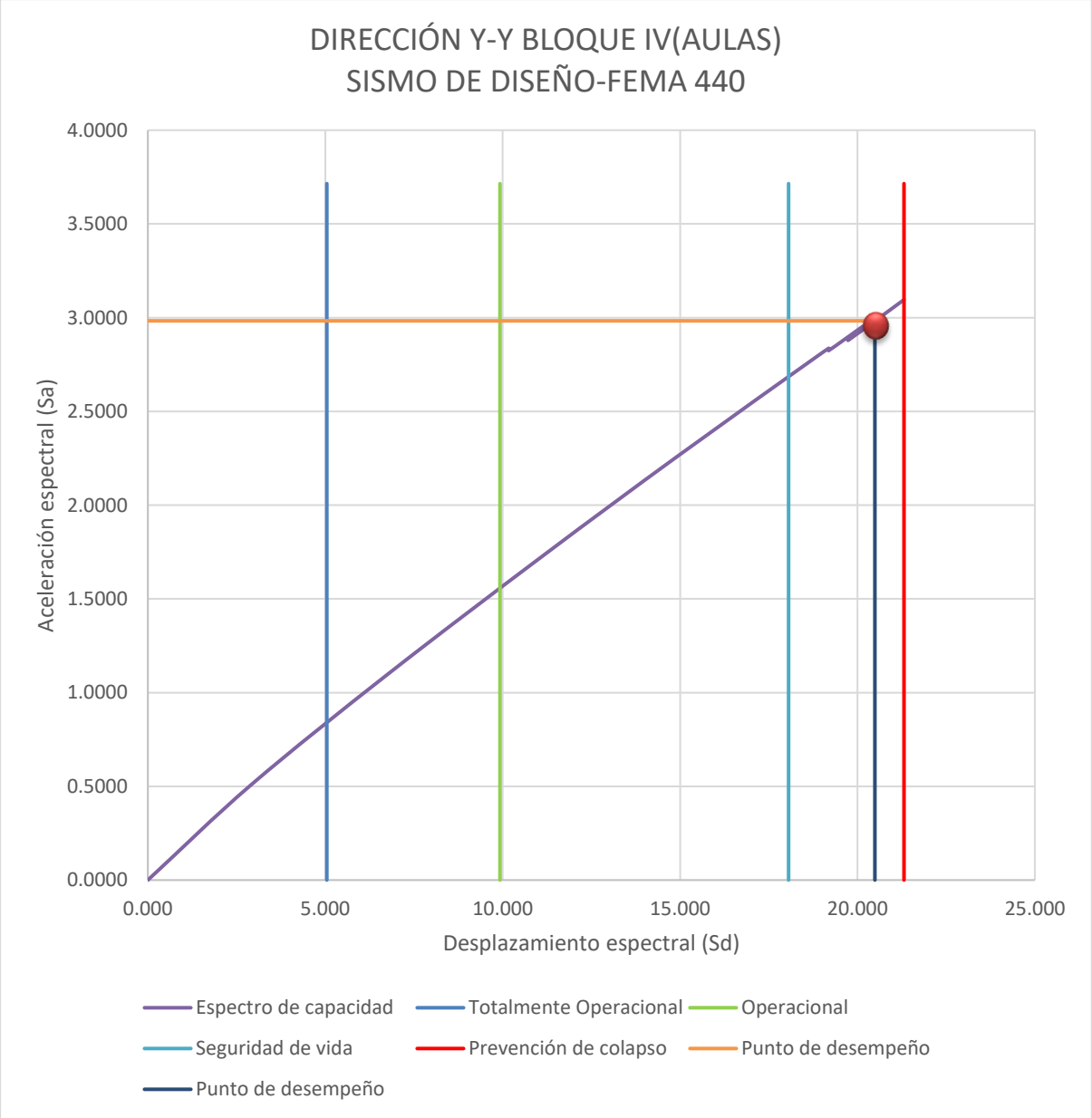
Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo de servicio, se identificó un punto de desempeño sísmico caracterizado por un desplazamiento espectral de 6.235 cm y una aceleración espectral de 1.017g. Estos valores sitúan la respuesta estructural dentro del rango definido como

"Operacional", lo que indica que la edificación conserva plenamente su funcionalidad, sin daños relevantes en sus componentes estructurales ni no estructurales. Este comportamiento cumple con el objetivo de desempeño previamente establecido para este nivel de amenaza, el cual también corresponde al estado "Operacional", garantizando que la estructura permanezca en condiciones de uso inmediato tras la ocurrencia del evento sísmico.

Figura 176

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de diseño del bloque IV-FEMA 440

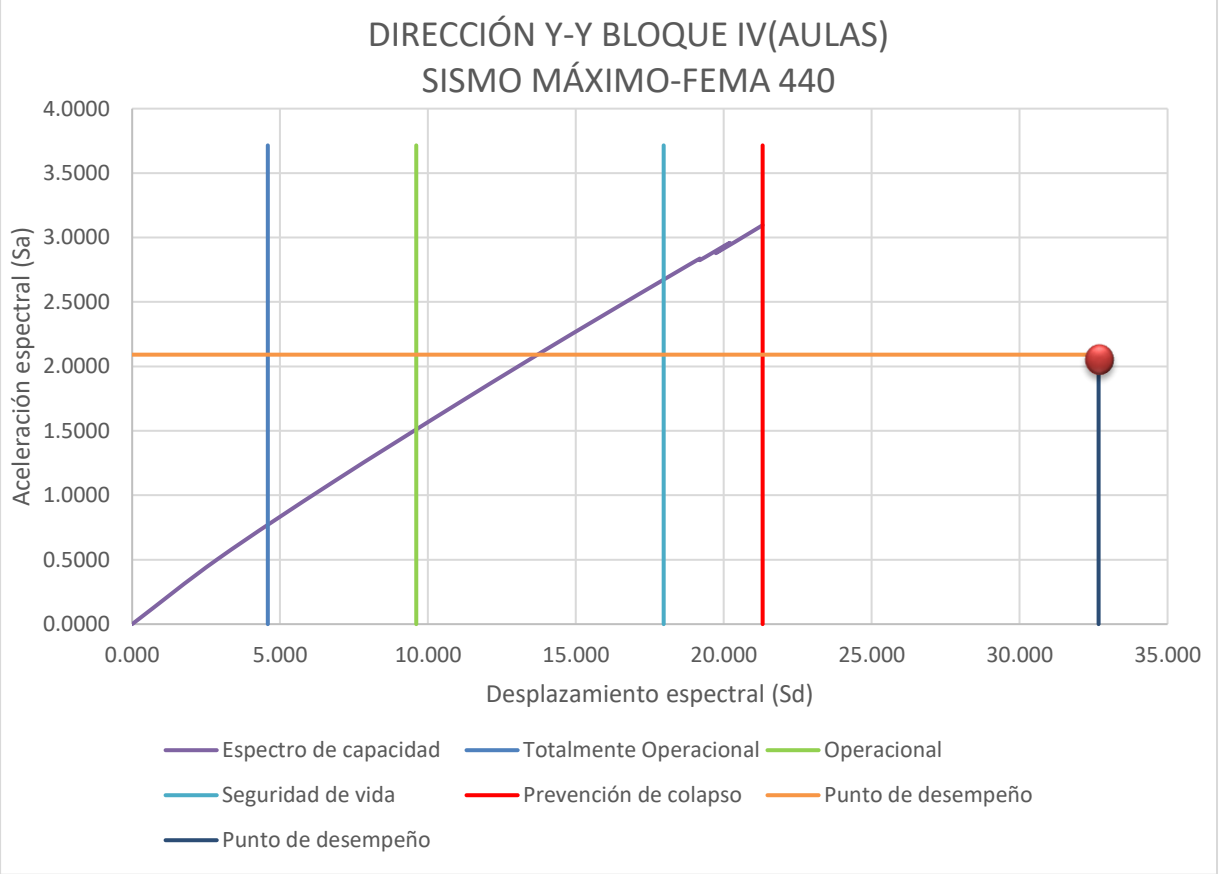


Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo de diseño, se identificó un punto de desempeño sísmico con un desplazamiento espectral de 20.492 cm y una aceleración espectral de 2.983g. Estos valores ubican la respuesta estructural dentro del rango de desempeño denominado “Prevención del colapso”, lo que implica que la edificación conserva su estabilidad global, pero podría experimentar daños severos que comprometen su funcionalidad y seguridad. Este comportamiento no satisface el objetivo de desempeño previamente establecido para este nivel de amenaza, el cual corresponde al estado de “Seguridad de vida”. Dicho objetivo exige que la estructura limite los daños a un nivel moderado, protegiendo la integridad física de los ocupantes y permitiendo una evacuación segura sin pérdida significativa de elementos estructurales.

Figura 177

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo máximo del bloque IV-FEMA 440



Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al nivel de sismo máximo, no se logró identificar un punto de desempeño que intercepte la curva de capacidad de la estructura. Esta ausencia de intersección indica que, bajo las exigencias impuestas por este escenario extremo, la demanda supera la capacidad resistente del sistema estructural, lo que sugiere una condición de colapso inminente. En consecuencia, no se alcanza el objetivo de desempeño previsto para este nivel de sismo, definido como "Prevención del colapso", el cual exige que la edificación conserve su estabilidad gravitacional y evite mecanismos de falla generalizada.

Tabla 7-4

Resumen de los niveles de desempeño en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)-FEMA 440

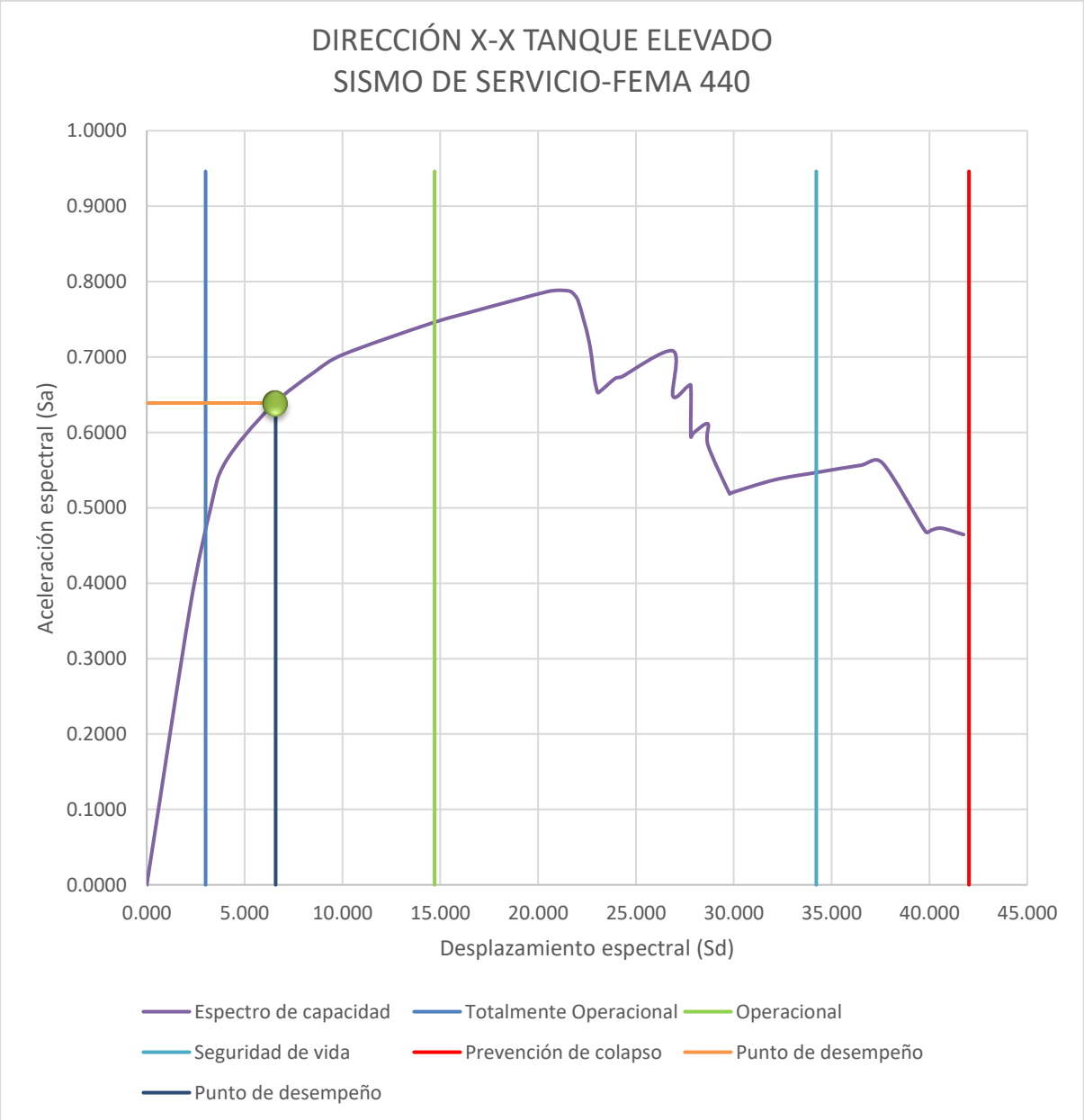
SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Prevención de colapso	No
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Fuente: Desarrollo propio

7.1.5 Evaluación global en la dirección X-X del tanque elevado

Figura 178

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de servicio del tanque elevado-FEMA 440



Fuente: Desarrollo propio

Con respecto al sismo de servicio, se identificó un punto de desempeño sísmico con un desplazamiento espectral de 6.586 cm y una aceleración espectral de 0.639g. Estos valores sitúan la respuesta estructural dentro del nivel de desempeño denominado “Operacional”, lo que indica que la edificación conserva su funcionalidad sin presentar daños significativos en sus componentes estructurales ni no estructurales. Este comportamiento cumple con el objetivo de desempeño previamente establecido para este nivel de amenaza, el cual también corresponde al estado “Operacional”, garantizando que la estructura permanezca en condiciones de uso inmediato tras la ocurrencia del evento sísmico.

Figura 179

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de diseño del tanque elevado-FEMA 440



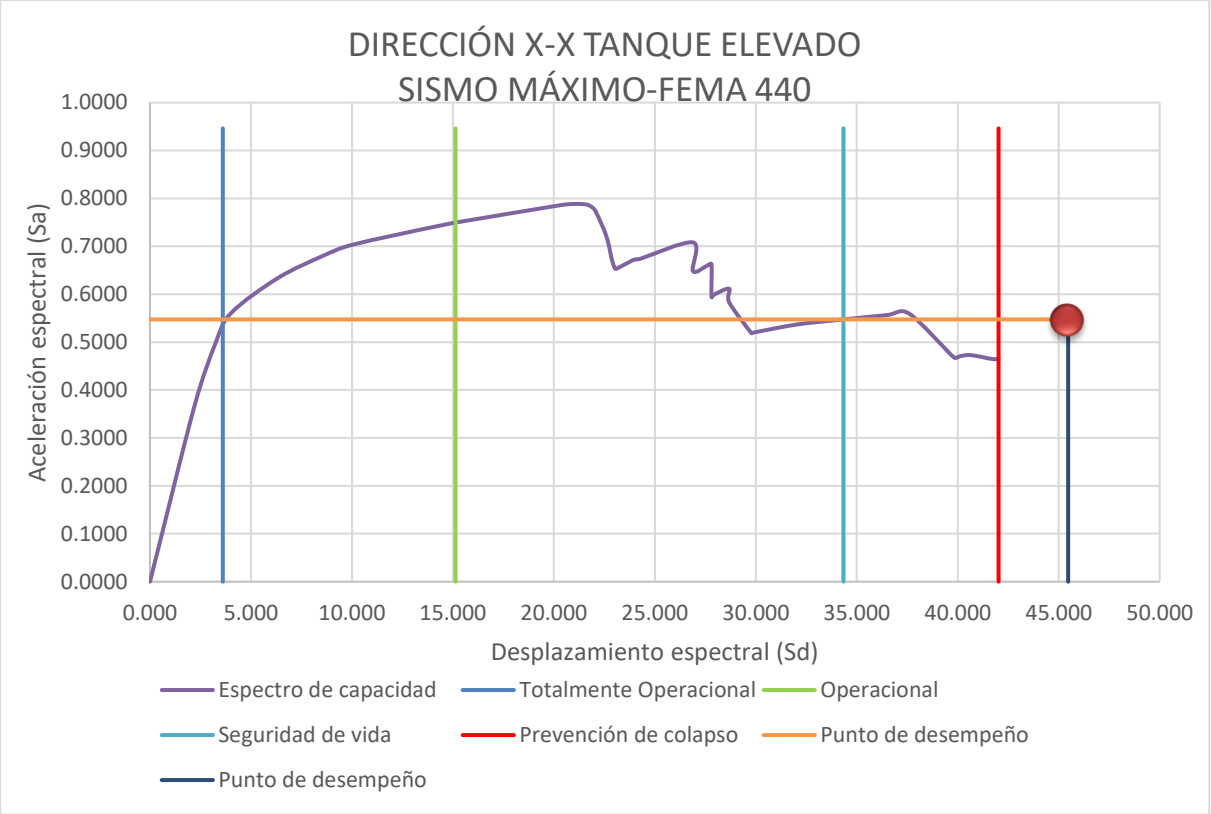
Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo de diseño, se identificó un punto de desempeño sísmico con un desplazamiento espectral de 26.063 cm y una aceleración espectral de 0.697g. Estos valores sitúan la respuesta estructural dentro del nivel de desempeño denominado “Seguridad de vida”, lo que implica que la edificación mantiene su estabilidad global, limitando los daños a un nivel moderado y permitiendo una evacuación segura de los ocupantes. Este comportamiento cumple con el objetivo de desempeño previamente establecido para este nivel

de amenaza, el cual también corresponde al estado de “Seguridad de vida”, validando así la capacidad de la estructura para enfrentar eventos sísmicos de intensidad media sin comprometer la integridad estructural ni la seguridad de los usuarios.

Figura 180

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo máximo del tanque elevado-FEMA 440



Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al nivel de sismo máximo, no se logró identificar un punto de desempeño que intercepte la curva de capacidad de la estructura. Esta ausencia de intersección indica que, bajo las exigencias impuestas por este escenario extremo, la demanda supera la capacidad resistente del sistema estructural, lo que sugiere una condición de colapso inminente. En consecuencia, no se alcanza el objetivo de desempeño previsto para este nivel de sismo, definido como “Prevención del colapso”, el cual exige que la edificación conserve su estabilidad gravitacional y evite mecanismos de falla generalizada. Este resultado evidencia una

vulnerabilidad crítica ante eventos de alta intensidad, lo que plantea la necesidad de considerar medidas de refuerzo o rediseño para mejorar la capacidad de respuesta estructural.

Tabla 7-5

Resumen de los niveles de desempeño en la dirección X-X del bloque IV (aulas)-FEMA 440

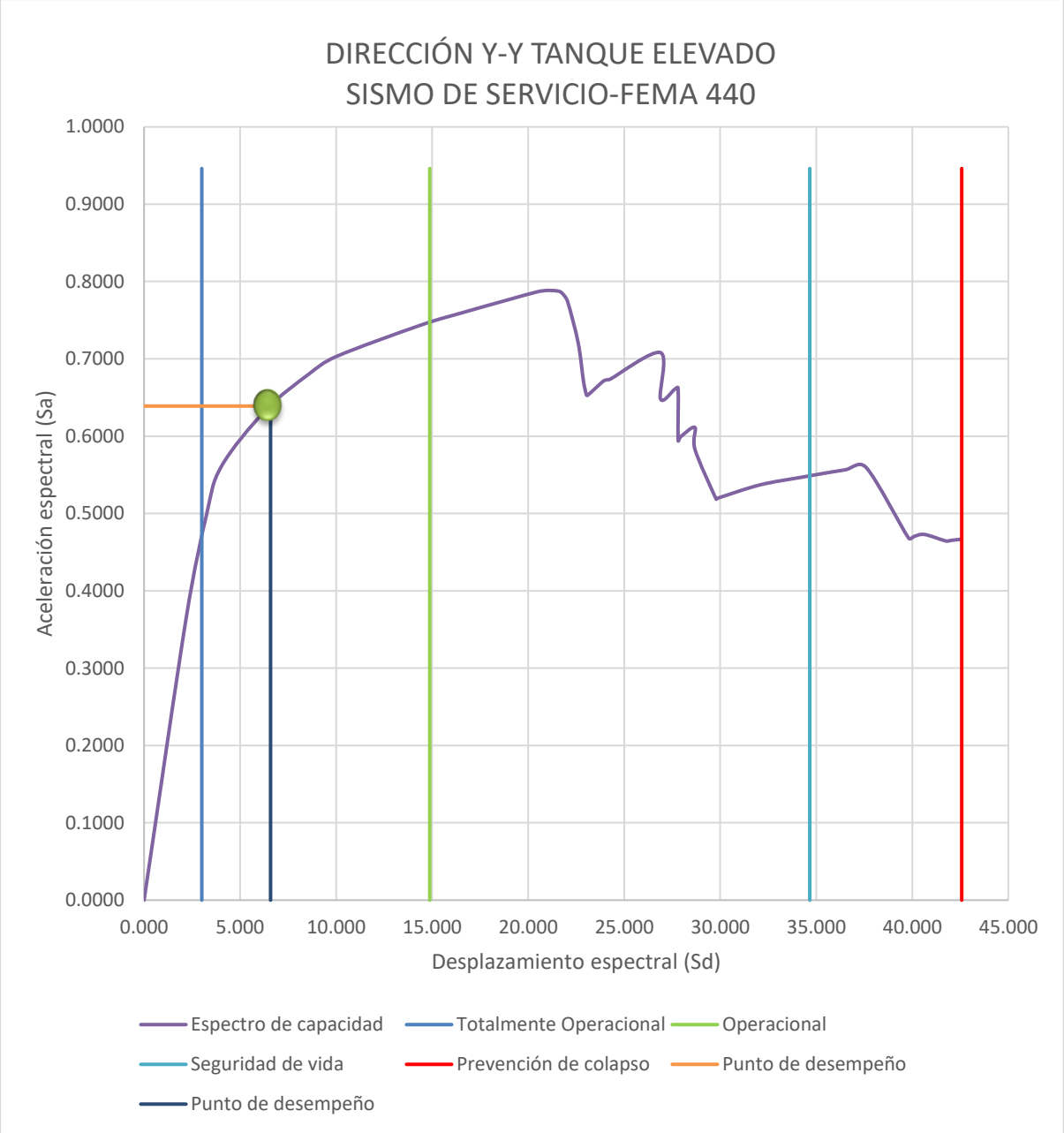
SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Seguridad de vida	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Fuente: Desarrollo propio

7.1.6 Evaluación global en la dirección Y-Y del tanque elevado

Figura 181

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de servicio del tanque elevado-FEMA 440



Fuente: Desarrollo propio

Con respecto al sismo de servicio, se identificó un punto de desempeño sísmico con un desplazamiento espectral de 6.586 cm y una aceleración espectral de 0.639g. Estos valores ubican la respuesta estructural dentro del rango definido como “Operacional”, lo que indica que la edificación conserva su funcionalidad sin presentar daños significativos en sus componentes estructurales ni no estructurales. Este comportamiento confirma el cumplimiento del objetivo

de desempeño previamente establecido para este nivel de amenaza, el cual también corresponde al estado “Operacional”, asegurando que la estructura permanezca en condiciones de uso inmediato tras la ocurrencia del evento sísmico.

Figura 182

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de diseño del tanque elevado-FEMA 440

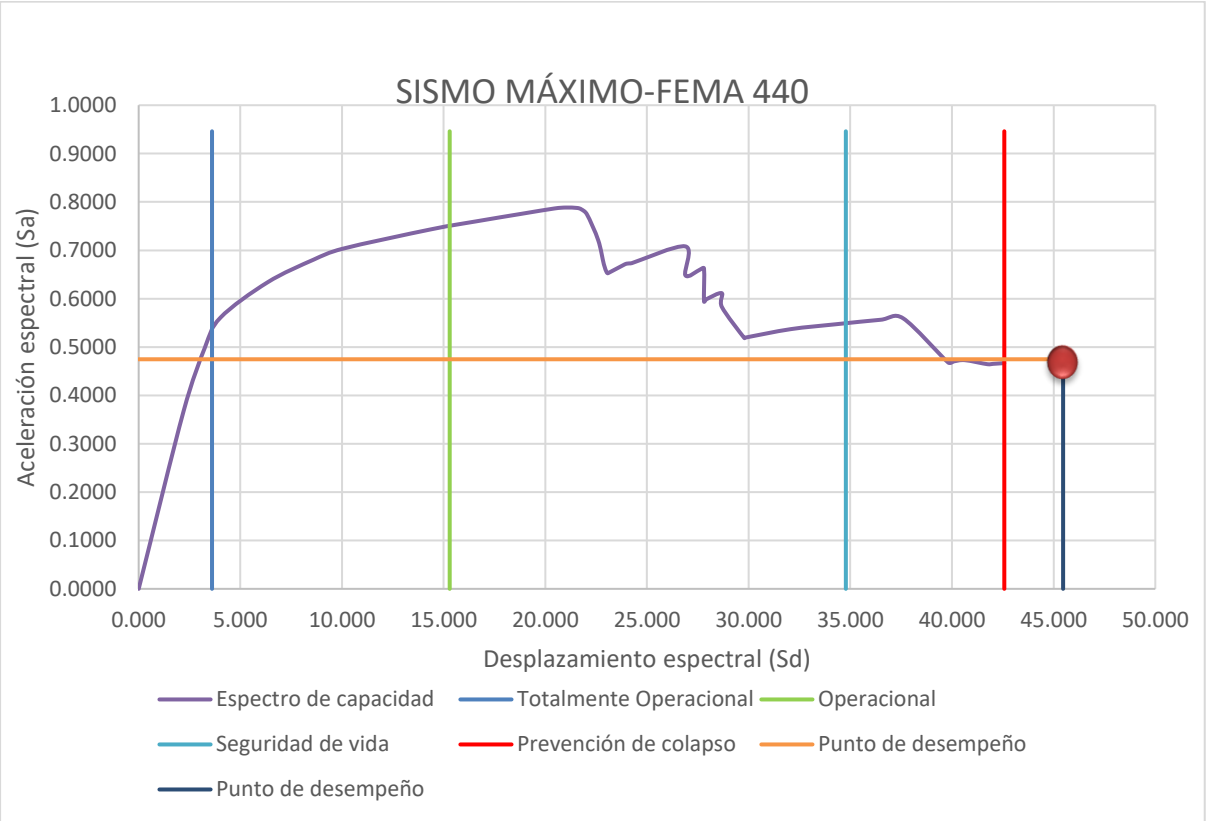


Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo de diseño, se identificó un punto de desempeño sísmico con un desplazamiento espectral de 25.648 cm y una aceleración espectral de 0.692g. Estos parámetros ubican la respuesta estructural dentro del nivel de desempeño denominado “Seguridad de vida”, lo que implica que la edificación conserva su estabilidad global y limita los daños a un nivel moderado, permitiendo una evacuación segura sin comprometer la integridad de los elementos principales. Este comportamiento cumple con el objetivo de desempeño previamente establecido para este nivel de amenaza, el cual también corresponde al estado de “Seguridad de vida”, validando la capacidad de la estructura para enfrentar eventos sísmicos de intensidad media sin generar condiciones críticas.

Figura 183

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo máximo del tanque elevado-FEMA 440



Fuente: Desarrollo propio

En el caso del sismo máximo, el análisis estructural no permitió identificar un punto de desempeño sísmico que intercepte la curva de capacidad. Esta condición sugiere que la

demanda impuesta por este nivel de amenaza excede la capacidad resistente de la edificación, lo que implica una probabilidad elevada de colapso global. Como resultado, no se alcanza el objetivo de desempeño definido para este escenario, correspondiente al estado de “Prevención del colapso”, el cual exige que la estructura conserve su estabilidad gravitacional y evite mecanismos de falla generalizada. Este hallazgo evidencia una limitación crítica en la respuesta estructural ante eventos sísmicos extremos, lo que plantea la necesidad de considerar ajustes en el diseño o estrategias de reforzamiento que mejoren su capacidad de absorción de energía y ductilidad.

Tabla 7-6

Resumen de los niveles de desempeño en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)-FEMA 440

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Seguridad de vida	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Fuente: Desarrollo propio

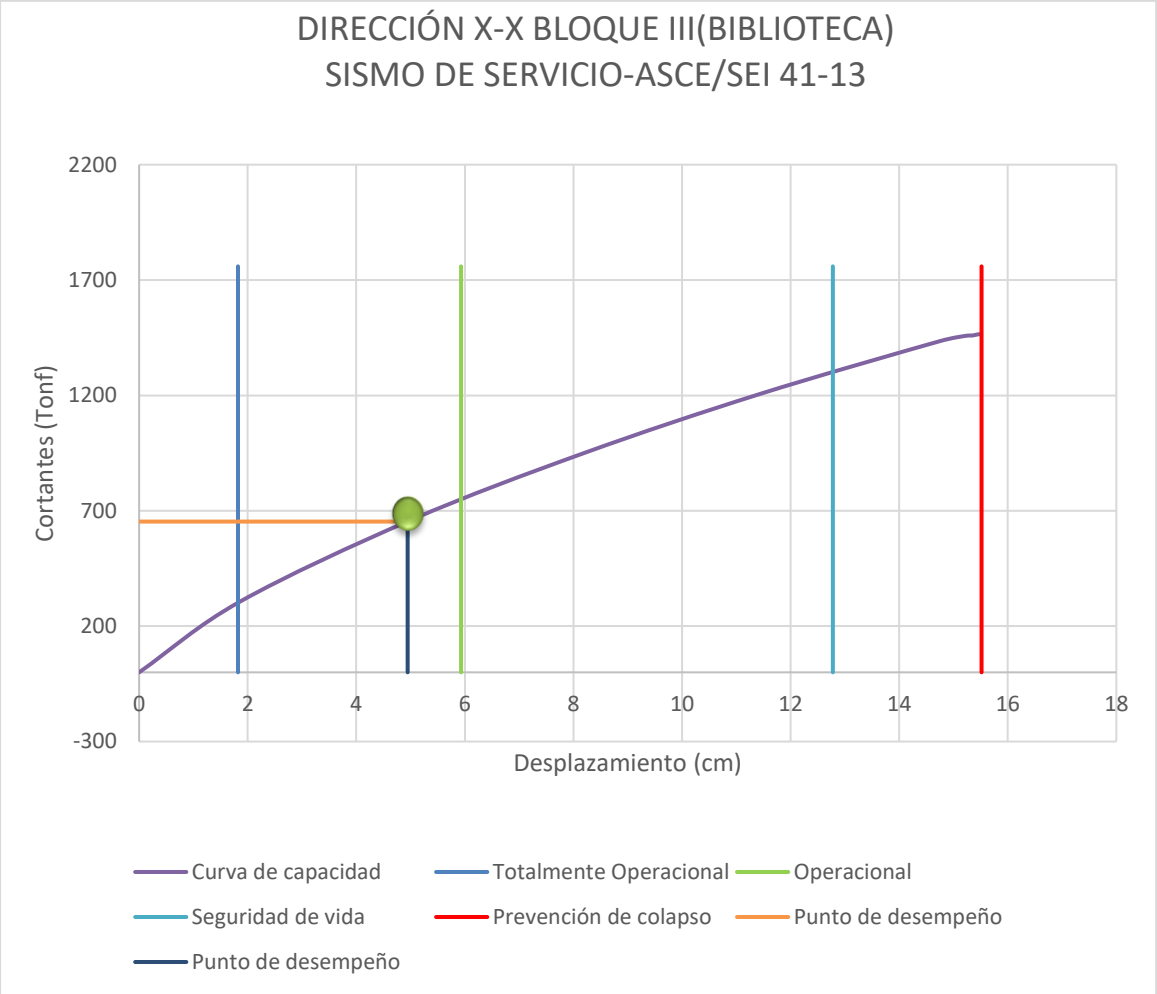
7.2 EVALUACIÓN GLOBAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: ASCE/SEI 41-13-MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO

Asimismo, se llevó a cabo la evaluación del desempeño sísmico considerando el comportamiento global de las estructuras, para lo cual se procedió a sectorizar la curva de capacidad en función del desplazamiento objetivo determinado mediante la metodología propuesta por la norma ASCE/SEI 41-13.

7.2.1 Evaluación global en la dirección X-X del bloque III (biblioteca)

Figura 184

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de servicio del bloque III-ASCE/SEI 41-13



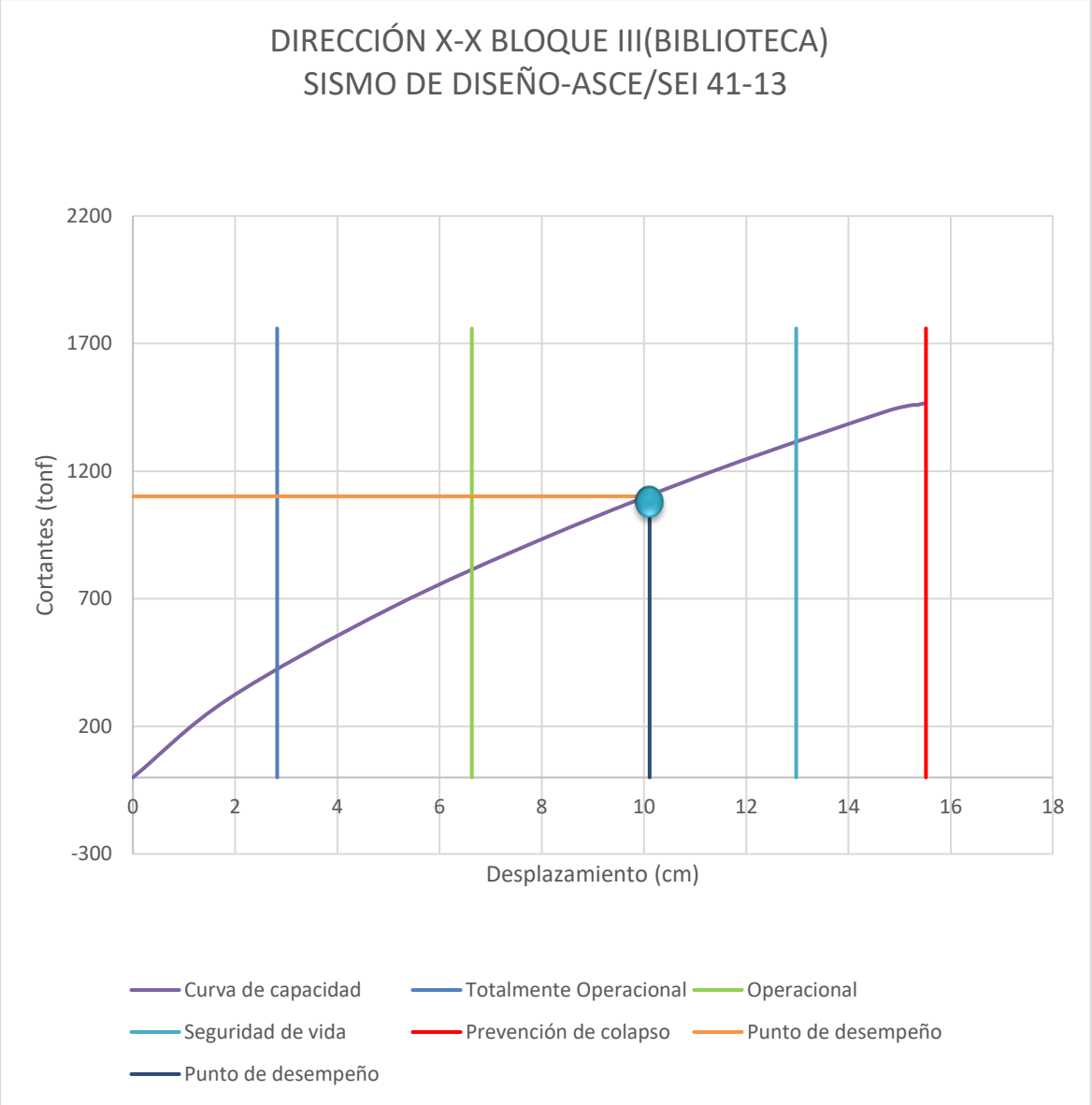
Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo de servicio, se identificó un punto de desempeño sísmico con un desplazamiento máximo de techo de 4.95 cm y una fuerza cortante basal de 653.27 toneladas-fuerza. Estos parámetros sitúan la respuesta estructural dentro del nivel de desempeño

denominado “Operacional”, lo que indica que la edificación conserva su funcionalidad sin presentar daños significativos en sus componentes estructurales ni no estructurales. Este comportamiento cumple con el objetivo de desempeño previamente establecido para este nivel de amenaza, el cual también corresponde al estado “Operacional”, garantizando condiciones de uso inmediato tras la ocurrencia del evento sísmico.

Figura 185

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de diseño del bloque III-ASCE/SEI 41-13

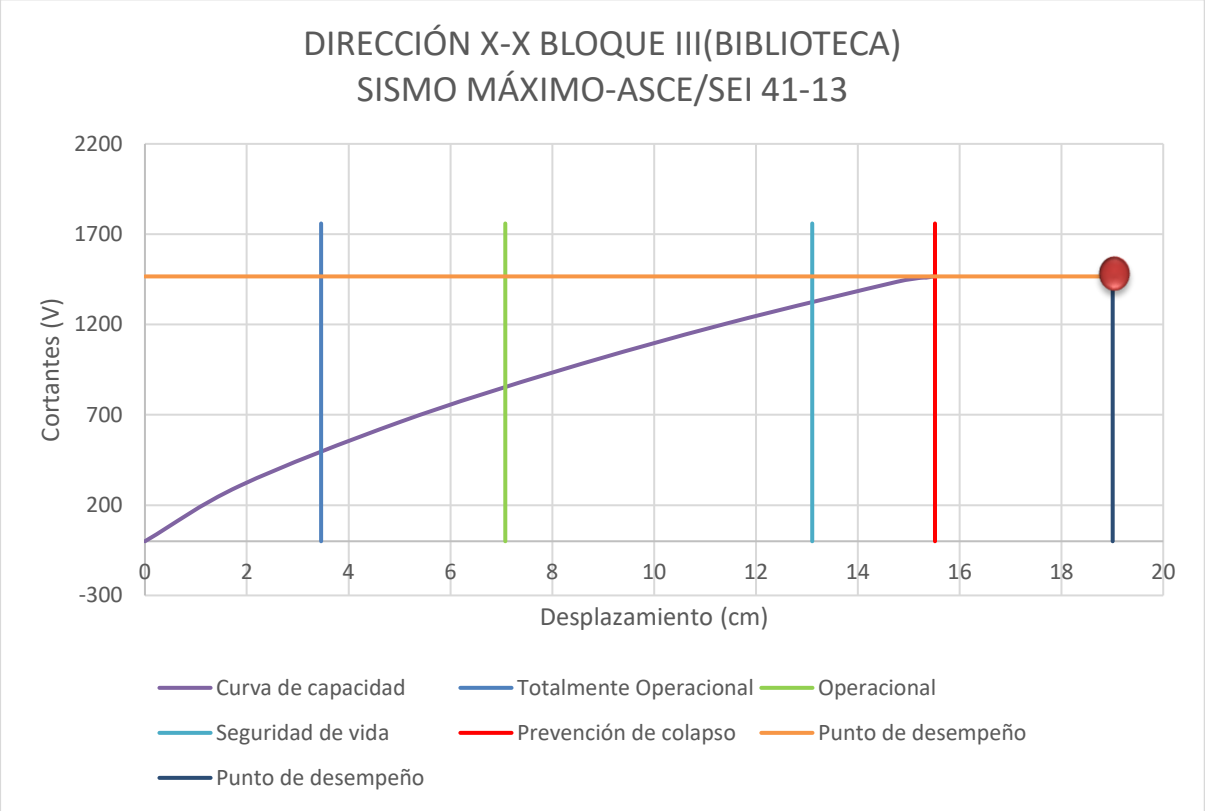


Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo de diseño, se identificó un punto de desempeño sísmico con un desplazamiento máximo de techo de 11.18 cm y una fuerza cortante en la base de 1185.82 toneladas-fuerza. Estos valores sitúan la respuesta estructural dentro del nivel de desempeño denominado “Seguridad de vida”, lo que implica que la edificación conserva su estabilidad global y limita los daños a un nivel moderado, permitiendo una evacuación segura sin comprometer la integridad de los elementos principales. Este comportamiento cumple con el objetivo de desempeño previamente establecido para este nivel de amenaza, el cual también corresponde al estado de “Seguridad de vida”, validando la capacidad de la estructura para enfrentar eventos sísmicos de intensidad media sin generar condiciones críticas.

Figura 186

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo máximo del bloque III-ASCE/SEI 41-13



Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo máximo, no se identificó un punto de desempeño sísmico que intercepte la curva de capacidad. Esta condición indica que la demanda supera la capacidad resistente de la estructura, lo que sugiere una probabilidad elevada de colapso. Por

tanto, no se cumple el objetivo de desempeño definido para este nivel de amenaza, el cual corresponde al estado de “Prevención del colapso”.

Tabla 7-7

Resumen de los niveles de desempeño en la dirección X-X del bloque III (biblioteca)-ASCE/SEI 41-13

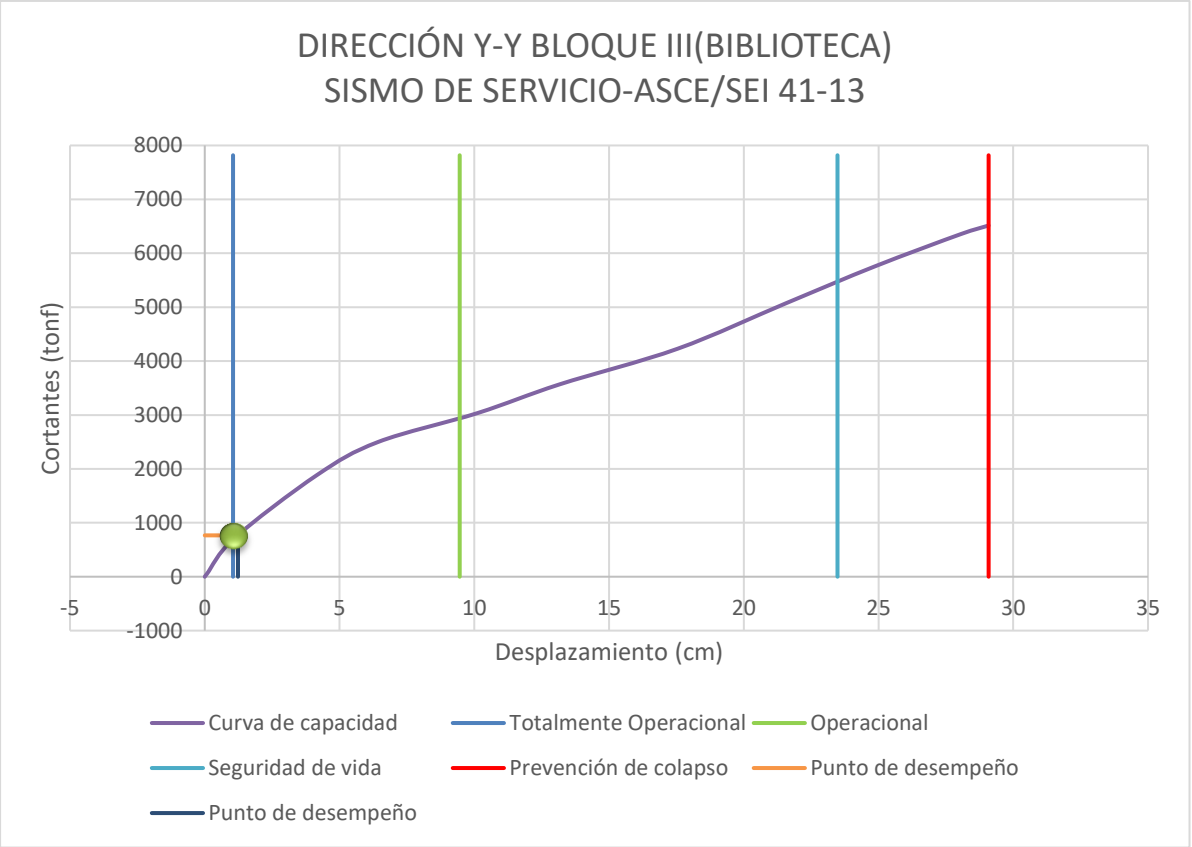
SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Seguridad de vida	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Fuente: Desarrollo propio

7.2.2 Evaluación global en la dirección Y-Y del bloque III(biblioteca)

Figura 187

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de servicio del bloque III-ASCE/SEI 41-13

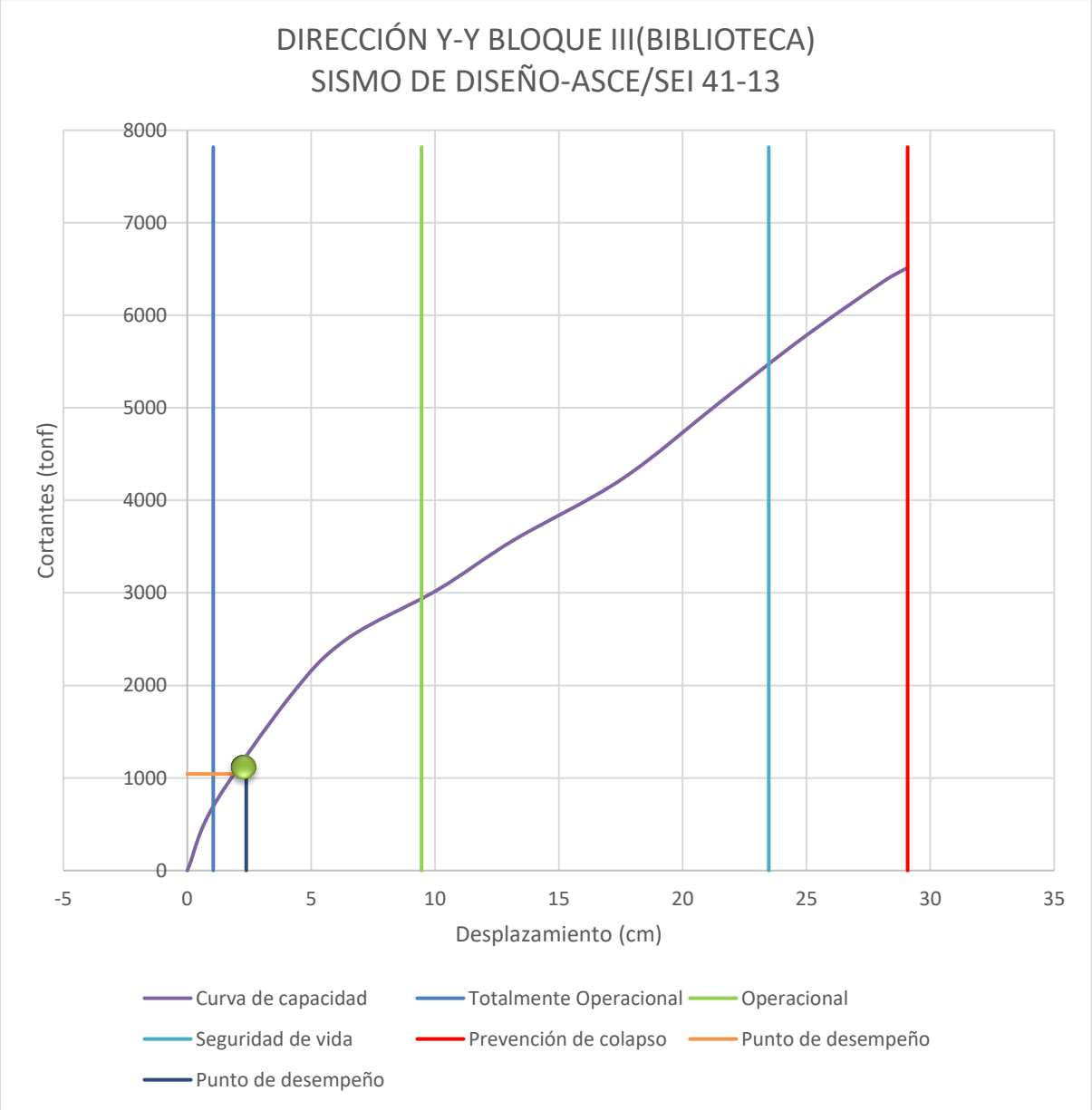


Fuente: Desarrollo propio

Para el sismo de servicio, el punto de desempeño sísmico obtenido corresponde a un desplazamiento de techo de 1.23 cm y una fuerza cortante en la base de 767.01 tonf. Este comportamiento se clasifica dentro del estado “Operacional”, lo que implica que la estructura permanece funcional y sin daños estructurales significativos. En consecuencia, se verifica el cumplimiento del objetivo de desempeño asignado para este nivel de solicitación.

Figura 188

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de diseño del bloque III-ASCE/SEI 41-13

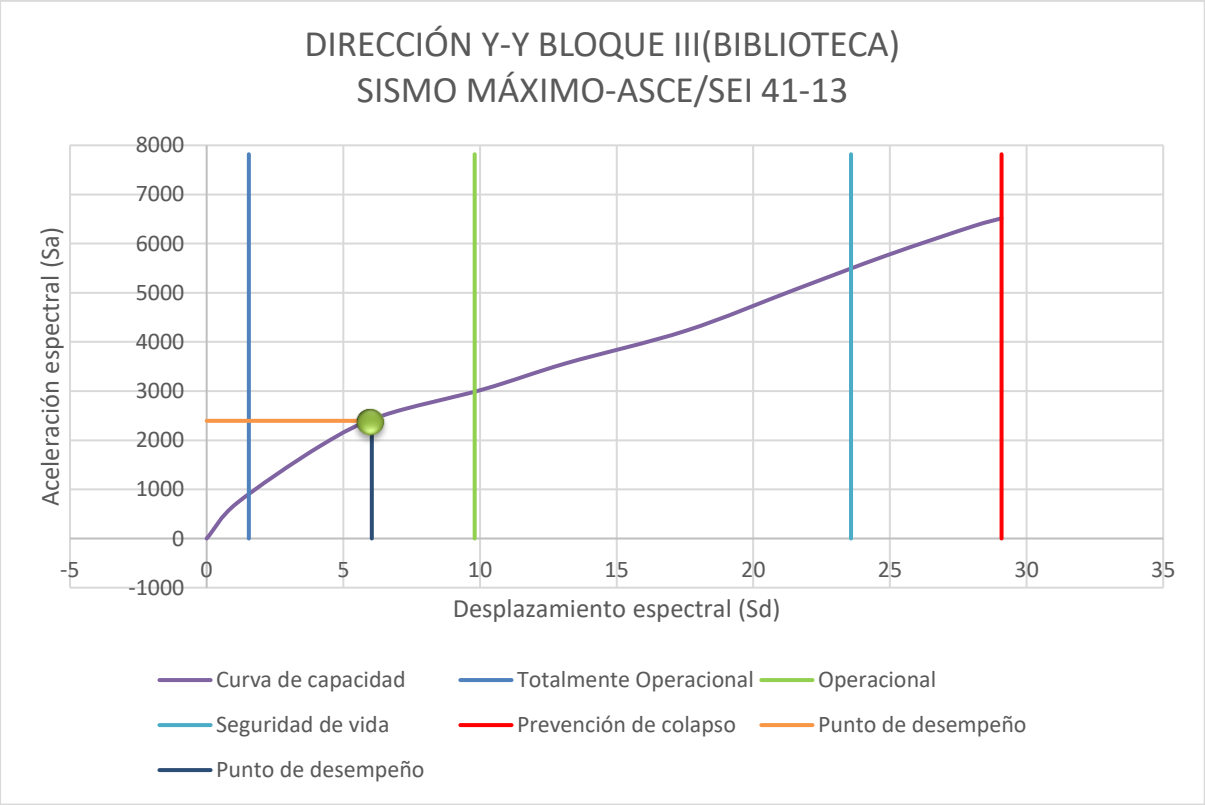


Fuente: Desarrollo propio

Para el sismo de diseño, el punto de desempeño sísmico obtenido corresponde a un desplazamiento de techo de 3.96 cm y una fuerza cortante en la base de 1808.94 tonf. Aunque el nivel de desempeño alcanzado fue superior al requerido, clasificándose como “Operacional”, se verifica el cumplimiento del objetivo de desempeño asignado para este nivel de amenaza, definido como “Seguridad de vida”, lo que refleja una respuesta estructural favorable ante solicitaciones sísmicas intermedias.

Figura 189

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo máximo del bloque III-ASCE/SEI 41-13



Fuente: Desarrollo propio

Para el sismo máximo, el punto de desempeño sísmico obtenido corresponde a un desplazamiento de techo de 6.04 cm y una fuerza cortante en la base de 2394.46 tonf. Este comportamiento se clasifica como “Operacional”, lo que representa una respuesta estructural más conservadora que la requerida. En consecuencia, se confirma el cumplimiento del objetivo

de desempeño asignado para este nivel de amenaza, definido como “Prevención del colapso”, evidenciando una capacidad adecuada para enfrentar solicitaciones extremas.

Tabla 7-8

Resumen de los niveles de desempeño en la dirección Y-Y del bloque III (biblioteca)-ASCE/SEI 41-13

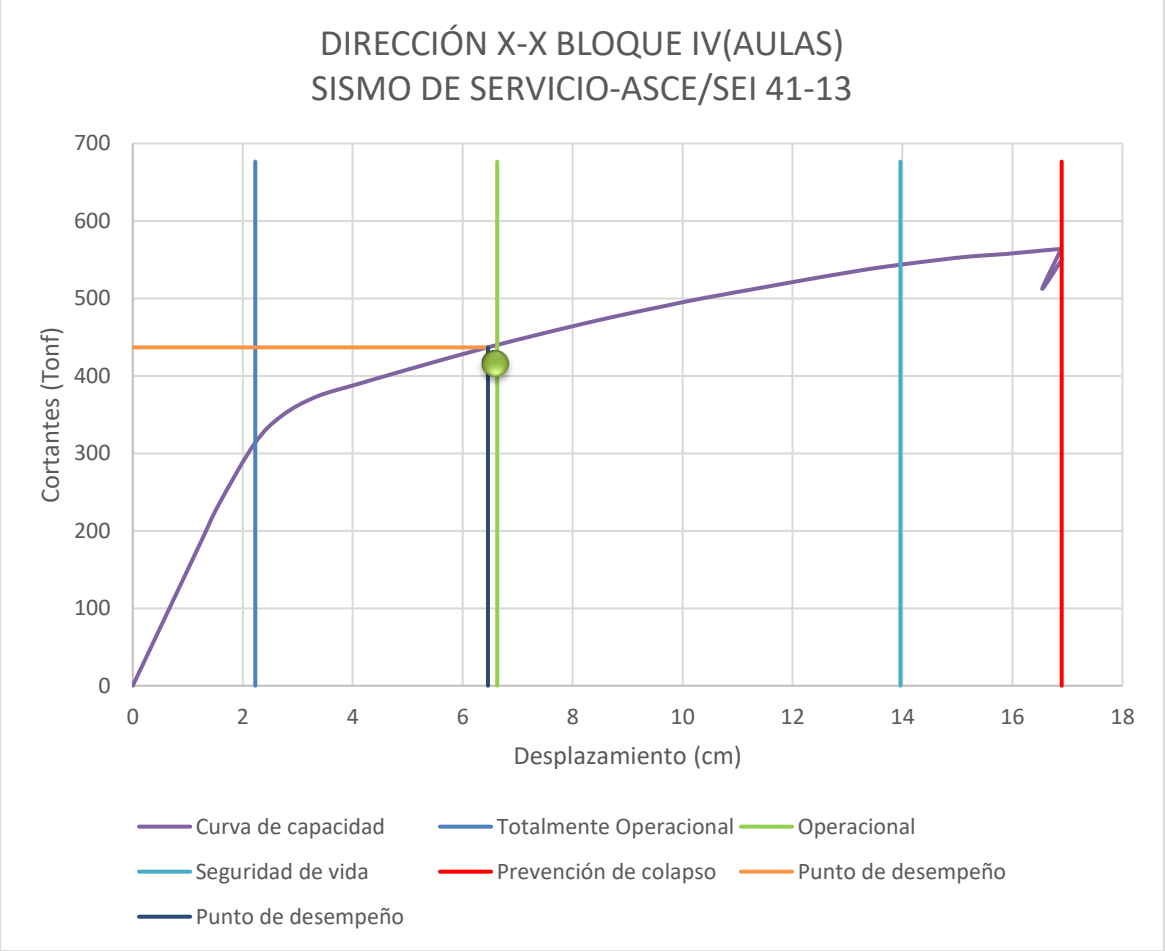
SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Operacional	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Operacional	Sí

Fuente: Desarrollo propio

7.2.3 Evaluación global en la dirección X-X del bloque IV(aulas)

Figura 190

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de servicio del bloque IV-ASCE/SEI 41-13

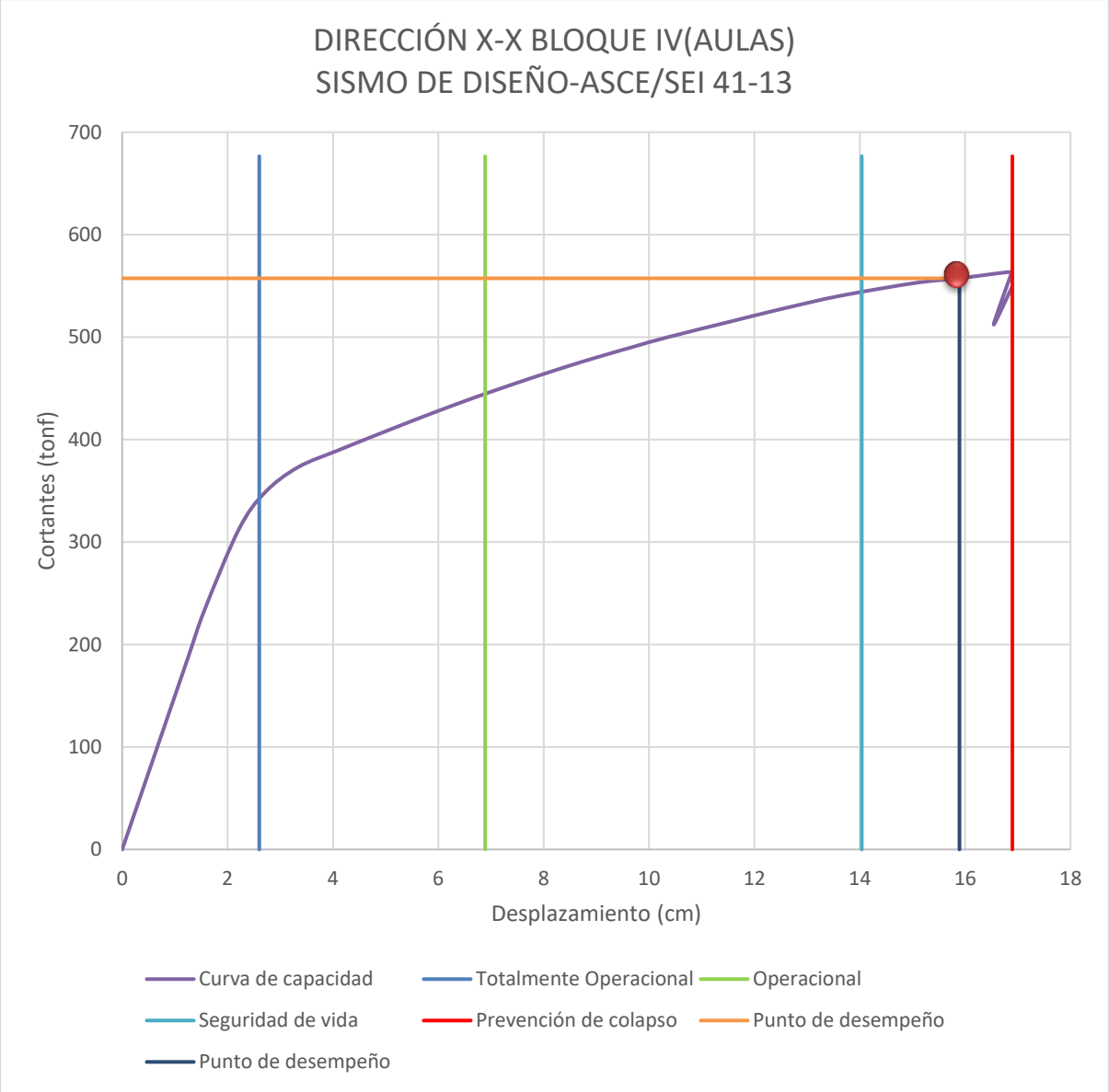


Fuente: Desarrollo propio

Según lo observado en la figura anterior, frente al sismo de servicio la estructura presentó un desplazamiento de techo de 6.46 cm y una fuerza cortante basal de 436.77 tonf. Estos valores se enmarcan dentro del nivel de desempeño “Operacional”, lo que implica que la edificación mantiene condiciones de uso inmediato y no presenta afectaciones relevantes. Por tanto, se confirma el cumplimiento del objetivo de desempeño definido para este escenario

Figura 191

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de diseño del bloque IV-ASCE/SEI 41-13

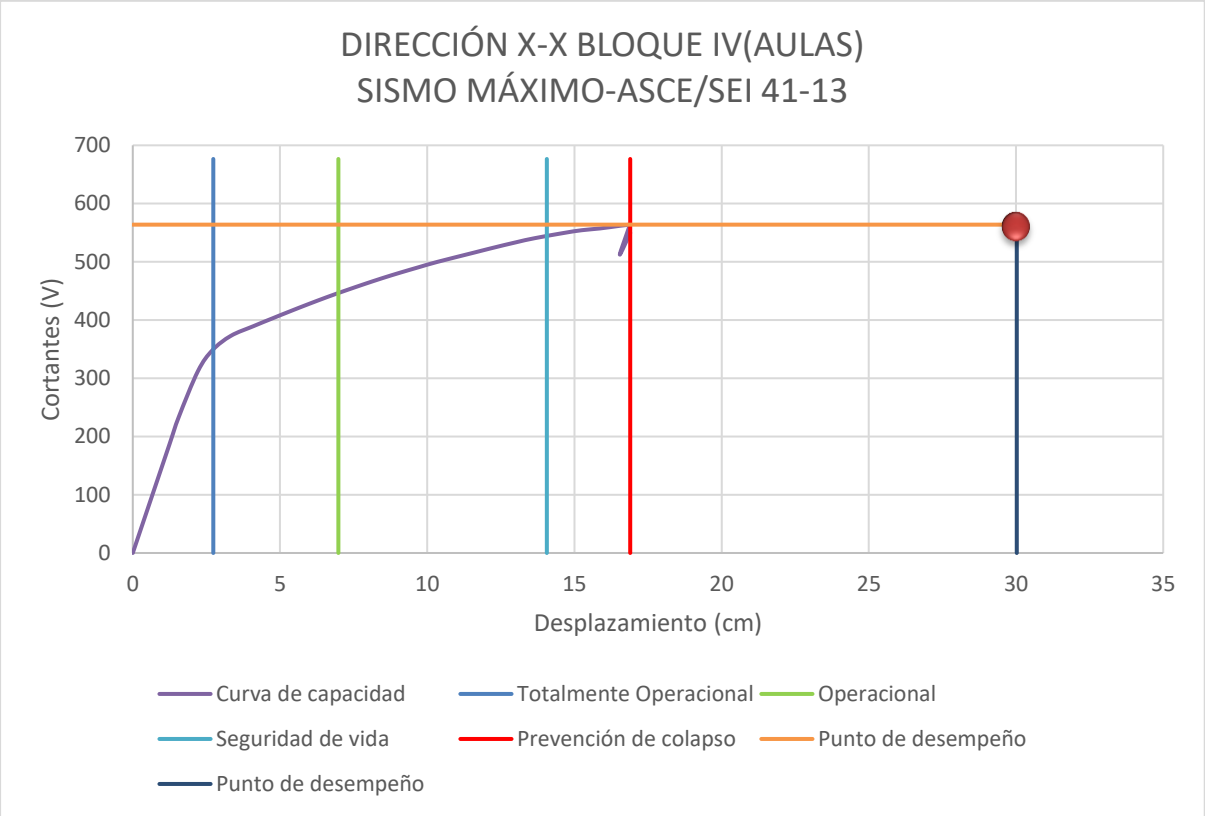


Fuente: Desarrollo propio

Según lo observado en la figura anterior, frente al sismo de diseño la estructura presentó un desplazamiento de techo de 15.89 cm y una fuerza cortante basal de 557.42 tonf. Estos valores se asocian al nivel de desempeño “Prevención del colapso”, lo que implica una condición estructural crítica. Dado que el objetivo de desempeño para este escenario es “Seguridad de vida”, se concluye que la respuesta obtenida no cumple con los criterios establecidos, evidenciando una vulnerabilidad ante solicitaciones sísmicas intermedias.

Figura 192

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo máximo del bloque IV-ASCE/SEI 41-13



Fuente: Desarrollo propio

Según lo observado en la figura anterior, frente al sismo máximo no se logró establecer un punto de desempeño sobre la curva de capacidad. Esto implica que la estructura no posee la capacidad suficiente para enfrentar las solicitaciones impuestas por este nivel de amenaza, lo que conduciría a un escenario de colapso. En consecuencia, no se alcanza el objetivo de desempeño previsto, que busca garantizar la “Prevención del colapso”.

Tabla 7-9

Resumen de los niveles de desempeño en la dirección X-X del bloque IV(aulas)-ASCE/SEI 41-13

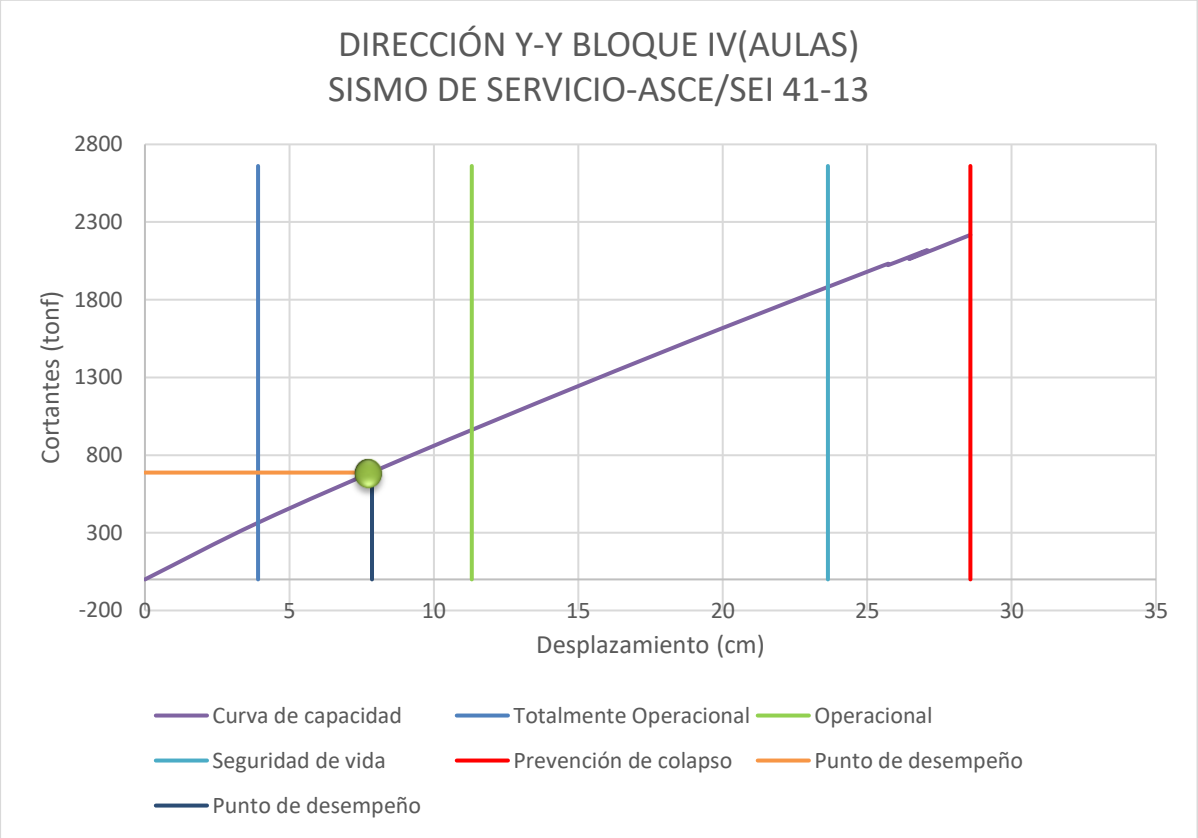
SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Prevención de colapso	No
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Fuente: Desarrollo propio

7.2.4 Evaluación global en la dirección Y-Y del bloque IV(aulas)

Figura 193

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de servicio del bloque IV-ASCE/SEI 41-13



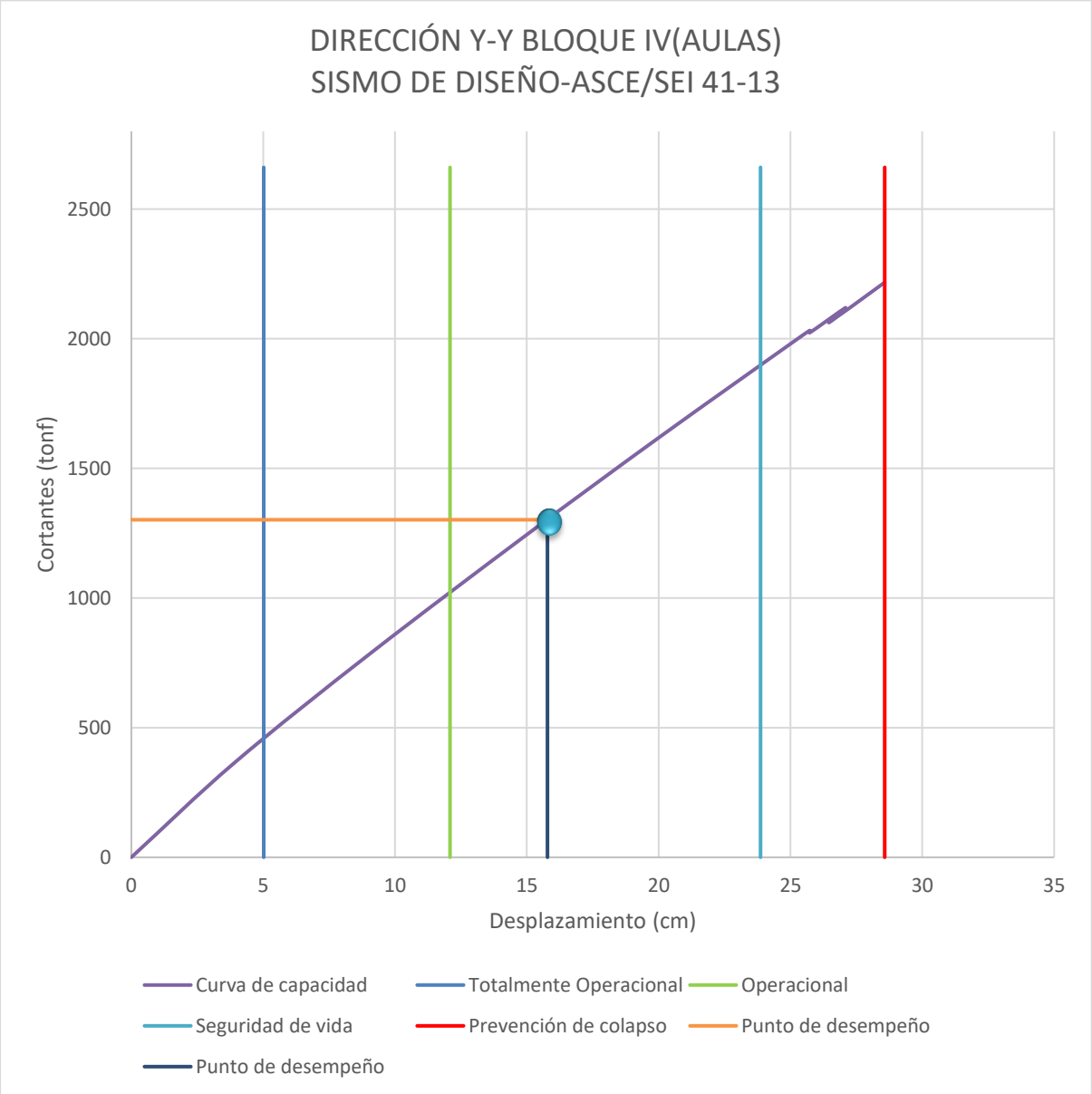
Fuente: Desarrollo propio

Según lo mostrado en la figura anterior, frente al sismo de servicio la estructura alcanzó un desplazamiento de techo de 7.86 cm y una fuerza cortante basal de 687.73 tonf. Estos valores corresponden al nivel de desempeño “Operacional”, lo que implica que la edificación

permanece funcional y sin afectaciones relevantes. En consecuencia, se cumple con el objetivo de desempeño definido para este escenario

Figura 194

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de diseño del bloque IV-ASCE/SEI 41-13



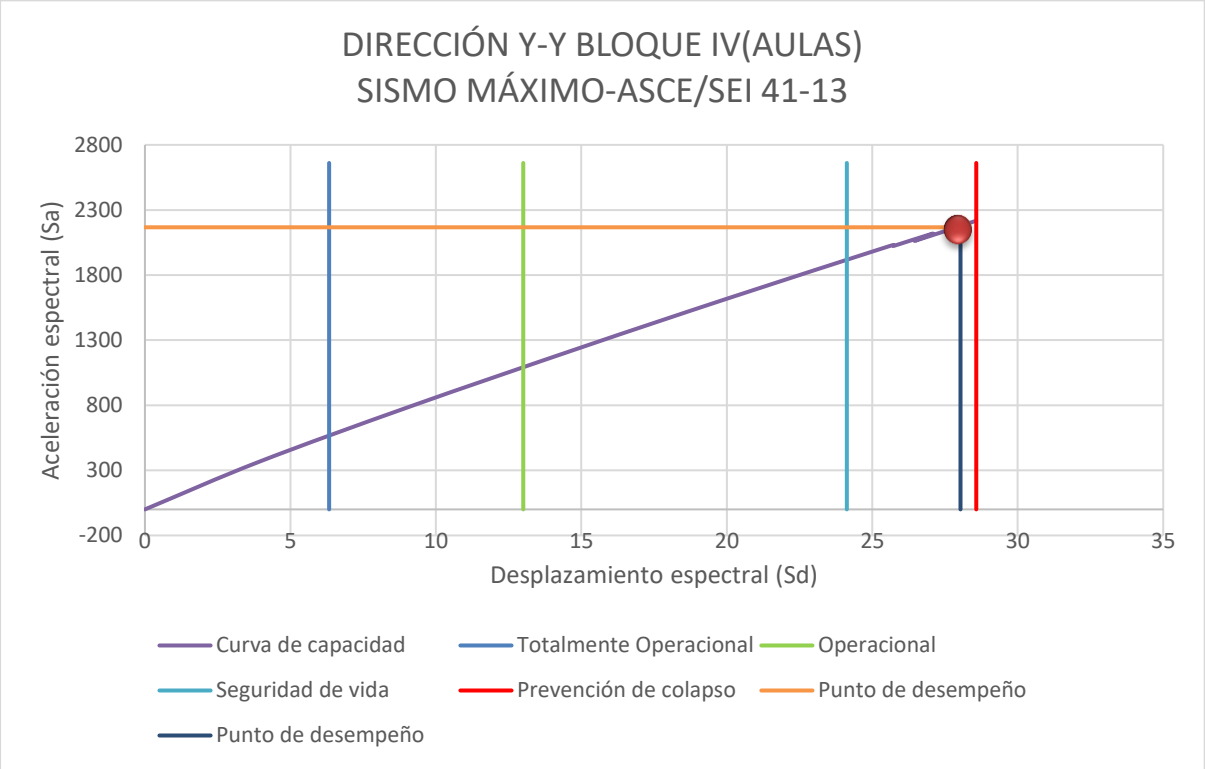
Fuente: Desarrollo propio

Según lo observado en la figura anterior, frente al sismo de diseño la estructura presentó un desplazamiento de techo de 17.56 cm y una fuerza cortante basal de 1435.63 tonf. Estos valores se enmarcan dentro del nivel de desempeño “Seguridad de vida”, lo que implica que la

edificación conserva su integridad estructural y limita los daños a un nivel moderado. Por tanto, se confirma el cumplimiento del objetivo de desempeño establecido para este escenario.

Figura 195

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo máximo del bloque IV-ASCE/SEI 41-13



Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo máximo, se obtuvo un punto de desempeño sísmico con un desplazamiento de techo de 28.03 cm y una fuerza cortante en la base de 2166.98 toneladas-fuerza. Esta respuesta se ubica dentro del nivel de desempeño “Prevención del colapso”, lo que indica que la estructura conserva su estabilidad gravitacional ante solicitaciones extremas. En consecuencia, se cumple con el objetivo de desempeño definido para este nivel de amenaza.

Tabla 7-10

Resumen de los niveles de desempeño en la dirección Y-Y del bloque IV (aulas)-ASCE/SEI 41-13

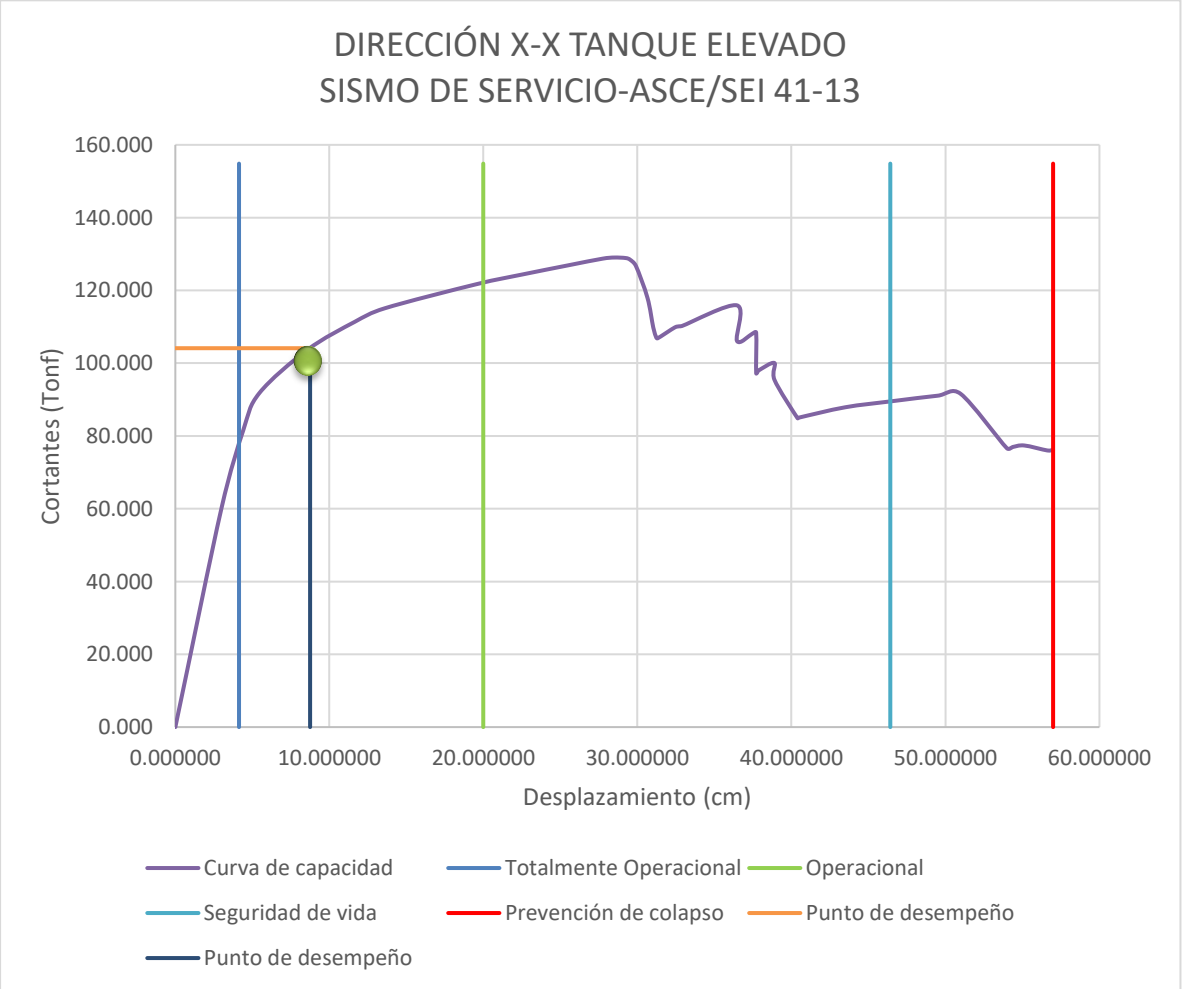
SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Seguridad de vida	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Prevención de colapso	Sí

Fuente: Desarrollo propio

7.2.5 Evaluación global en la dirección X-X del tanque elevado

Figura 196

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de servicio del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13

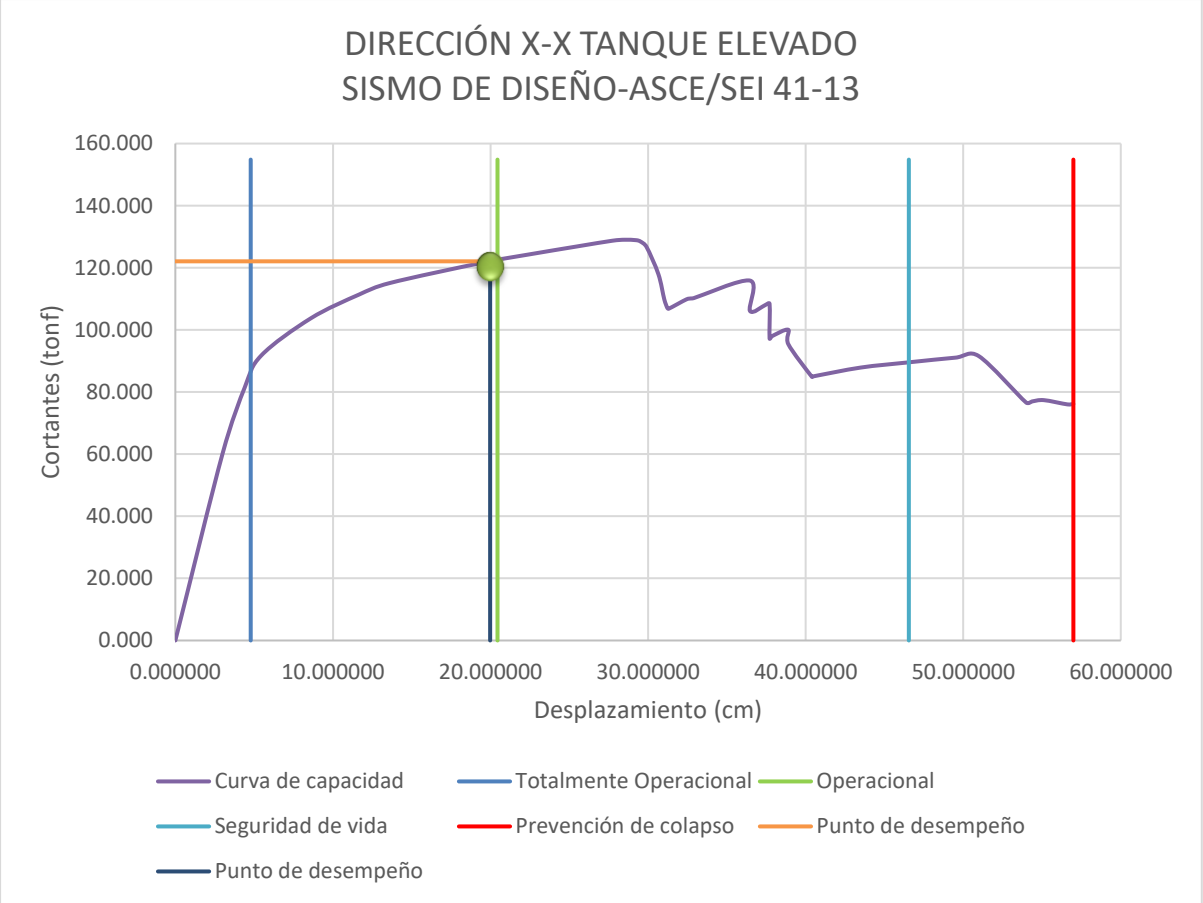


Fuente: Desarrollo propio

Según lo observado en la figura anterior, frente al sismo de servicio la estructura presentó un desplazamiento de techo de 8.75 cm y una fuerza cortante basal de 104.11 tonf. Estos valores se enmarcan dentro del nivel de desempeño “Operacional”, lo que implica que la edificación mantiene condiciones de uso inmediato y no presenta afectaciones significativas. Por tanto, se confirma el cumplimiento del objetivo de desempeño establecido para este escenario.

Figura 197

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo de diseño del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13



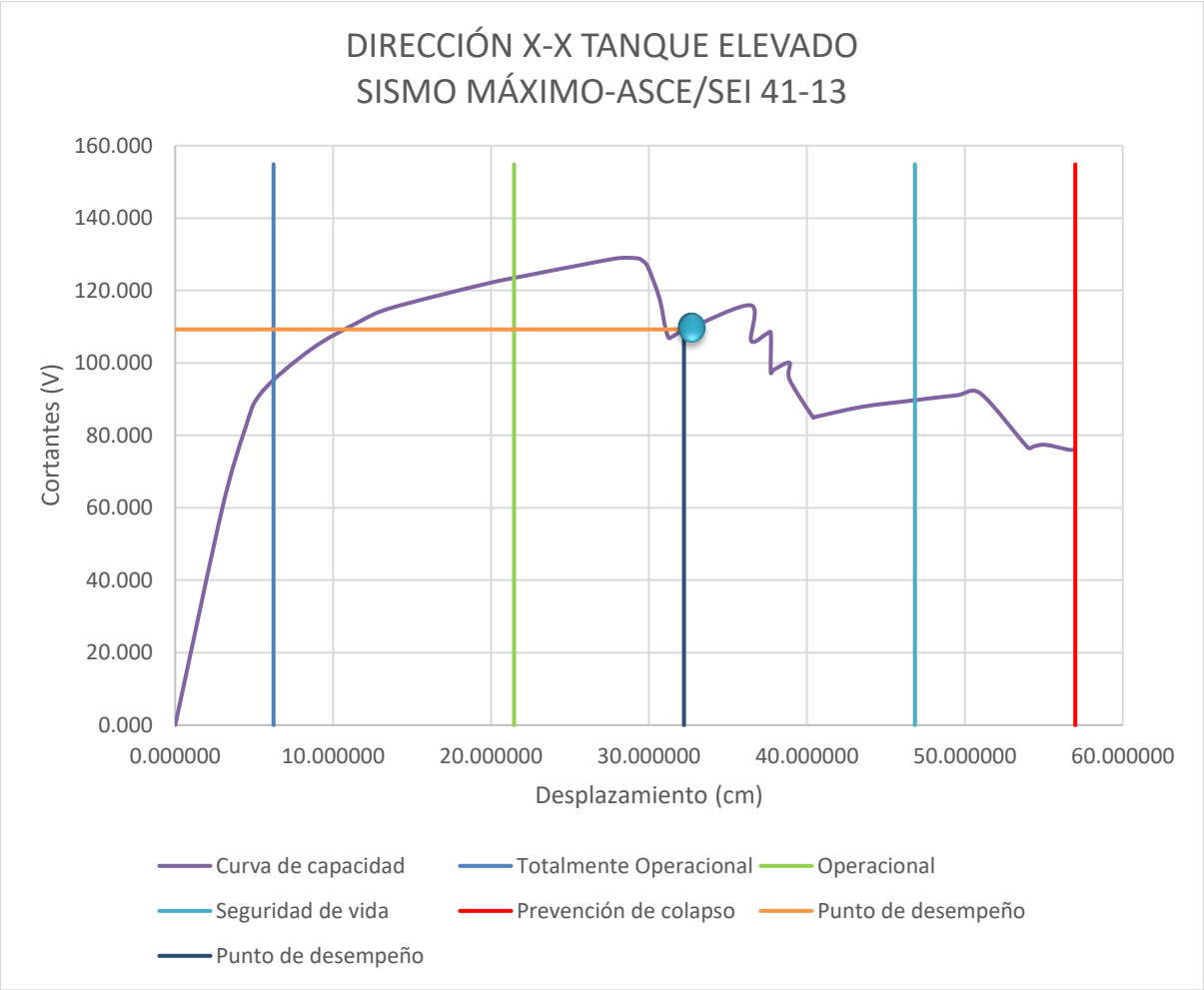
Fuente: Desarrollo propio

Para el sismo de diseño, el punto de desempeño sísmico alcanzado corresponde a un desplazamiento de techo de 20.28 cm y una fuerza cortante en la base de 122.35 tonf. Este comportamiento se clasifica dentro del estado “Operacional”, lo que representa una respuesta estructural más conservadora que la requerida. En consecuencia, se confirma el cumplimiento

del objetivo de desempeño asignado para este nivel de amenaza, definido como “Seguridad de vida”, evidenciando una capacidad adecuada para enfrentar solicitaciones intermedias.

Figura 198

Nivel de desempeño sísmico en la dirección X-X para el sismo máximo del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13



Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo máximo, se obtuvo un punto de desempeño sísmico con un desplazamiento de techo de 32.22 cm y una fuerza cortante en la base de 109.26 toneladas-fuerza. Esta respuesta se ubica dentro del nivel de desempeño “Seguridad de vida”, lo que indica que la estructura conserva su estabilidad global y permite una evacuación segura. Dado que este comportamiento supera el umbral mínimo requerido, se considera que cumple con el objetivo

de desempeño definido para este nivel de amenaza, correspondiente al estado de “Prevención del colapso”.

Tabla 7-11

Resumen de los niveles de desempeño en la dirección X-X del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13

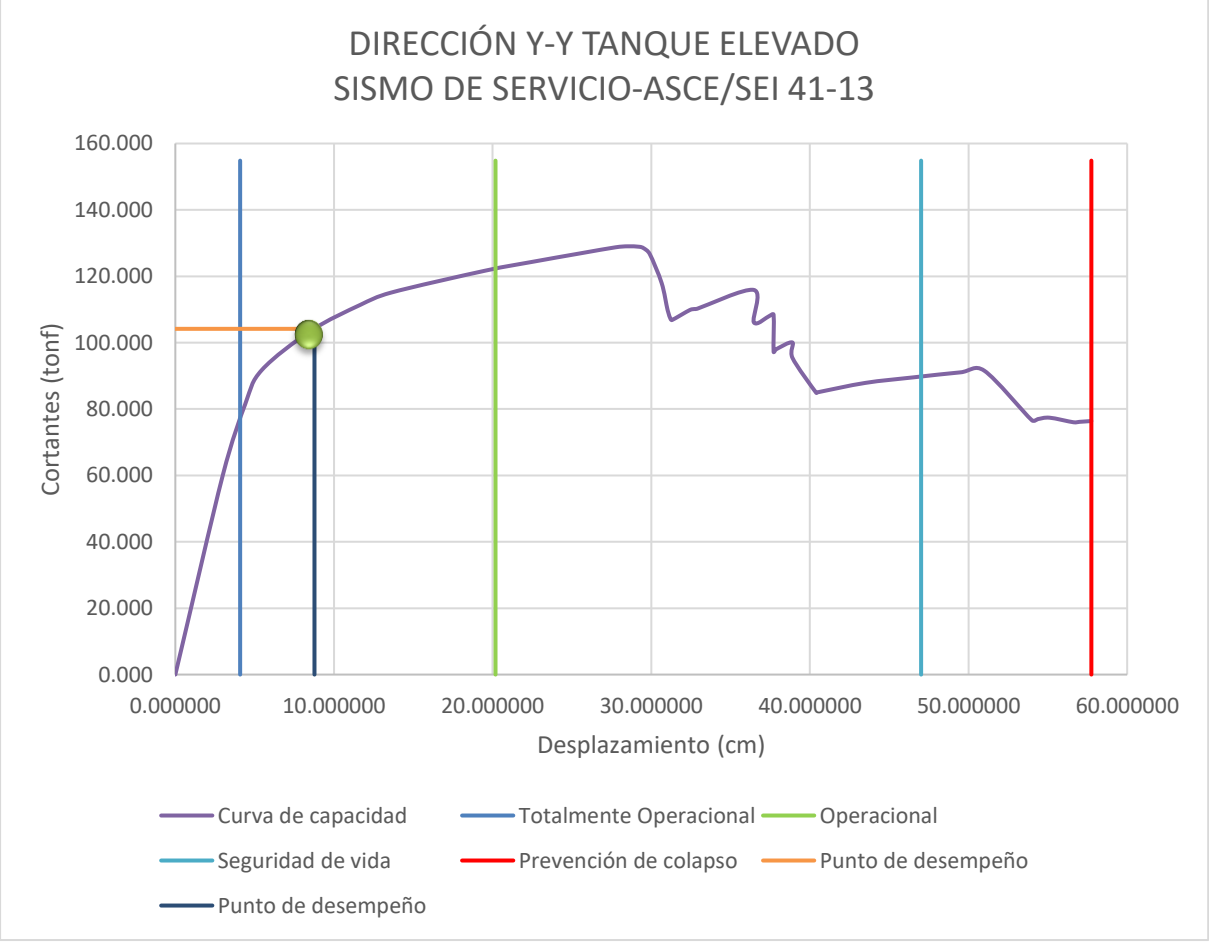
SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Operacional	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Seguridad de vida	Sí

Fuente: Desarrollo propio

7.2.6 Evaluación global en la dirección Y-Y del tanque elevado

Figura 199

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de servicio del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13

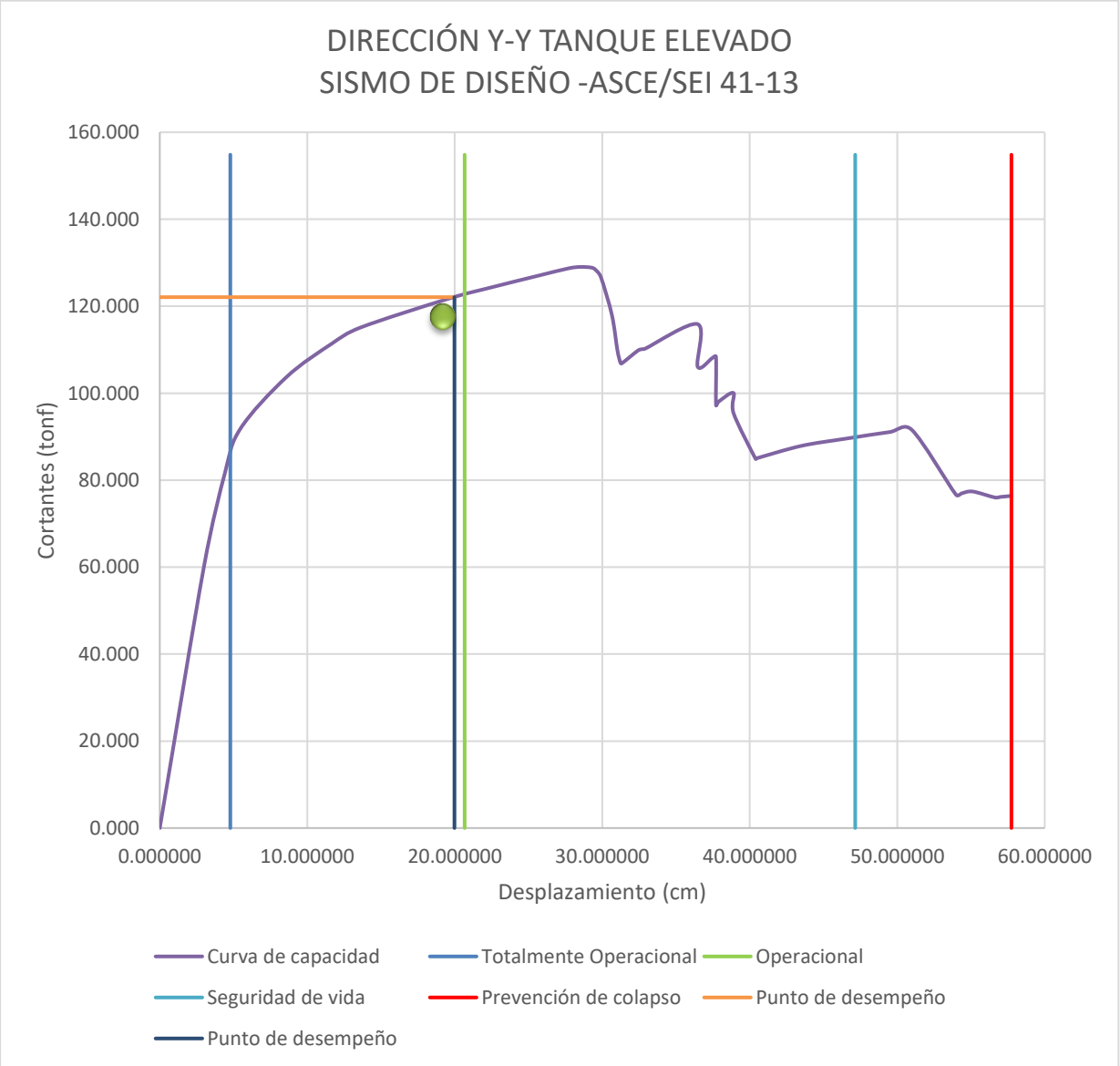


Fuente: Desarrollo propio

Para el sismo de servicio, el punto de desempeño sísmico alcanzado corresponde a un desplazamiento de techo de 8.77 cm y una fuerza cortante en la base de 104.16 tonf. Este comportamiento se clasifica dentro del estado “Operacional”, evidenciando una adecuada capacidad de la estructura para enfrentar solicitaciones de baja intensidad. Se cumple así el objetivo de desempeño asignado para este nivel de amenaza, garantizando la funcionalidad plena de la edificación

Figura 200

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo de diseño del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13



Fuente: Desarrollo propio

Según lo mostrado en la figura anterior, frente al sismo de diseño la estructura presentó un desplazamiento de techo de 20.28 cm y una fuerza cortante basal de 122.35 tonf. Estos valores se enmarcan dentro del nivel de desempeño “Operacional”, lo que implica una respuesta estructural favorable. Aunque el nivel alcanzado es superior al mínimo exigido, se verifica el cumplimiento del objetivo de desempeño establecido para este escenario, que busca garantizar la “Seguridad de vida”.

Figura 201

Nivel de desempeño sísmico en la dirección Y-Y para el sismo máximo del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13



Fuente: Desarrollo propio

En el análisis correspondiente al sismo máximo, se obtuvo un punto de desempeño sísmico con un desplazamiento de techo de 32.22 cm y una fuerza cortante en la base de 109.26 toneladas-fuerza. Esta respuesta se ubica dentro del nivel de desempeño “Seguridad de vida”, lo que indica que la estructura conserva su estabilidad global y permite una evacuación segura. Dado que este comportamiento supera el umbral mínimo requerido, se considera que cumple con el objetivo

de desempeño definido para este nivel de amenaza, correspondiente al estado de “Prevención del colapso”.

Tabla 7-12

Resumen de los niveles de desempeño en la dirección Y-Y del tanque elevado-ASCE/SEI 41-13

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Operacional	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Seguridad de vida	Sí

Fuente: Desarrollo propio

7.3 EVALUACIÓN LOCAL DEL DESEMPEÑO SÍSMICO: ANÁLISIS PUSHOVER

Complementando la evaluación , se analizó la evolución gradual del deterioro en los elementos estructurales conforme la estructura se desplaza lateralmente bajo solicitaciones sísmicas. La verificación se realizó en las direcciones “X” y “Y”, considerando los criterios de aceptación para vigas con rótulas concentradas (Tabla 2.7 de ASCE/SEI 41-13) y los parámetros de los materiales para rótulas tipo fibra. Mediante el análisis pushover, se identificaron los pasos de formación de rótulas más próximos a los puntos de desempeño sísmico previamente determinados. El estado de cada elemento se representó gráficamente en ETABS mediante colores: verde para ocupación inmediata (IO), celeste para seguridad de vida (LS) y rojo para prevención del colapso (CP), facilitando la interpretación del daño estructural en cada etapa de la respuesta.

7.3.1 Bloque III(Biblioteca)

Con el fin de caracterizar el comportamiento estructural del bloque III en la dirección X, se realizó una evaluación detallada de sus elementos, aplicando criterios de desempeño local y verificando su capacidad frente a la demanda sísmica proyectada, se identificaron los pasos del análisis pushover más cercanos al punto de desempeño sísmico correspondiente a cada nivel de amenaza. Esta aproximación permitió observar el comportamiento progresivo de las rótulas plásticas en función del desplazamiento lateral inducido por las fuerzas sísmicas.

Tabla 7-13

Steps de interés para la evaluación local en la dirección "X" del bloque III

METODOLOGÍA	NIVEL DE SISMO	CORTANTE(V)	DESPLAZAMIENTO (cm)	STEP DE INTERÉS
FEMA 440	SERVICIO	768.56	6.20	STEP 2
FEMA 440	DISEÑO	1449.10	15.04	STEP 4
FEMA 440	MÁXIMO	NI	NI	-
ASCE/SEI 41-13	SERVICIO	653.27	4.95	STEP 1
ASCE/SEI 41-13	DISEÑO	1185.82	11.18	STEP 3
ASCE/SEI 41-13	MÁXIMO	NI	NI	-

Fuente: Desarrollo propio

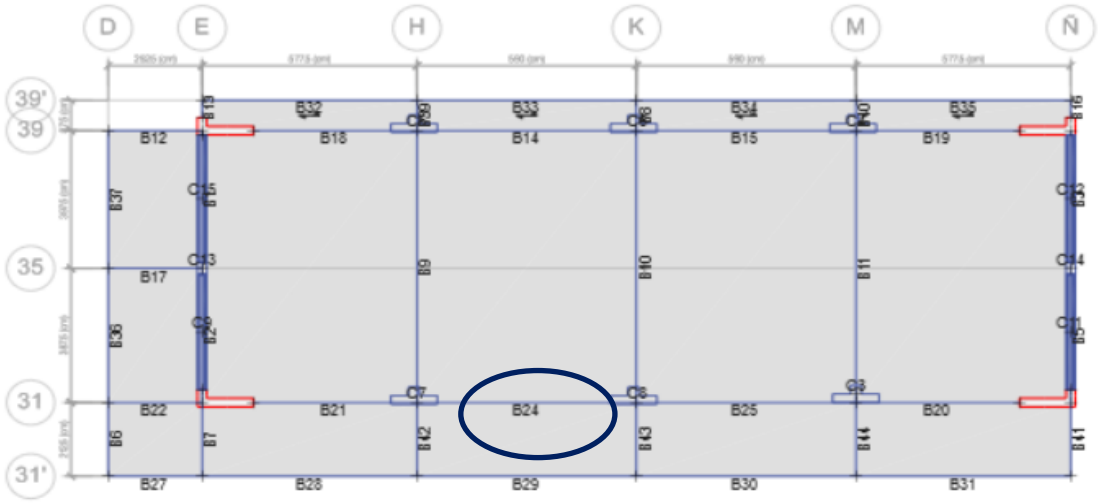
7.3.1.1 Vigas (dirección x y dirección y)

- ***Viga (eje x)***

La viga B24, ubicada entre los ejes H-K y el eje 31 en el primer nivel, fue analizada mediante el procedimiento pushover para determinar su nivel de daño en los pasos 2 y 4, los cuales se aproximan a los puntos de desempeño frente al sismo de servicio y al sismo de diseño, respectivamente. En estos estados, se evaluó la capacidad de deformación y la demanda interna de la viga, considerando los criterios de aceptación definidos por ASCE 41-13. Sin embargo, en el caso del sismo máximo en la dirección X, no se logró identificar un punto de desempeño dentro de la curva de capacidad, lo que indica que la demanda sísmica supera la resistencia disponible del sistema estructural. Esta condición sugiere un escenario de colapso, en el que los elementos no logran mantener su integridad estructural ni garantizar la seguridad requerida.

Figura 202

Ubicación de la viga B24 en el primer nivel del bloque III

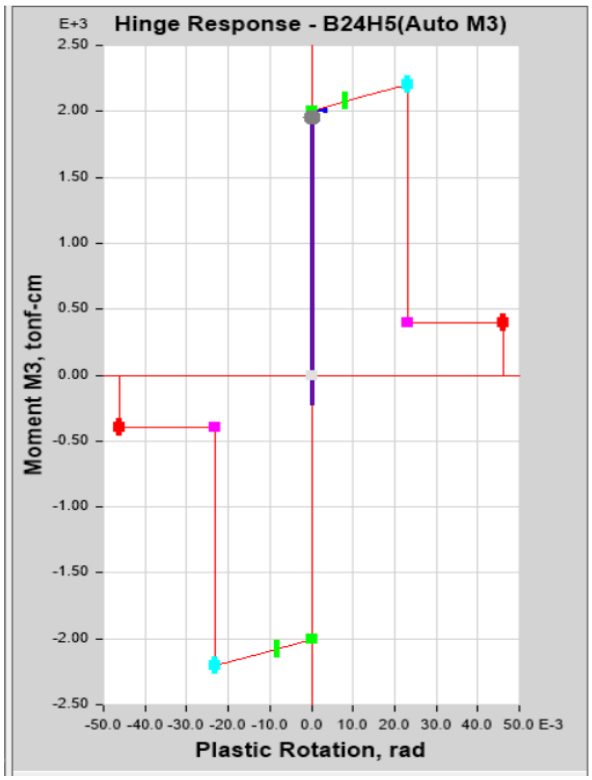


Fuente: Modelado ETABS

Para el step 2 del análisis pushover, la viga B24 presenta en su rótula B24H5 un momento flexionante de 1954.782 tonf-cm y una rotación igual a cero radianes, lo que indica que el elemento se encuentra completamente operativo frente al sismo de servicio. Posteriormente, en el paso 4, correspondiente al sismo de diseño, se observó un incremento aproximado del 3 % en el momento flexionante, alcanzando un valor de 2014.192 tonf-cm, acompañado de una rotación de 0.00262 radianes.Este comportamiento confirma que la viga mantiene su nivel de desempeño funcional bajo solicitaciones intermedias, sin evidenciar daño significativo ni pérdida de capacidad estructural.

Figura 203

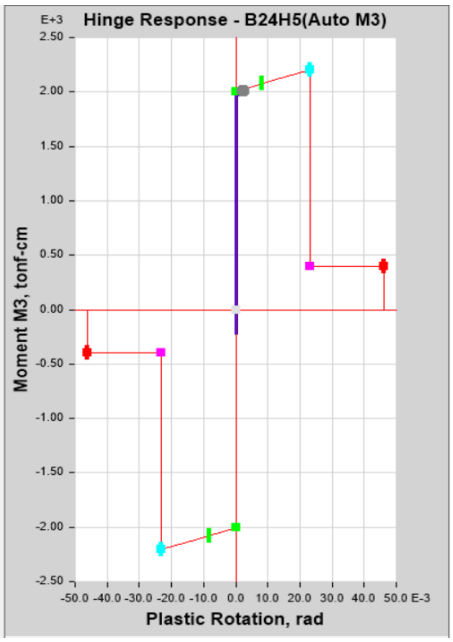
Rótula plástica de la viga B24-STEP 2 en la dirección X del bloque III



Fuente: Modelado ETABS

Figura 204

Rótula plástica de la viga B24-STEP 4 en la dirección X del bloque III



Fuente: Modelado ETABS

Para la evaluación localizada de los elementos estructurales del bloque III en la dirección “Y”, se identificaron los pasos del análisis pushover que se aproximan a los puntos de desempeño sísmico correspondientes a los distintos niveles de demanda: servicio, diseño y máximo.

Los resultados obtenidos se sintetizan en la siguiente tabla, donde se detallan los valores de cortante basal, desplazamiento superior .

Tabla 7-14

Steps de interés para la evaluación local en la dirección "Y" del bloque III

METODOLOGÍA	NIVEL DE SISMO	CORTANTE(V)	DESPLAZAMIENTO(cm)	STEP DE INTERÉS
FEMA 440	SERVICIO	1349.22	2.76	STEP 1
FEMA 440	DISEÑO	1951.96	4.41	STEP 1
FEMA 440	MÁXIMO	2541.06	6.72	STEP 2
ASCE/SEI 41-13	SERVICIO	767.01	1.23	STEP 1
ASCE/SEI 41-13	DISEÑO	1808.94	3.96	STEP 1
ASCE/SEI 41-13	MÁXIMO	2394.46	6.04	STEP 2

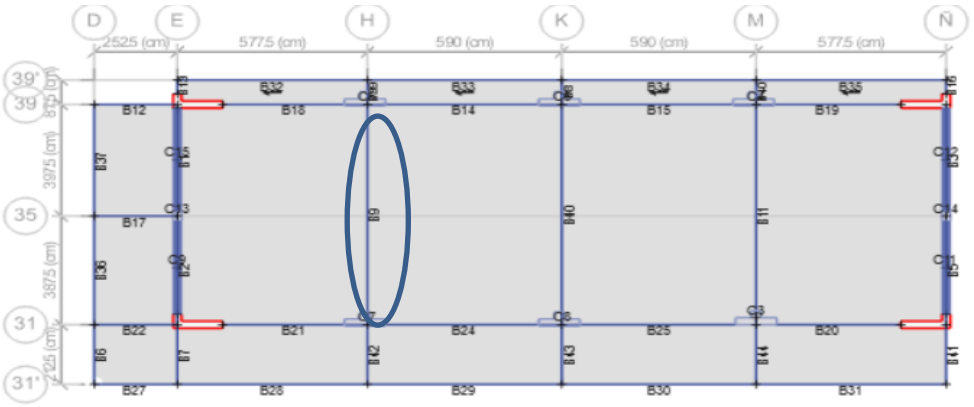
Fuente: Desarrollo propio

- ***Viga (eje Y)***

Se realizó la evaluación de la viga B9, ubicada entre los ejes 31-39 y el eje H en el segundo nivel, con el objetivo de verificar su estado de daño en los pasos 1 y 2 del análisis pushover en la dirección “Y”.El paso 1 fue considerado representativo tanto para el sismo de servicio como para el sismo de diseño, según lo indicado en la tabla anterior, lo que sugiere que el elemento mantiene un comportamiento estable frente a demandas sísmicas moderadas.En el paso 2, correspondiente al sismo máximo, se analizó la evolución del daño estructural, permitiendo identificar si el elemento alcanza o supera los límites de desempeño establecidos por la normativa.

Figura 205

Ubicación de la viga B9 en el segundo nivel del bloque III



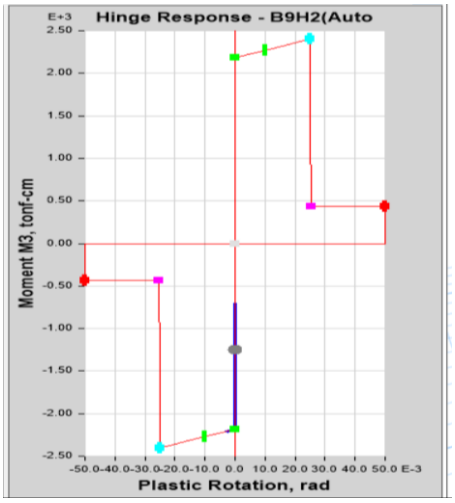
Fuente: Modelado ETABS

En el paso 1 del análisis pushover, la viga B9, específicamente en la rótula B9H2, alcanzó un momento flexionante de -1251.796 tonf-cm sin registrar rotación, lo que indica un comportamiento completamente operacional frente al sismo de servicio y al sismo de diseño. Posteriormente, en el paso 2, se observó un incremento del momento flexionante del orden del 74.7 %, alcanzando un valor de -2186.427 tonf-cm, acompañado de una rotación de -0.000178 radianes.

A pesar de este aumento en la demanda, el elemento mantuvo su nivel de desempeño, lo que confirma su estabilidad funcional incluso frente al sismo máximo en la dirección “Y”.

Figura 206

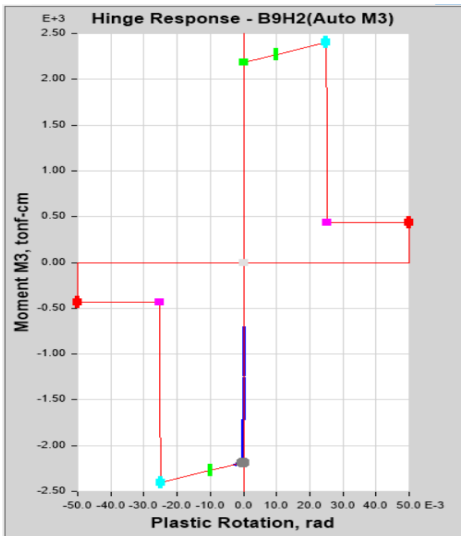
Rótula plástica de la viga B9-STEP 1 en la dirección Y del bloque III



Fuente: Modelado ETABS

Figura 207

Rótula plástica de la viga B9-STEP 2 en la dirección Y del bloque III



Fuente: Modelado ETABS

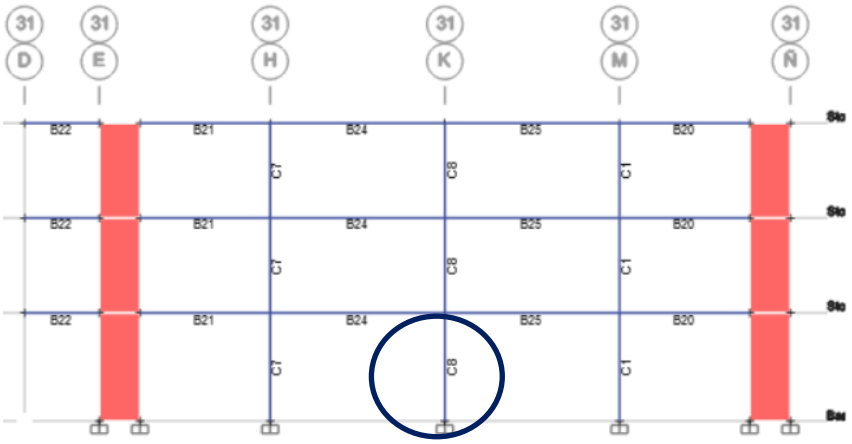
7.3.1.2 Columnas (dirección x y dirección y)

- ***Columnas (eje x)***

Se evaluó la columna C8 del primer nivel, ubicada en la intersección del eje K con el eje 31, con el fin de verificar su estado de daño en los pasos 2 y 4 del análisis pushover en la dirección X. Estos pasos corresponden a los niveles de desempeño sísmico frente al sismo de servicio y al sismo de diseño, respectivamente.Los resultados obtenidos indican que la columna mantiene un comportamiento estructural aceptable en ambos casos, sin evidenciar mecanismos de falla ni superación de los límites de rotación establecidos por la normativa. Sin embargo, para el escenario de sismo máximo, no se identificó un punto de desempeño dentro de la curva de capacidad, lo que implica que la demanda sísmica excede la resistencia disponible del sistema. Esta condición sugiere un escenario de colapso estructural, en el que los elementos no logran satisfacer los requisitos mínimos de seguridad.

Figura 208

Ubicación de la columna C8 en el primer nivel del bloque III



Fuente: Modelado ETABS

Para la evaluación de la columna, se analizarán los diagramas esfuerzo-deformación correspondientes a las fibras de los materiales que la conforman, considerando que en la presente tesis se ha adoptado el enfoque de plasticidad distribuida para los elementos verticales, como columnas y muros.Este enfoque permite representar la respuesta no lineal del elemento mediante la integración de deformaciones en múltiples fibras a lo largo de la sección transversal.

El estado de daño de cada fibra será verificado en función de los criterios de aceptación definidos por la deformación unitaria límite de sus respectivos materiales, lo que garantiza una evaluación detallada del comportamiento local frente a la demanda sísmica.

Figura 210

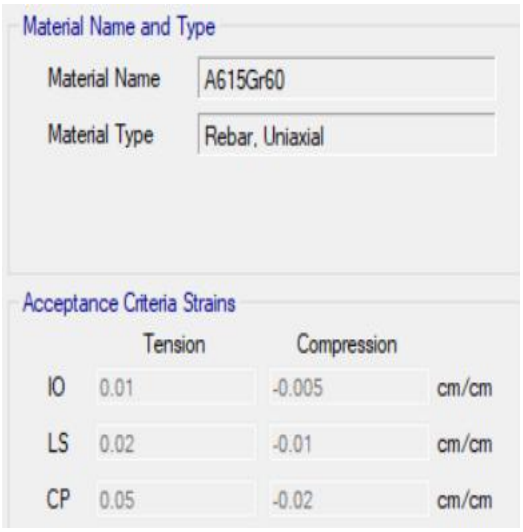
Criterios de aceptación para el concreto armado



Fuente: Modelado ETABS

Figura 209

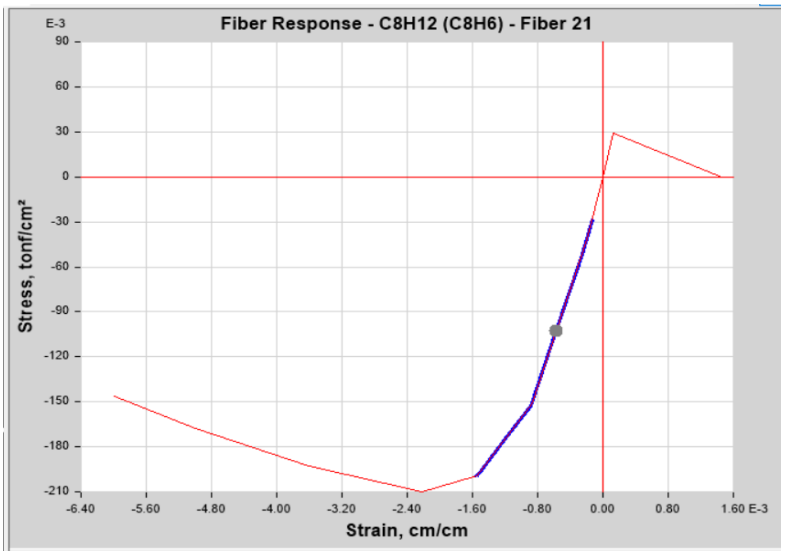
Criterios de aceptación para el acero de refuerzo



Fuente: Modelado ETABS

Figura 211

Respuesta de la fibra 21 de concreto armado-columna C8-STEP 2



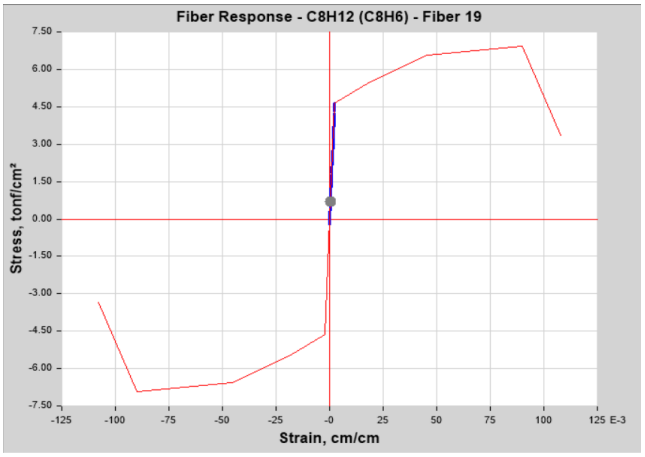
Fuente: Modelado ETABS

En el paso 2 del análisis pushover, la fibra 21 de concreto en la columna C8 presentó una deformación unitaria en compresión inferior a -0.003, lo que indica que el material se encuentra dentro de los límites aceptables definidos para su comportamiento. Este resultado confirma que la columna mantiene un desempeño totalmente operacional frente

al sismo de servicio en la dirección X, sin activación de daño significativo ni pérdida de capacidad estructural

Figura 212

Respuesta de la fibra 19 de acero de refuerzo-columna C8-STEP 2

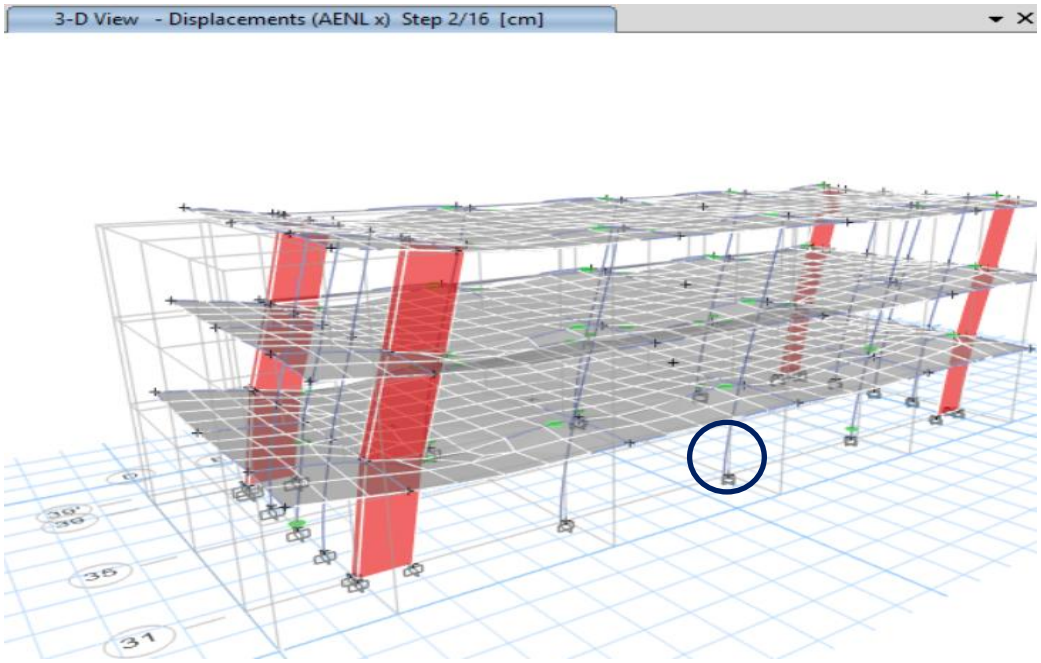


Fuente: Modelado ETABS

En el paso 2 del análisis pushover, la fibra 19 de acero de refuerzo en la columna C8 presentó una deformación unitaria en tensión de 0.000345, valor que se encuentra dentro del rango elástico del material.Este resultado indica que la fibra conserva su integridad mecánica y no ha alcanzado niveles de fluencia ni daño, por lo que se considera que el elemento se encuentra totalmente operacional frente al sismo de servicio en la dirección X.

Figura 213

Formación de rótulas plásticas para C8 en dirección X-STEP 2 del bloque III

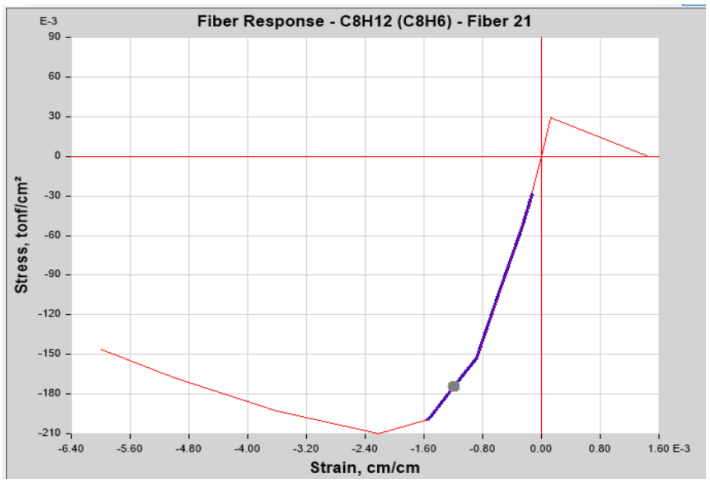


Fuente: Modelado ETABS

En la figura 213 se observa que, en el paso 2 del análisis pushover correspondiente al sismo de servicio, las rótulas asignadas a la columna no presentan ningún color de activación. Esta condición gráfica indica que no se ha superado ningún umbral de daño en las fibras constituyentes del elemento, lo que confirma un desempeño totalmente operacional. La ausencia de color en las rótulas refleja que las deformaciones unitarias de los materiales se mantienen dentro de los límites elásticos definidos en sus respectivas leyes constitutivas, validando la estabilidad funcional de la columna frente a solicitaciones sísmicas moderadas.

Figura 214

Respuesta de la fibra 21 de concreto armado-columna C8-STEP 4

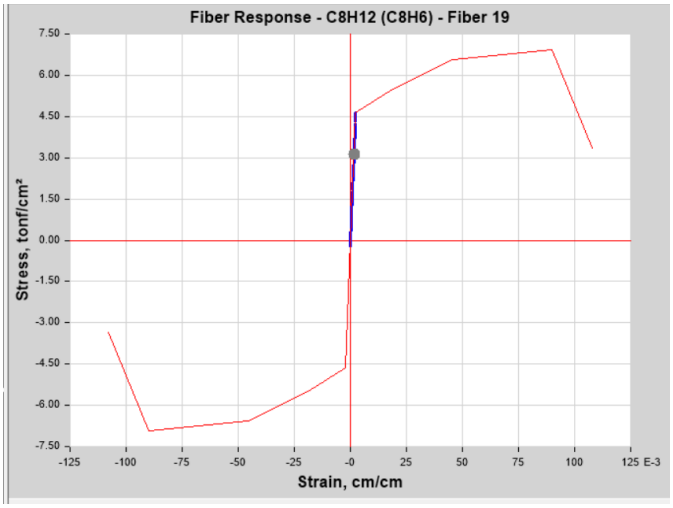


Fuente: Modelado ETABS

En el paso 4 del análisis pushover, correspondiente al sismo de diseño en dirección X, la fibra 21 de concreto en la columna C8 presentó una deformación unitaria en compresión inferior a -0.003.Este valor se encuentra dentro del rango aceptable definido por el modelo constitutivo del material, lo que indica que no se ha activado daño significativo. Por lo tanto, se concluye que la columna mantiene un desempeño totalmente operacional frente a este nivel de demanda sísmica

Figura 215

Respuesta de la fibra 19 de acero de refuerzo-columna C8-STEP 4

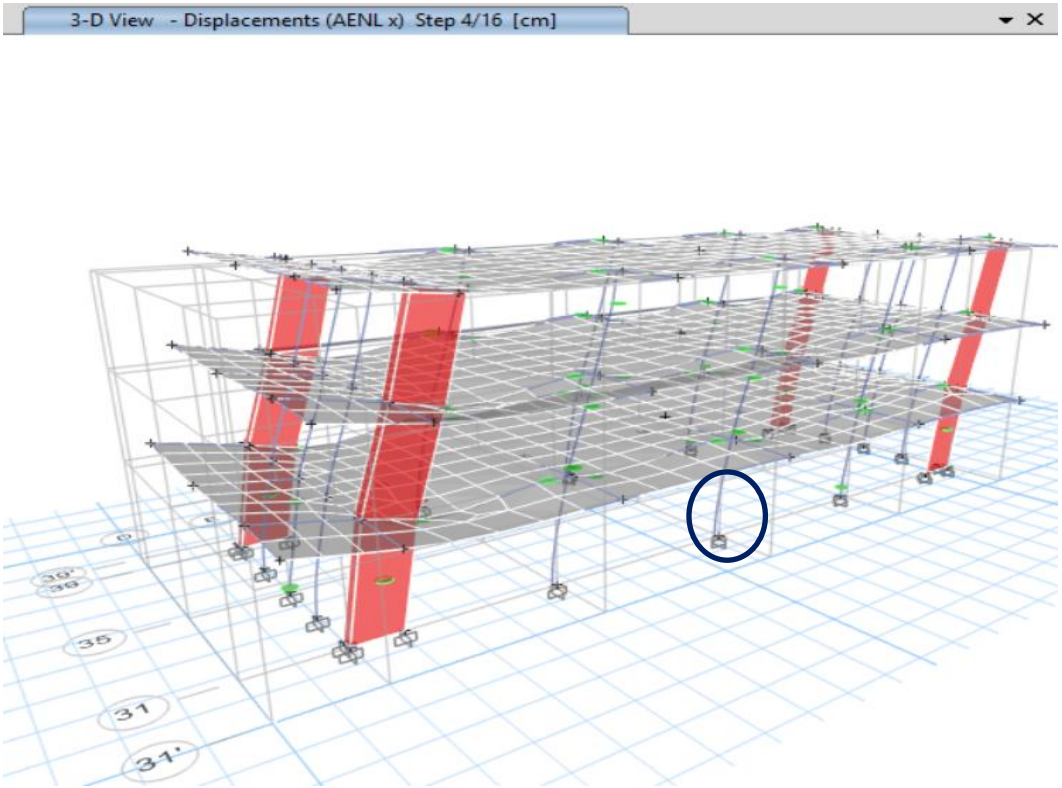


Fuente: Modelado ETABS

En el paso 4 del análisis pushover, correspondiente al sismo de diseño en dirección X, la fibra 19 de acero de refuerzo en la columna C8 presentó una deformación unitaria en tensión de 0. 001558.Este valor se encuentra dentro del rango elástico del material, sin alcanzar el límite de fluencia, lo que indica que la fibra conserva su integridad mecánica. Por lo tanto, se concluye que el elemento mantiene un desempeño totalmente operacional frente a este nivel de demanda sísmica

Figura 216

Formación de rótulas plásticas para C8 en dirección X-STEP 4 del bloque III



Fuente: Modelado ETABS

Tal como se muestra en la figura 216, durante el step 4 del análisis en dirección X, correspondiente al sismo de diseño, las rótulas asignadas a la columna no presentan color alguno, lo que indica que no se ha superado ningún umbral de daño. Este resultado sugiere que las fibras de concreto y acero que conforman el elemento se comportan dentro de los rangos aceptables de deformación unitaria, sin activación de fluencia

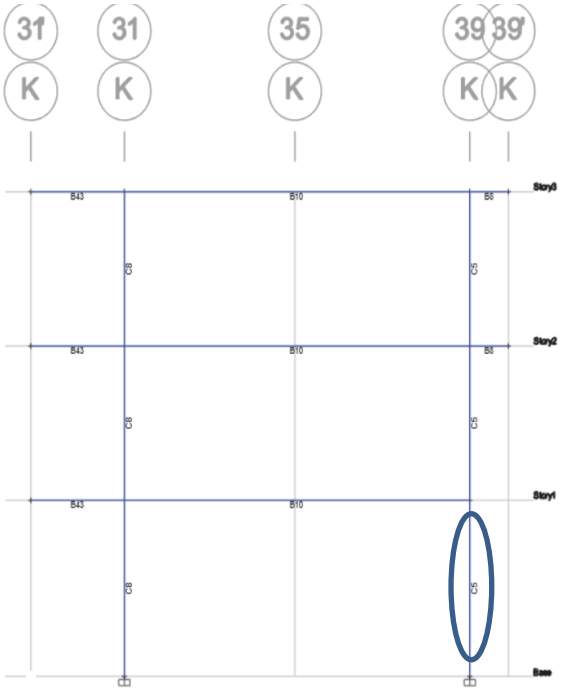
ni compresión crítica. En consecuencia, el elemento conserva su funcionalidad estructural, manteniéndose en un estado de desempeño completamente operativo.

- ***Columnas (eje Y)***
  Se procedió a evaluar la columna C5 del primer nivel, ubicada en la intersección de los ejes K y 39, con el objetivo de verificar su estado de daño en los pasos 1 y 2 del análisis pushover en dirección “Y”. El paso 1 fue identificado como representativo del punto de desempeño frente al sismo de diseño, mientras que el paso 2 corresponde al nivel de demanda asociado al sismo máximo.

Esta verificación permite caracterizar el comportamiento del elemento ante solicitaciones crecientes, y establecer si se mantiene dentro de los rangos de aceptación definidos por los modelos constitutivos de sus materiales.

Figura 217

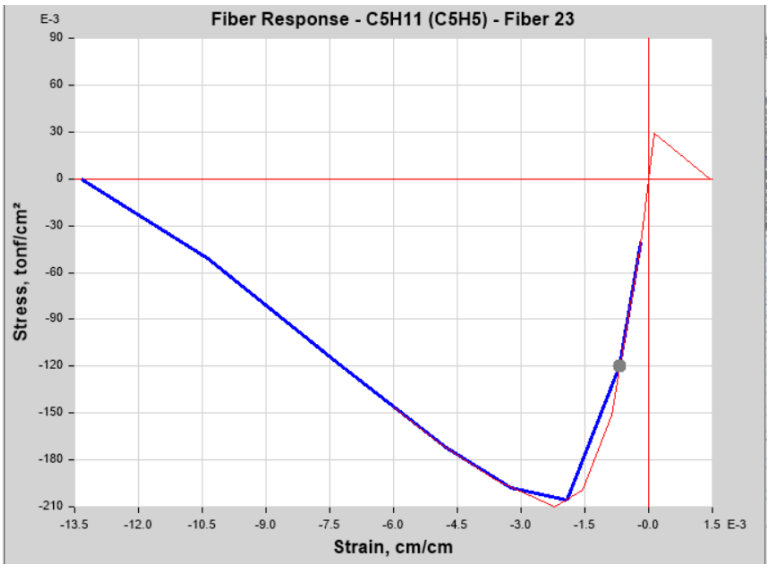
Ubicación de la columna C5 en el primer nivel del bloque III



Fuente: Modelado ETABS

Figura 218

Respuesta de la fibra 23 de concreto -columna C5-STEP 1



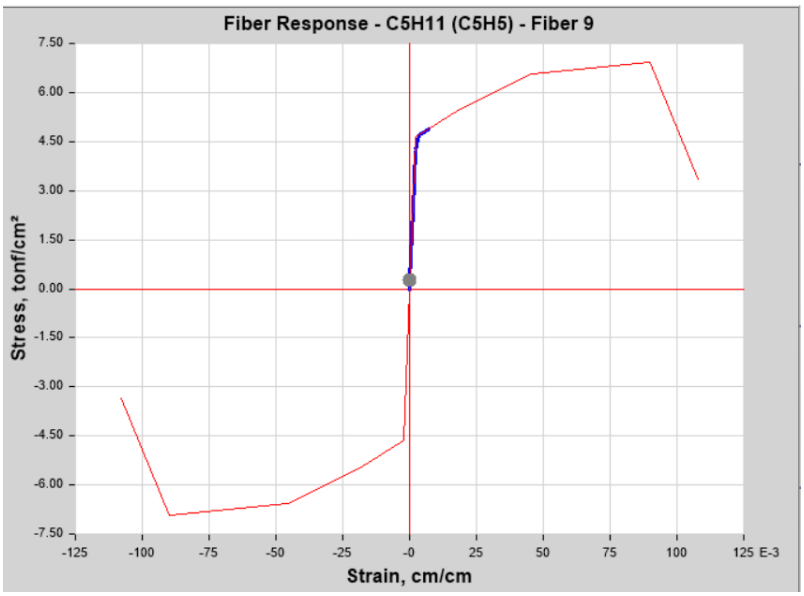
Fuente: Modelado ETABS

En el paso 1 del análisis pushover, correspondiente al sismo de diseño en dirección Y, la fibra 23 de concreto en la columna C5 presentó una deformación unitaria en compresión de -0.000675.

Este valor se encuentra dentro del rango elástico del material, sin superar los límites de aceptación definidos en su modelo constitutivo.Por lo tanto, se concluye que la columna mantiene un desempeño totalmente operacional frente a este nivel de demanda sísmica, sin evidencia de daño estructural.

Figura 219

Respuesta de la fibra 9 de acero de refuerzo-columna C5-STEP 1



Fuente: Modelado ETABS

En el paso 1 del análisis pushover, correspondiente al sismo de diseño en dirección X, la fibra 9 de acero de refuerzo en la columna C5 presentó una deformación unitaria en tensión de 0.000132.Este valor se encuentra dentro del rango elástico del material, sin alcanzar el límite de fluencia, lo que indica que la fibra conserva su integridad mecánica. Por lo tanto, se concluye que la columna mantiene un desempeño totalmente operacional frente a este nivel de demanda sísmica.

7.3.1.3 Muros estructurales (dirección X y dirección Y)

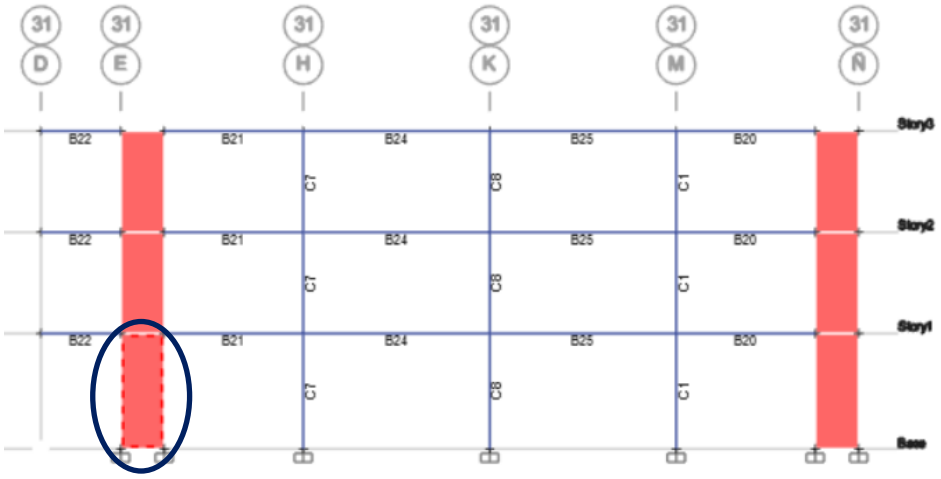
- ***Muros estructurales (dirección X)***

La evaluación de los muros estructurales se desarrolló siguiendo el mismo criterio aplicado a las columnas, utilizando el modelo de plasticidad distribuida para representar la respuesta no lineal de sus fibras constituyentes.Se eligió el muro W12, ubicado en la intersección de los ejes E y 31 en el primer nivel, por presentar la mayor concentración de rótulas plásticas en los análisis previos.La verificación se realizó en los steps 2 y 4 del análisis pushover, correspondientes al sismo de servicio y al sismo de diseño, respectivamente, con el

objetivo de identificar el nivel de daño y el estado de desempeño del elemento bajo solicitaciones sísmicas progresivas.

Figura 220

Ubicación del muro W12 en el primer nivel del bloque III



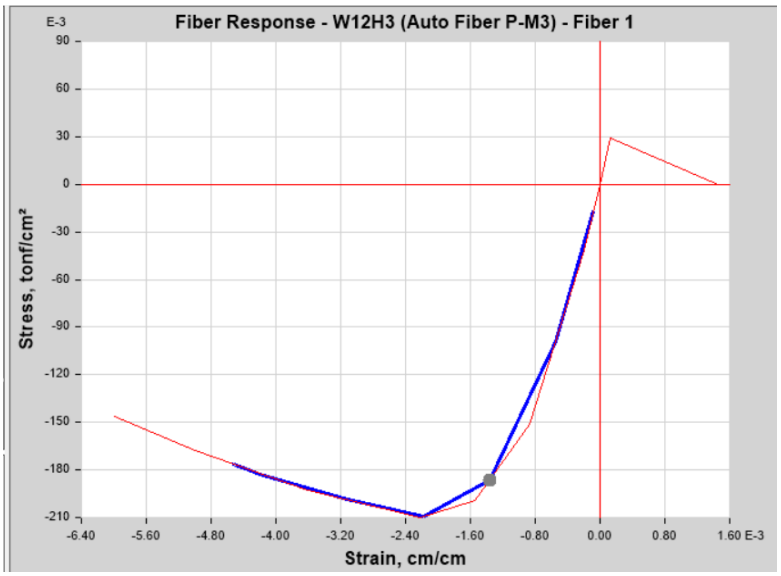
Fuente: Modelado ETABS

Dado que el muro fue modelado utilizando el enfoque de plasticidad distribuida tipo fibra, se analizaron los diagramas esfuerzo-deformación de las fibras de concreto y acero de refuerzo que lo componen.Este procedimiento permite observar la evolución del daño en cada fibra, considerando su respuesta individual frente a la demanda impuesta por el análisis pushover.

La verificación se realizó comparando las deformaciones unitarias alcanzadas con los límites de aceptación definidos para cada material, lo que permite determinar si el muro conserva su funcionalidad estructural o si se aproxima a condiciones críticas.

Figura 221

Respuesta de la fibra 1 de concreto armado-muro W12-STEP 2

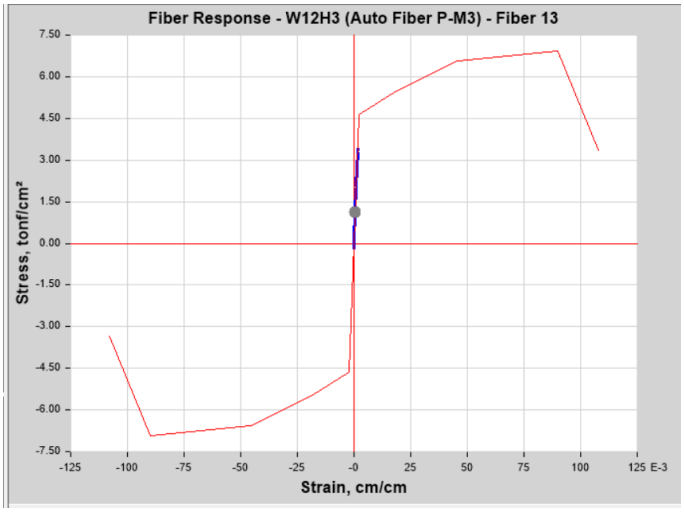


Fuente: Modelado ETABS

Durante el step 2 del análisis en dirección X, se verificó que la fibra 1 de concreto en el muro W12 alcanzó una deformación unitaria en compresión de -0.001355. Este valor está por debajo del umbral crítico para el concreto, lo que indica que la fibra conserva su integridad mecánica y no presenta signos de deterioro ni plastificación. En consecuencia, el elemento se considera completamente operativo frente al sismo de servicio, manteniendo su funcionalidad estructural sin comprometer el desempeño global.

Figura 222

Respuesta de la fibra 13 de acero de refuerzo-muro W12-STEP 2

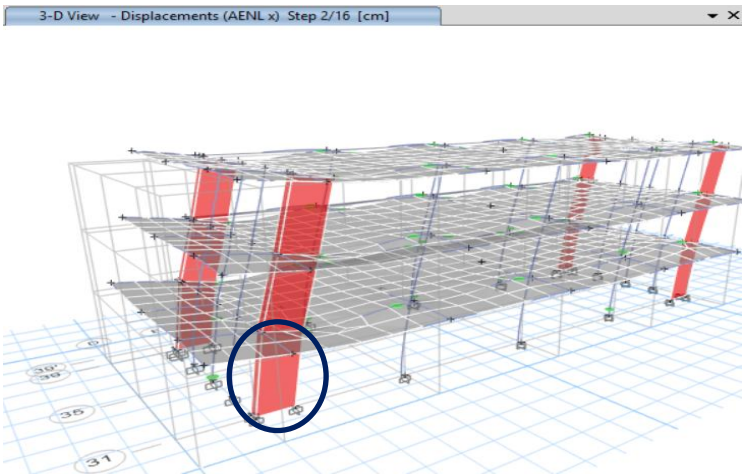


Fuente: Modelado ETABS

Durante el step 2 del análisis en dirección X, se verificó que la fibra 13 de acero de refuerzo en el muro W12 alcanzó una deformación unitaria en tensión de 0.000562. Este valor está por debajo del umbral de fluencia típico para el acero estructural, lo que indica que la fibra se comporta dentro del régimen elástico, sin activación de mecanismos plásticos. En consecuencia, el muro se considera completamente operativo frente al sismo de servicio, manteniendo su funcionalidad estructural sin comprometer el desempeño global.

Figura 223

Formación de rótulas plásticas para W12 en dirección X-STEP 2 del bloque III

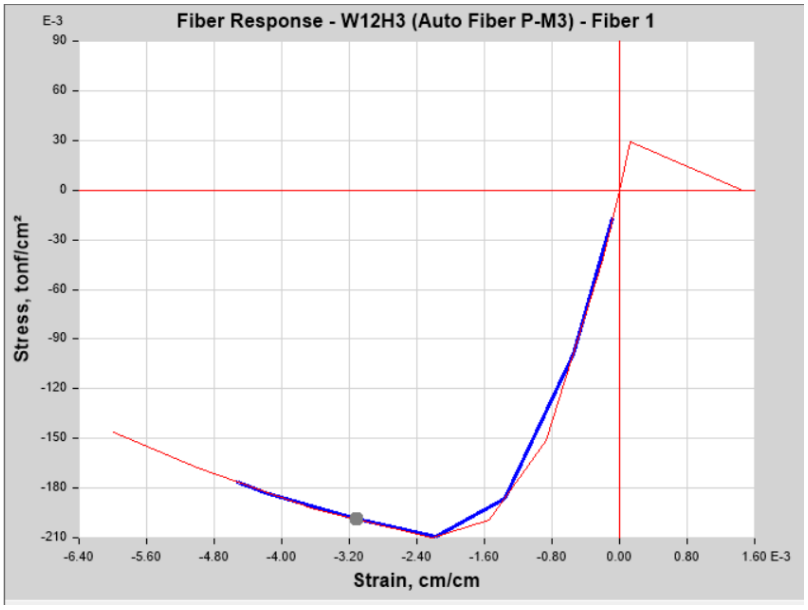


Fuente: Modelado ETABS

En la figura 217 se observa que, en el paso 2 del análisis pushover correspondiente al sismo de servicio, las rótulas asignadas al muro W12 no presentan coloración alguna. Esta condición gráfica indica que no se ha activado ningún mecanismo de daño en las fibras constituyentes del elemento, lo que confirma que todas las deformaciones unitarias se mantienen dentro de los rangos elásticos definidos por sus respectivos materiales. Por lo tanto, se concluye que el muro se encuentra en un estado de desempeño totalmente operacional frente a este nivel de demanda sísmica.

Figura 224

Respuesta de la fibra 1 de concreto para el muro W12-STEP 4

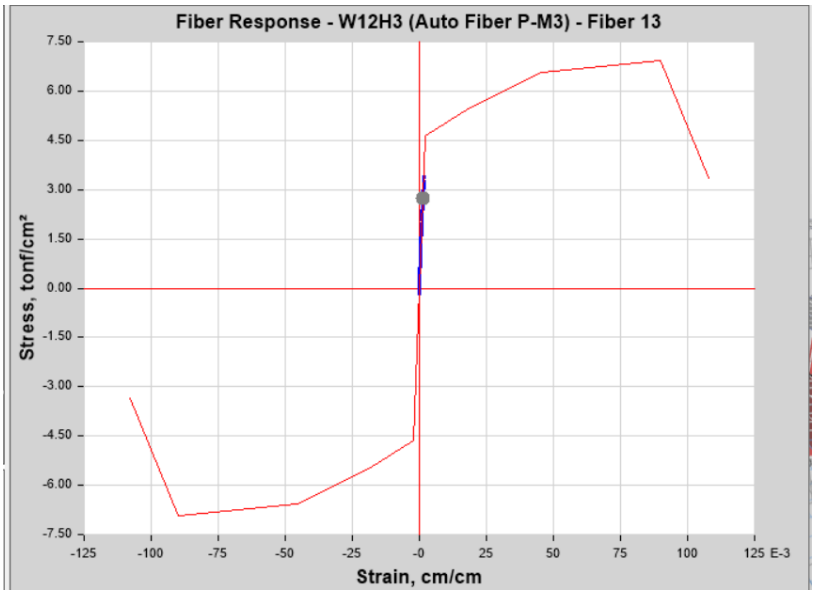


Fuente: Modelado ETABS

En el paso 4 del análisis pushover, correspondiente al sismo de diseño en dirección X, la fibra 1 de concreto en el muro W12 presentó una deformación unitaria en compresión de -0.00312. Este valor se encuentra dentro del rango definido para el estado de ocupación inmediata (IO), según los criterios de aceptación por deformación unitaria del concreto.Por lo tanto, se concluye que el muro conserva su funcionalidad estructural frente a este nivel de demanda sísmica, sin activación de daño severo ni pérdida de capacidad resistente.

Figura 225

Respuesta de la fibra 13 de acero de refuerzo-muro W12-STEP 4



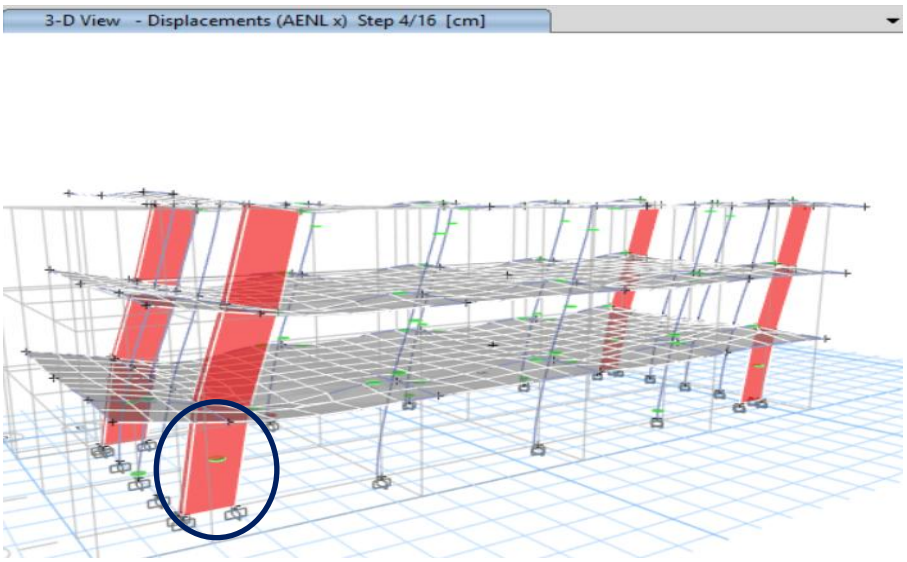
Fuente: Modelado ETABS

Durante el step 4 del análisis en dirección X, se verificó que la fibra 13 de acero de refuerzo en el muro W12 alcanzó una deformación unitaria en tensión de 0.001373. Este valor está por debajo del umbral de fluencia típico para el acero estructural, lo que indica que la fibra se comporta dentro del régimen elástico, sin activación de plastificación ni daño localizado.

En consecuencia, el muro se considera completamente operativo frente al sismo de diseño, manteniendo su funcionalidad estructural y su capacidad de carga.

Figura 226

Formación de rótulas plásticas para W12 en dirección X-STEP 4 del bloque III



Fuente: Modelado ETABS

Tal como se muestra en la figura 220, durante el step 4 del análisis en dirección X, correspondiente al sismo de diseño, la rótula tipo fibra asignada al muro W12 aparece coloreada de verde.Este resultado refleja que la fibra 1 de concreto ha alcanzado una deformación unitaria compatible con el estado de ocupación inmediata (IO), sin comprometer la estabilidad ni la capacidad funcional del elemento.En consecuencia, el muro se considera operativo y seguro frente a solicitaciones sísmicas intermedias, manteniendo su integridad estructural sin requerir intervención inmediata.

7.3.2 Bloque IV (Aulas)

Para la evaluación local en los elementos estructurales del bloque IV en la dirección X ,se obtuvieron los steps próximos al punto de desempeño para los diferentes niveles de sismo, como lo especifica la siguiente tabla.

Tabla 7-15

Steps de interés para la evaluación local en la dirección "X" del bloque IV

METODOLOGÍA	NIVEL DE SISMO	CORTANTE(V)	DESPLAZAMIENTO (cm)	STEP DE INTERÉS
FEMA 440	SERVICIO	406.94	4.94	STEP 9
FEMA 440	DISEÑO	NI	NI	-
FEMA 440	MÁXIMO	NI	NI	-
ASCE/SEI 41-13	SERVICIO	436.77	6.46	STEP 8
ASCE/SEI 41-13	DISEÑO	557.42	15.89	STEP 20
ASCE/SEI 41-13	MÁXIMO	NI	NI	-

Fuente: Desarrollo propio

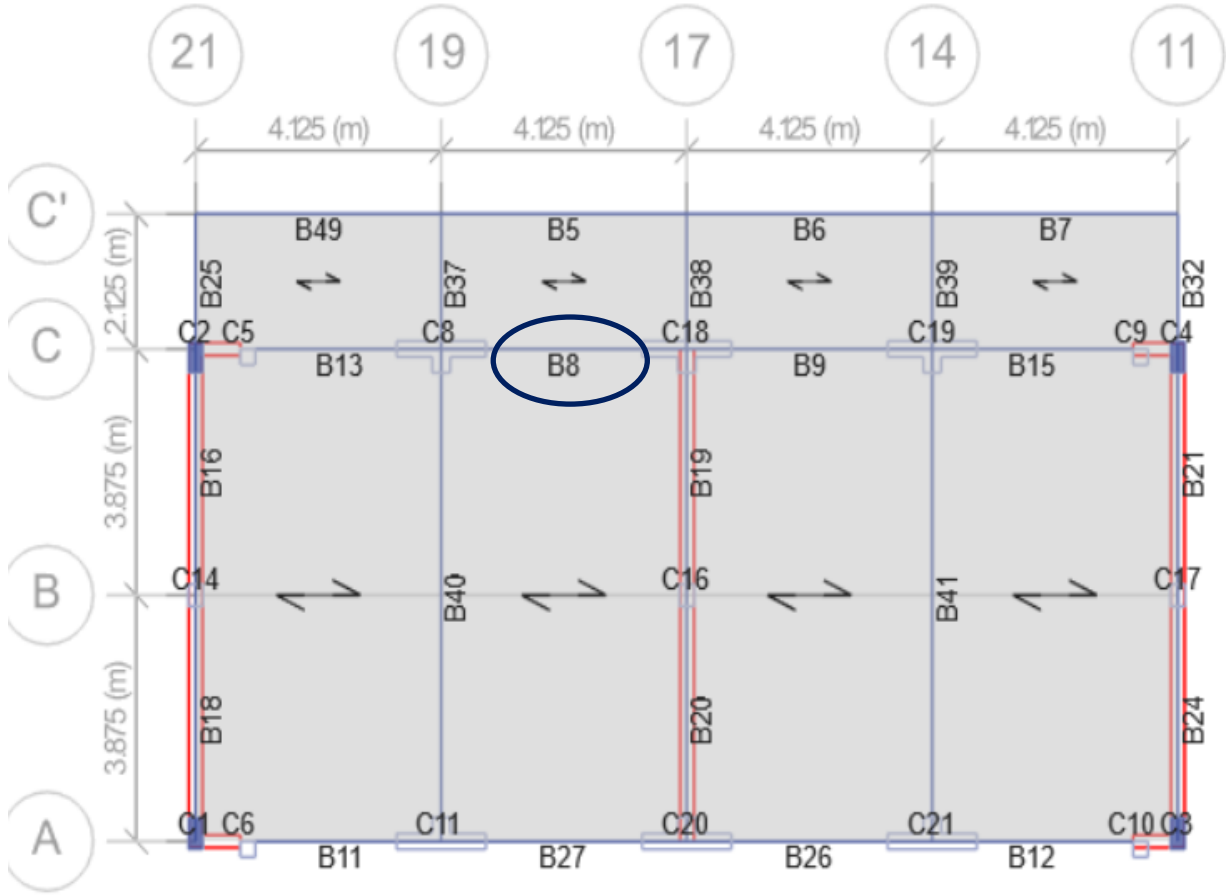
7.3.2.1 Vigas (dirección x y dirección y)

- ***Vigas (dirección X)***

  Se evaluó la viga B8, ubicada entre los ejes 19–17 y el eje C en el cuarto nivel, con el objetivo de verificar su estado de daño en los pasos 9 y 20 del análisis pushover, correspondientes al punto de desempeño sísmico frente al sismo de servicio y al sismo de diseño, respectivamente.Para el caso del sismo máximo en dirección X, se determinó que no existe un punto de desempeño definido, lo que implica que los elementos estructurales asociados a esta condición superan sus límites de capacidad y se asume su colapso.

Figura 227

Ubicación de la viga B8 en el cuarto nivel del bloque IV

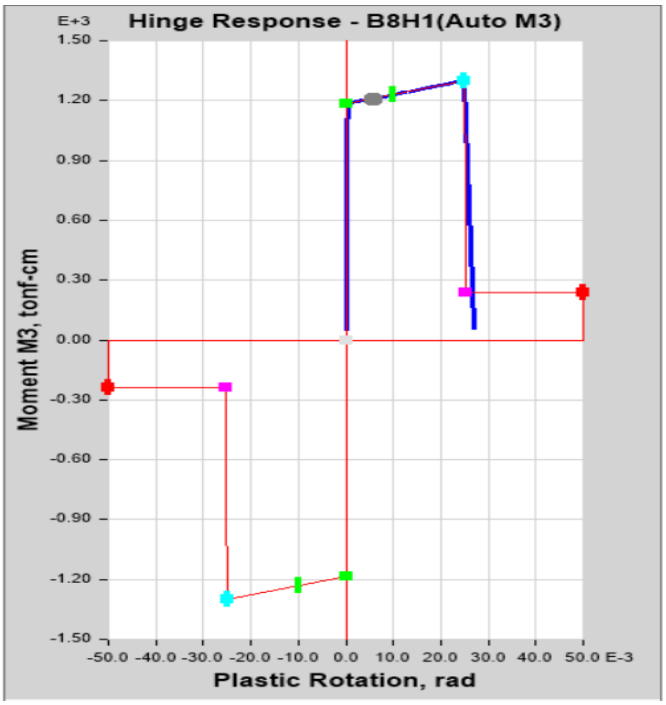


Fuente: Modelado ETABS

En el paso 9 del análisis pushover, correspondiente al sismo de servicio, la rótula tipo fibra B8H1 de la viga B8 presentó un momento flexionante de 1210.013 tonf·cm y una rotación de 0.005876 radianes.Estos valores se encuentran dentro del rango elástico del modelo constitutivo, sin activación de daño, por lo que se considera que el elemento se encuentra totalmente operacional frente a este nivel de demanda sísmica.Asimismo, en el paso 20, correspondiente al sismo de diseño, se registró un momento flexionante de 1270.305 tonf·cm y una rotación de 0.018626 radianes, lo que ubica a la rótula en el estado de desempeño de ocupación inmediata (IO), según los criterios de aceptación por rotación plástica definidos en la presente tesis.

Figura 228

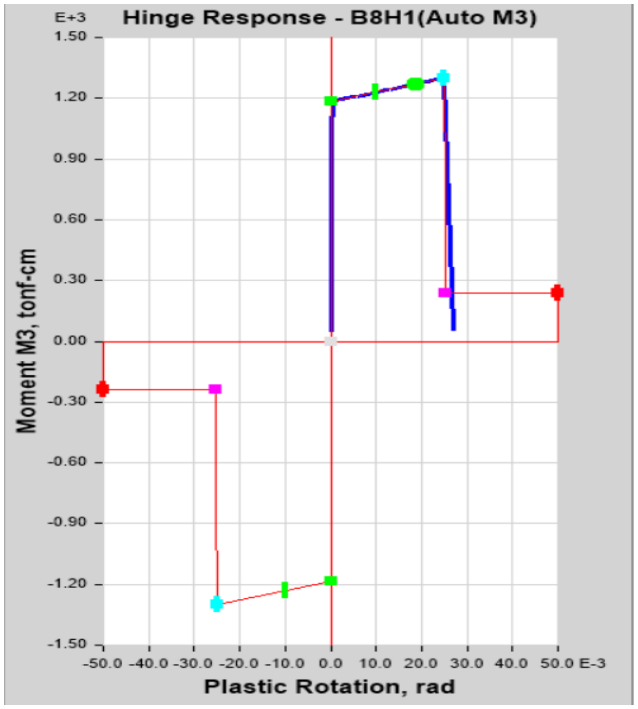
Rótula plástica de la viga B8-STEP 9 en la dirección X del bloque IV



Fuente: Modelado ETABS

Figura 229

Rótula plástica de la viga B8-STEP 20 en la dirección X del bloque IV



Fuente: Modelado ETABS

Para la evaluación local en los elementos estructurales del bloque IV en la dirección Y, se obtuvieron los steps próximos al punto de desempeño para los diferentes niveles de sismo, como lo especifica la siguiente tabla.

Tabla 7-16

Steps de interés para la evaluación local en la dirección "Y" del bloque IV

METODOLOGÍA	NIVEL DE SISMO	CORTANTE(V)	DESPLAZAMIENTO(cm)	STEP DE INTERÉS
FEMA 440	SERVICIO	728.62	6.86	STEP 2
FEMA 440	DISEÑO	2136.67	22.53	STEP 7
FEMA 440	MÁXIMO	NI	NI	-
ASCE/SEI 41-13	SERVICIO	687.73	7.86	STEP 1
ASCE/SEI 41-13	DISEÑO	1435.63	17.56	STEP 3
ASCE/SEI 41-13	MÁXIMO	2166.98	28.03	STEP 7

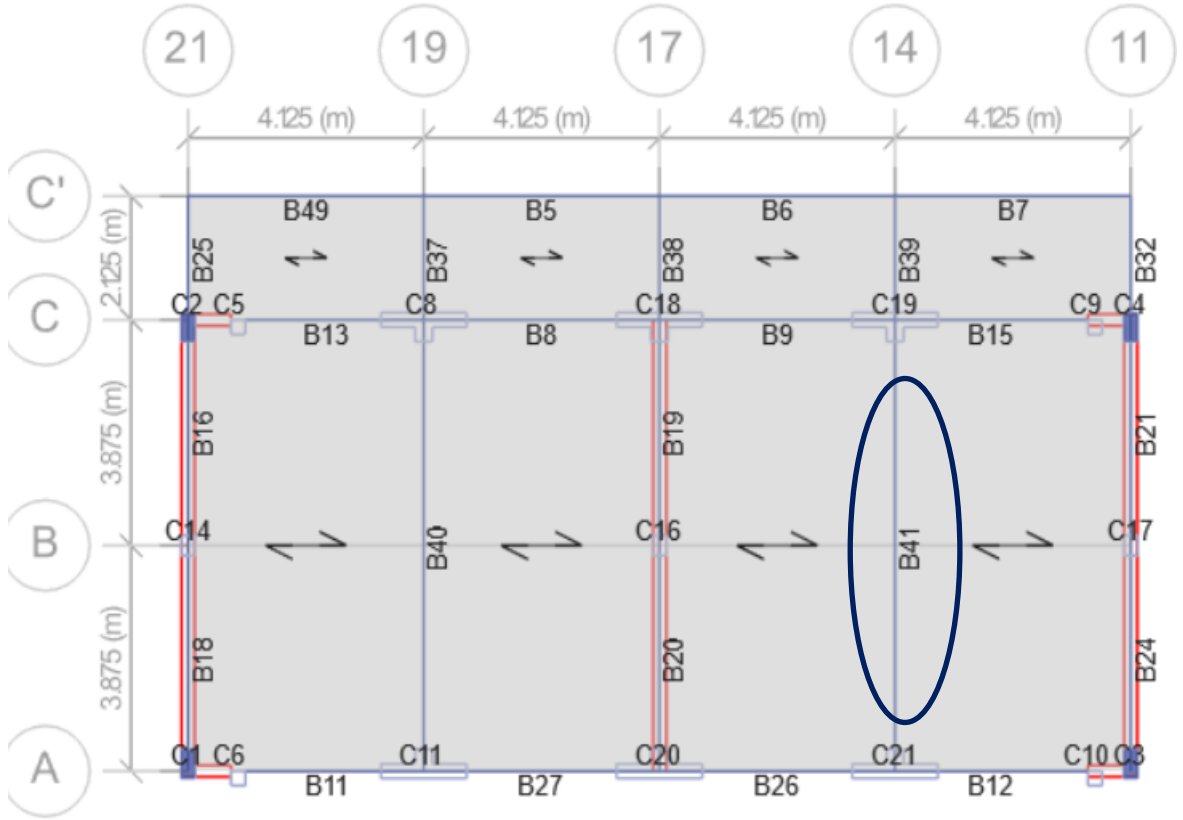
Fuente: Desarrollo propio

- ***Vigas (dirección Y)***

Se evaluó la viga B41, ubicada entre los ejes C–A y el eje 14 en el segundo nivel, con el objetivo de verificar su estado de daño en los pasos 2 y 7 del análisis pushover, correspondientes al punto de desempeño sísmico frente al sismo de servicio y al sismo de diseño, respectivamente.Según lo indicado en la tabla anterior, para el sismo máximo en dirección X, el paso 7 también representa el estado de daño conforme a los criterios de aceptación establecidos por ASCE/SEI 41-13.Sin embargo, bajo el enfoque de FEMA 440, no se identifica un punto de desempeño estructural para ese nivel de demanda, lo que implica que el modelo no reconoce una condición estable de respuesta frente al sismo máximo.

Figura 230

Ubicación de la viga B41 en el segundo nivel del bloque IV

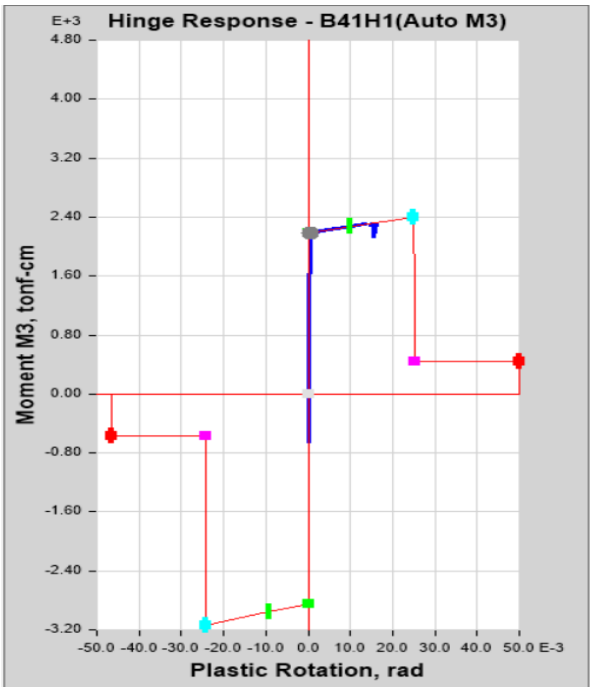


Fuente: Modelado ETABS

En el paso 2 del análisis pushover, correspondiente al sismo de servicio, la rótula tipo fibra B41H1 de la viga B41 presentó un momento flexionante de 2189.897 tonf·cm y una rotación de 0.000424 radianes.Estos valores se encuentran dentro del rango elástico del modelo constitutivo, sin activación de daño, por lo que se considera que el elemento se encuentra totalmente operacional frente a este nivel de demanda sísmica.Asimismo, en el paso 7, correspondiente al sismo de diseño, se registró un momento flexionante de 2288.884 tonf·cm y una rotación de 0.00262 radianes, lo que ubica a la rótula en el estado de desempeño de ocupación inmediata (IO), según los criterios de aceptación por rotación plástica definidos en la presente tesis.Para el sismo máximo, y conforme a los criterios de ASCE/SEI 41-13, se adopta el mismo step 7 como referencia, por lo que el nivel de desempeño sigue siendo ocupación inmediata (IO).

Figura 231

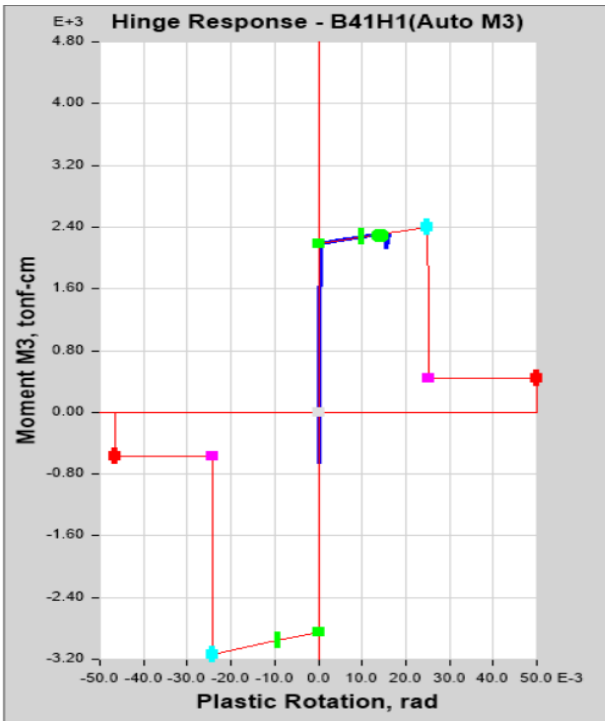
Rótula plástica de la viga B41-STEP 2 en la dirección Y del bloque IV



Fuente: Modelado ETABS

Figura 232

Rótula plástica de la viga B41-STEP 7 en la dirección Y del bloque IV



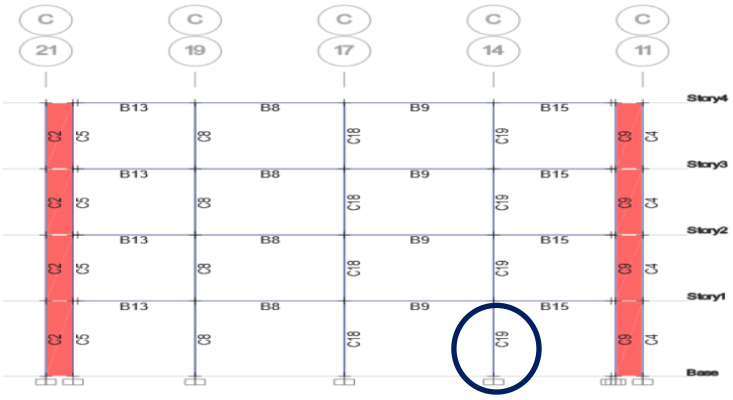
Fuente: Modelado ETABS

7.3.2.2 Columnas (dirección x y dirección y)

Se evaluó la columna C19 del primer nivel, ubicada en la intersección de los ejes C y 14, con el objetivo de verificar su estado de daño en los pasos 9 y 20 del análisis pushover en dirección X, correspondientes al punto de desempeño sísmico frente al sismo de servicio y al sismo de diseño, respectivamente.Para el caso del sismo máximo, se determinó que no existe un punto de desempeño definido, lo que implica que la demanda impuesta supera la capacidad resistente del sistema estructural.Por lo tanto, se asume que los elementos involucrados colapsan ante este nivel de solicitación.

Figura 233

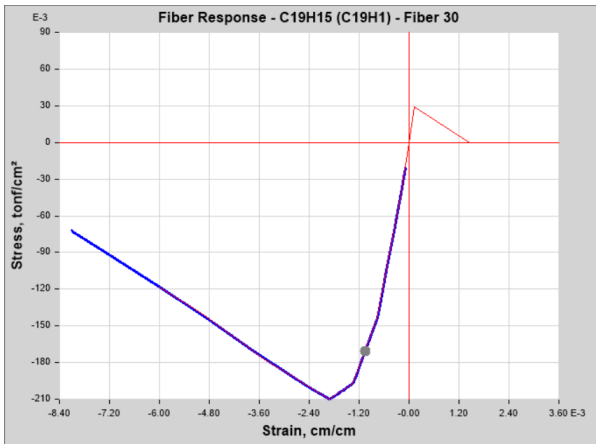
Ubicación de la columna C19 en el primer nivel del bloque IV



Fuente: Modelado ETABS

Figura 234

Respuesta de la fibra 30 de concreto -columna C19-STEP 9



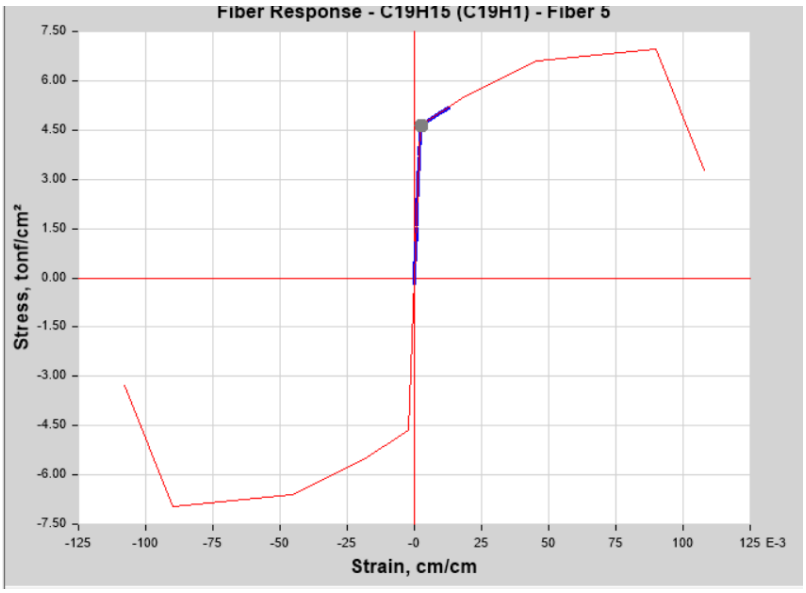
Fuente: Modelado ETABS

En el paso 9 del análisis pushover, correspondiente al sismo de servicio en dirección X, la fibra 30 de concreto en la columna C19 presentó una deformación unitaria en compresión de -0.001057.

Este valor se encuentra dentro del rango elástico del material, sin superar los límites de aceptación definidos por el modelo constitutivo.Por lo tanto, se concluye que la columna mantiene un desempeño totalmente operacional frente a este nivel de demanda sísmica, sin evidencia de daño estructural ni activación de mecanismos de falla.

Figura 235

Respuesta de la fibra 5 de acero de refuerzo-columna C19-STEP 9



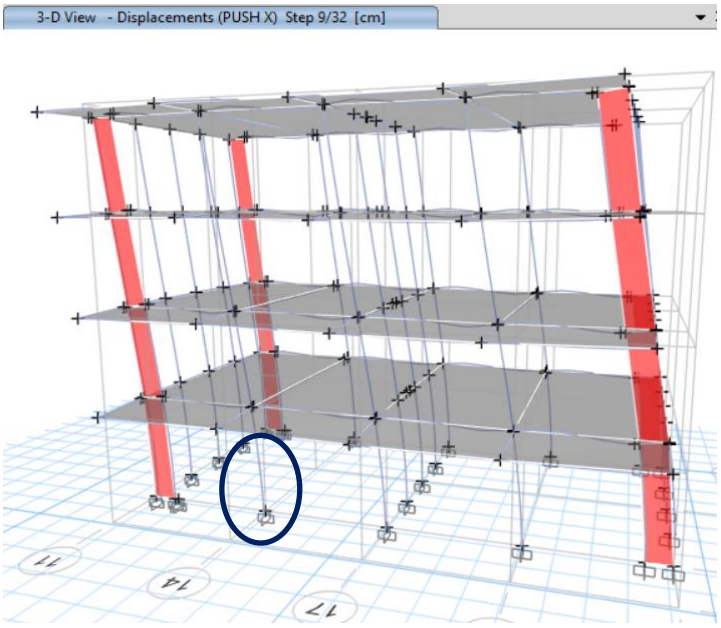
Fuente: Modelado ETABS

En el paso 9 del análisis pushover, correspondiente al sismo de servicio en dirección X, la fibra 5 de acero de refuerzo en la columna C19 presentó una deformación unitaria en tensión de 0.002441.Este valor se ubica dentro del rango definido para el estado de desempeño de seguridad de vida (LS), según los criterios de aceptación por deformación unitaria del acero. Cabe resaltar que esta es la única fibra, entre las 31 que conforman el modelo de la columna, que alcanza dicho nivel de desempeño.Sin embargo, al no activarse ninguna rótula con

coloración en la representación gráfica, se concluye que la columna conserva un comportamiento global totalmente operacional frente al sismo de servicio.

Figura 236

Formación de rótulas plásticas para C19 en dirección X-STEP 9 del bloque IV

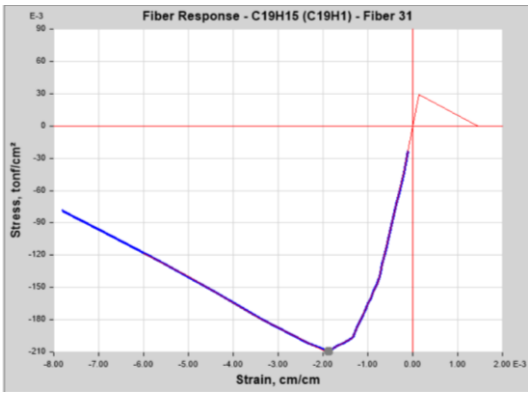


Fuente: Modelado ETABS

En la figura 227, se aprecia que no se ha pintado de ningún color las rótulas asignadas a la columna en el step 9 para un sismo de servicio, cumpliendo con el comportamiento de la mayoría de sus fibras constituyentes y estando en un desempeño totalmente operacional.

Figura 237

Respuesta de la fibra 31 de concreto -columna C19-STEP 20

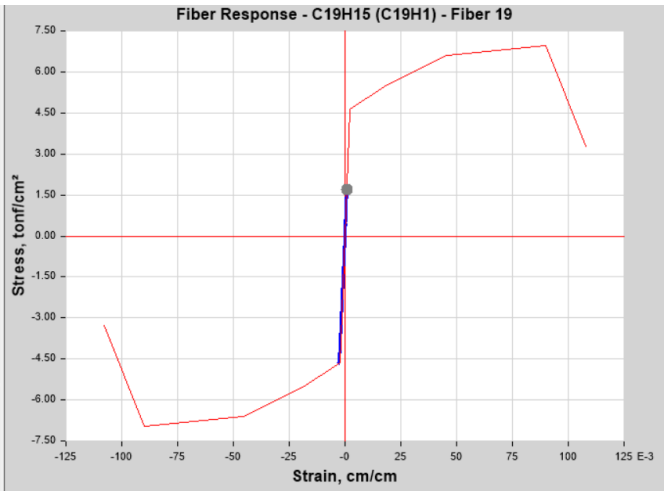


Fuente: Modelado ETABS

La fibra 31 de concreto en el step 20 para la columna C19 presenta una deformación unitaria en compresión de -0.001885 por lo tanto presenta un desempeño totalmente operacional para el sismo de diseño en la dirección X.

Figura 238

Respuesta de la fibra 19 de acero de refuerzo-columna C19-STEP 20

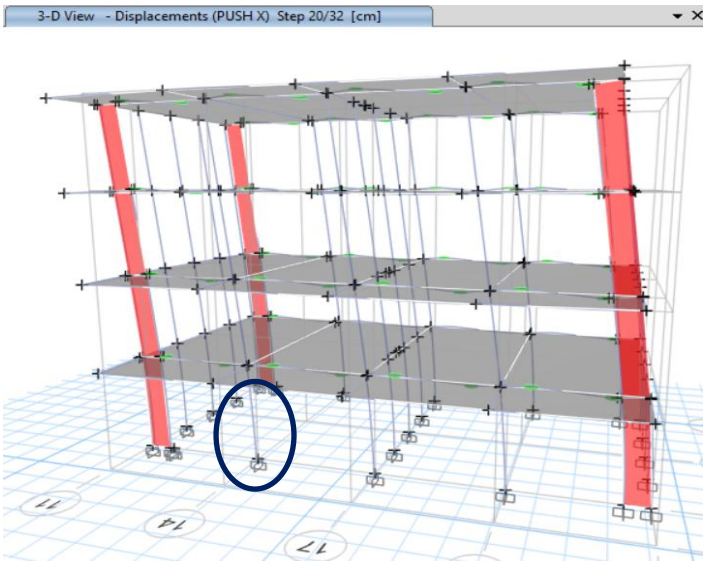


Fuente: Modelado ETABS

La fibra 19 de acero de refuerzo en el step 20 para la columna C19 presenta una deformación unitaria de 0.000832 en tensión por lo tanto presenta un desempeño totalmente operacional para el sismo de diseño en la dirección X.

Figura 239

Formación de rótulas plásticas para C19 en dirección X-STEP 20 del bloque IV



Fuente: Modelado ETABS

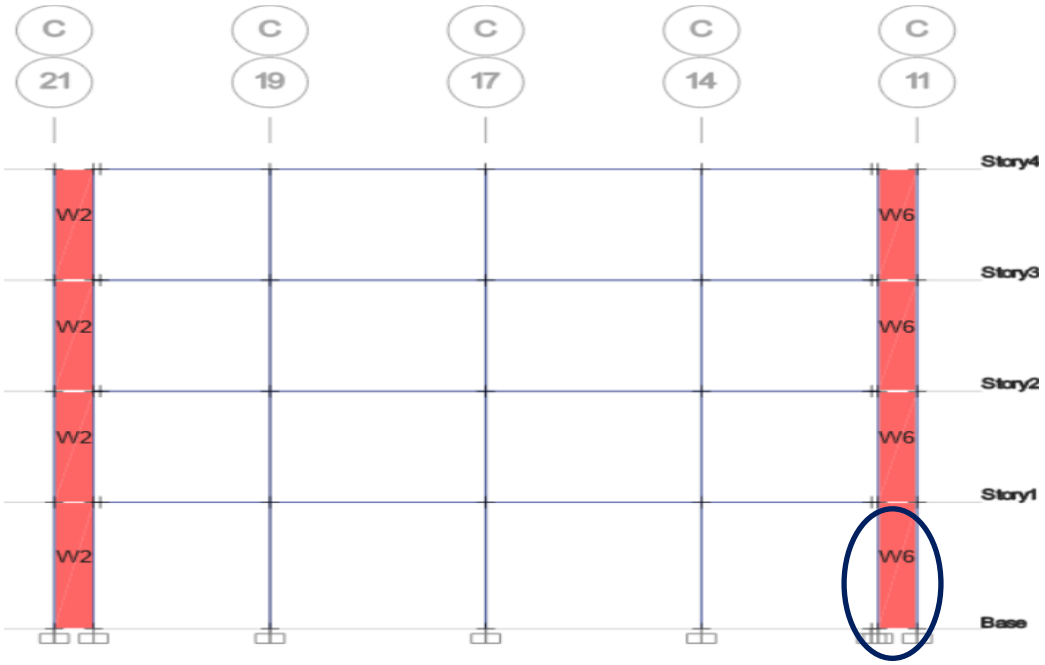
En la figura 230, se aprecia que no se ha pintado de ningún color las rótulas asignadas a la columna en el step 20 para un sismo de diseño, cumpliendo con el comportamiento de la mayoría de sus fibras constituyentes y estando en un desempeño totalmente operacional.

7.3.2.3 Muros estructurales (dirección X y dirección Y)

La evaluación de los muros estructurales se desarrolló siguiendo el mismo criterio aplicado a las columnas, utilizando el modelo de plasticidad distribuida para representar la respuesta no lineal de sus fibras constituyentes.Se eligió el muro W6, ubicado en la intersección de los ejes C y 11 en el primer nivel, por presentar la mayor concentración de rótulas plásticas en los análisis previos.La verificación se realizó en los steps 9 y 20 del análisis pushover, correspondientes al sismo de servicio y al sismo de diseño, respectivamente, con el objetivo de identificar el nivel de daño y el estado de desempeño del elemento bajo solicitaciones sísmicas progresivas.

Figura 240

Ubicación del muro W6 en el primer nivel del bloque IV

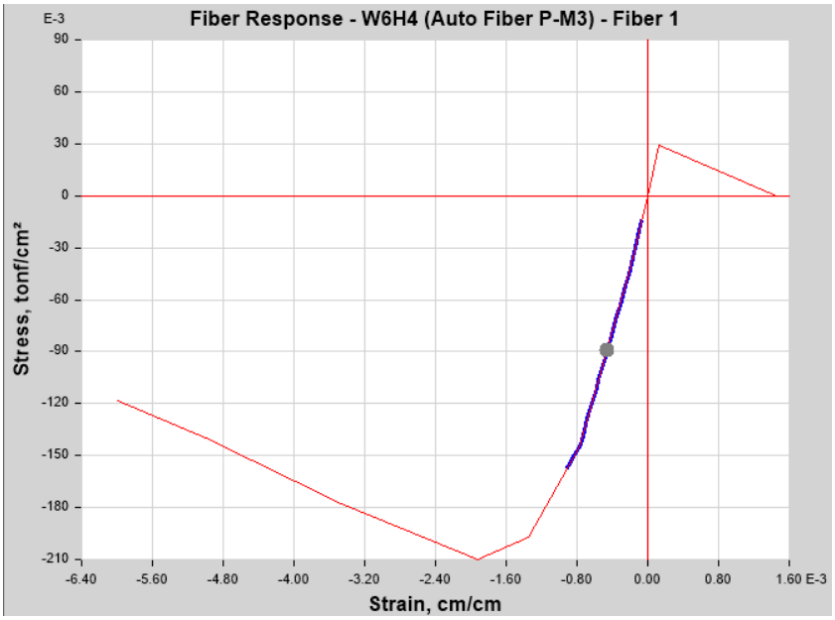


Fuente: Modelado ETABS

Se verificó los diagramas esfuerzo-deformación de las fibras de concreto y acero de refuerzo que componen el muro ya que su plasticidad fue asignada como distribuida tipo fibra.

Figura 241

Respuesta de la fibra 1 de concreto -muro W6-STEP 9

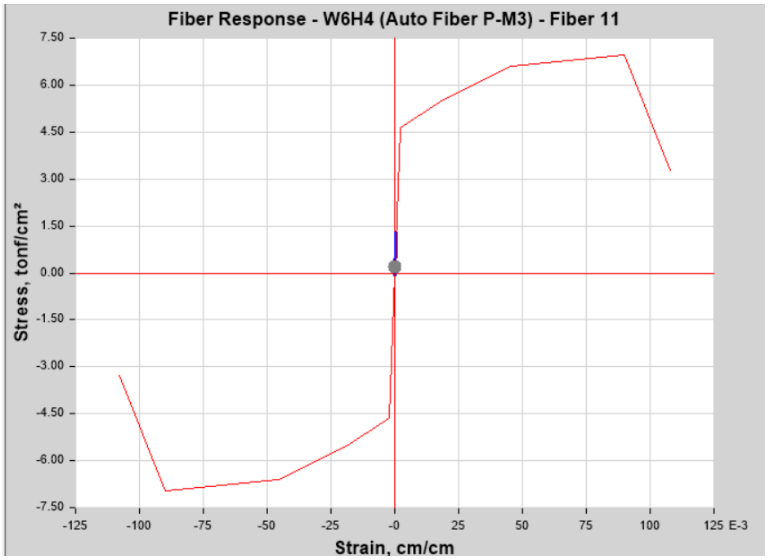


Fuente: Modelado ETABS

Durante el step 9 del análisis en dirección X, se verificó que la fibra 1 de concreto en el muro W6 alcanzó una deformación unitaria en compresión de -0.000459. Este valor está por debajo del umbral de daño definido para el concreto, lo que indica que la fibra conserva su integridad mecánica y no presenta signos de plastificación ni fisuración relevante.En consecuencia, el muro se considera completamente operativo frente al sismo de servicio, manteniendo su funcionalidad estructural sin comprometer el desempeño global.

Figura 242

Respuesta de la fibra 11 de acero de refuerzo-muro W6-STEP 9



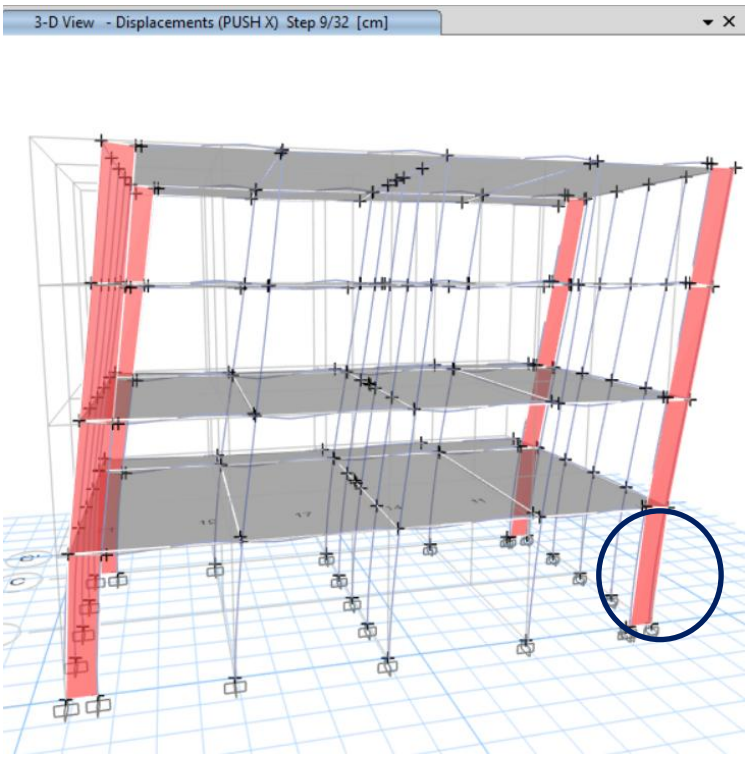
Fuente: Modelado ETABS

En el paso 9 del análisis pushover, correspondiente al sismo de servicio en dirección X, la fibra 11 de acero de refuerzo en el muro W6 presentó una deformación unitaria en tensión de 0.00009.

Este valor se encuentra dentro del rango elástico del modelo constitutivo del acero, sin activación de daño ni incursión en el comportamiento inelástico.Por lo tanto, se concluye que el muro mantiene un desempeño totalmente operacional frente a este nivel de demanda sísmica, conservando su capacidad estructural sin evidencia de deterioro.

Figura 243

Formación de rótulas plásticas para W6 en dirección X-STEP 9 del bloque IV

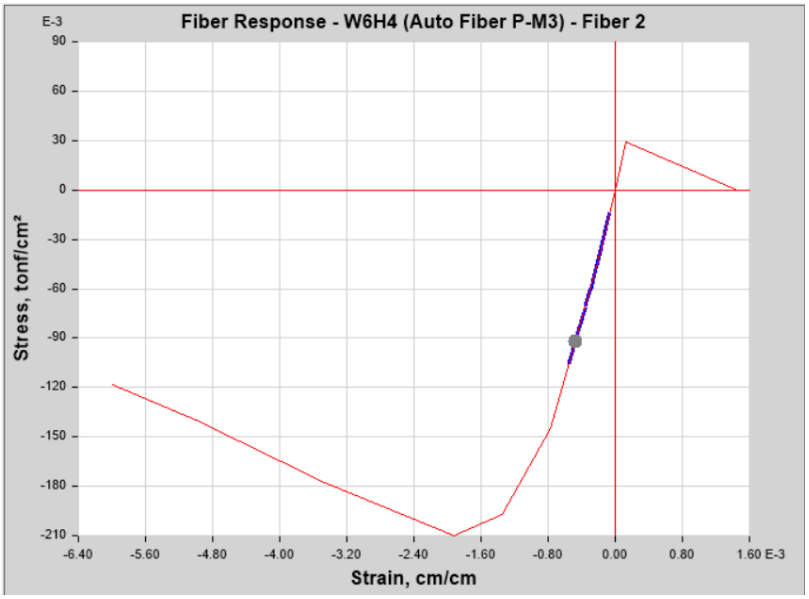


Fuente: Modelado ETABS

Tal como se muestra en la figura 244, durante el step 9 del análisis en dirección X, correspondiente al sismo de servicio, las rótulas tipo fibra asignadas al muro W6 permanecen sin color, lo que indica que no se ha superado ningún umbral de daño. Este resultado sugiere que las fibras de concreto y acero que conforman el muro se comportan dentro de los límites de aceptación definidos por sus modelos constitutivos, sin evidencia de plastificación ni deterioro localizado.En consecuencia, el muro conserva su funcionalidad estructural y se considera completamente operativo frente a solicitaciones sísmicas moderadas.

Figura 244

Respuesta de la fibra 2 de concreto para el muro W6-STEP 20

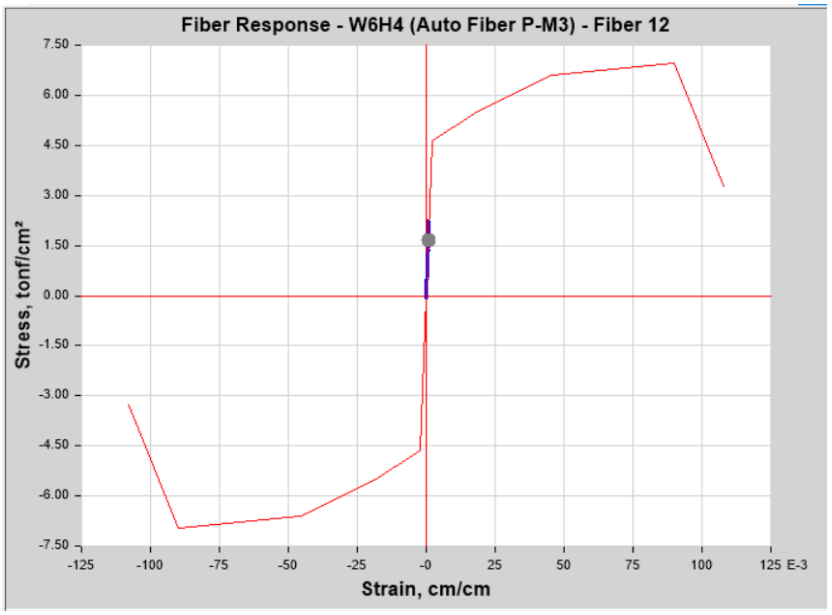


Fuente: Modelado ETABS

La fibra 2 de concreto en el step 20 perteneciente al muro W6 presenta una deformación unitaria en compresión de -0.000475 por lo tanto presenta un desempeño de ocupación inmediata(IO) para el sismo de diseño en la dirección X.

Figura 245

Respuesta de la fibra 12 de acero de refuerzo-muro W6-STEP 20

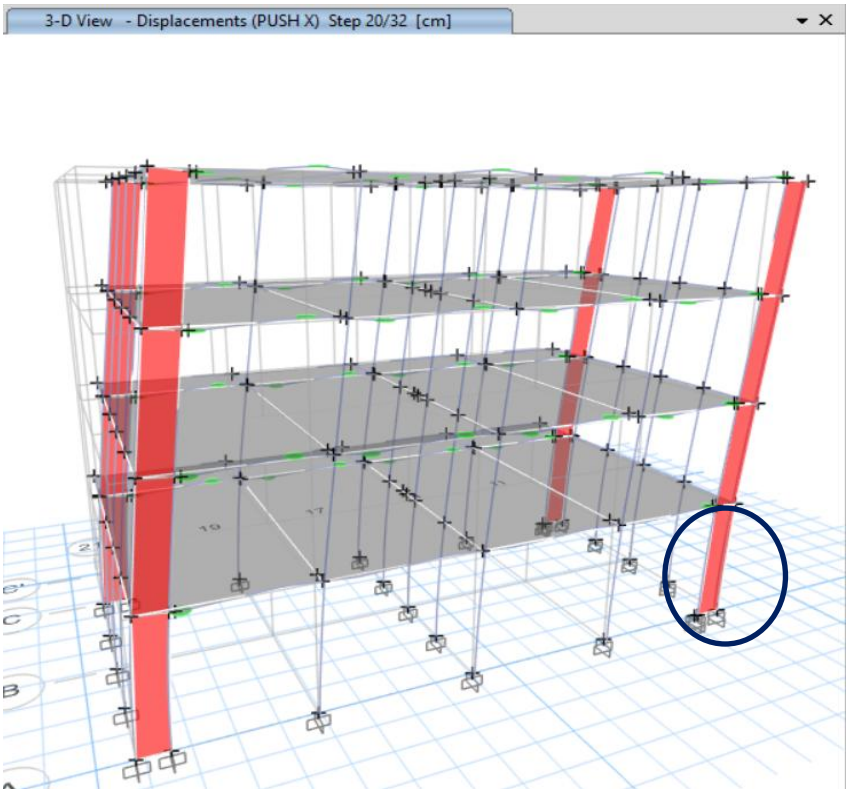


Fuente: Modelado ETABS

La fibra 12 de acero de refuerzo en el step 20 para el muro W6 presenta una deformación unitaria de 0.000808 en tensión por lo tanto presenta un desempeño totalmente operacional para el sismo de diseño en la dirección X.

Figura 246

Formación de rótulas plásticas para W6 en dirección X-STEP20 del bloque IV



Fuente: Modelado ETABS

En la figura 247 se observa que, en el paso 20 del análisis pushover correspondiente al sismo de diseño en dirección X, las rótulas tipo fibra asignadas al muro W6 no presentan coloración alguna.Esta condición gráfica indica que no se ha activado ningún mecanismo de daño en las fibras constituyentes del muro, lo que confirma que todas las deformaciones unitarias se mantienen dentro de los rangos elásticos definidos por sus respectivos modelos de material.

Por lo tanto, se concluye que el muro se encuentra en un estado de desempeño totalmente operacional frente a este nivel de demanda sísmica.

7.3.3 Tanque elevado

Dado que el tanque elevado presenta simetría estructural en ambas direcciones de análisis, se procedió a realizar la evaluación local de sus elementos en la dirección “Y”. Como resultado, se identificaron los pasos del análisis pushover más próximos al punto de desempeño sísmico para cada nivel de sismo considerado (servicio, diseño y máximo), tal como se resume en la siguiente tabla.Esta selección permite caracterizar el comportamiento estructural del sistema frente a solicitaciones laterales en dirección transversal, manteniendo coherencia con la metodología aplicada en la dirección “X”.

Tabla 7-17

Steps de interés para la evaluación local en la dirección "X y Y" del tanque elevado

METODOLOGÍA	NIVEL DE SISMO	CORTANTE(V)	DESPLAZAMIENTO (cm)	STEP DE INTERÉS
FEMA 440	SERVICIO	104.57	8.93	STEP 4
FEMA 440	DISEÑO	114.11	35.35	STEP 16
FEMA 440	MÁXIMO	NI	NI	-
ASCE/SEI 41-13	SERVICIO	104.11	8.75	STEP 2
ASCE/SEI 41-13	DISEÑO	122.35	20.28	STEP 4
ASCE/SEI 41-13	MÁXIMO	109.26	32.22	STEP 21

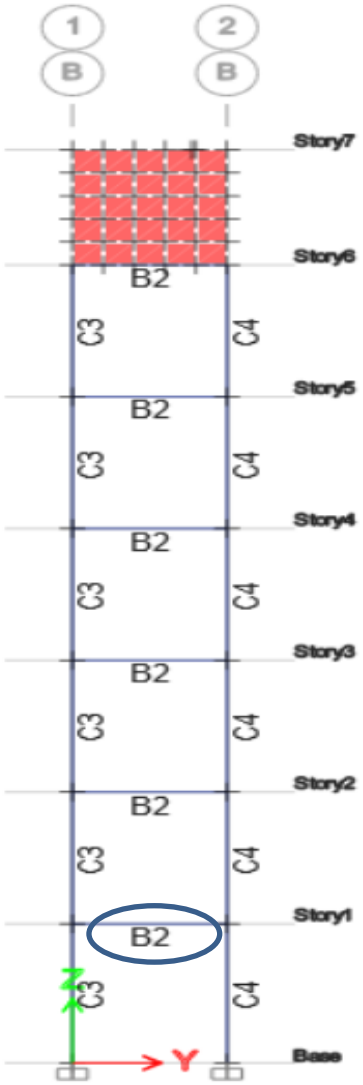
Fuente: Desarrollo propio

7.3.3.1 Vigas (dirección x y dirección y)

Se procedió a evaluar la viga B2, ubicada entre los ejes 1-2 y el eje B, en el primer nivel, por ser la viga más crítica ya que se comprobó que para los steps finales de su curva de capacidad la viga alcanza un nivel de desempeño cerca al colapso. Se verificó el estado de daño en el step 4 y step 16, siendo los pasos de mayor alcance en donde se da el punto de desempeño sísmico para el sismo de servicio y el sismo de diseño respectivamente. Se ha calculado que el punto de desempeño sísmico según la normativa ASCE/SEI 41-13 en la dirección “X” y “Y” para el sismo máximo se da en el step 21.

Figura 247

Ubicación de la viga B2 en el primer nivel del tanque elevado

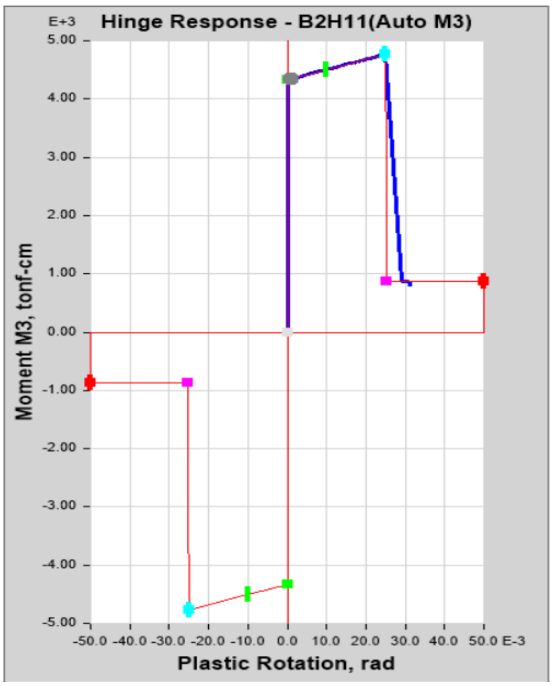


Fuente: Modelado ETABS

Para el step 4 la viga presenta en su rótula B2H11 un momento flexionante de 4351.147tonf-cm y una rotación igual a 0.001002 radianes por lo tanto se encuentra totalmente operacional para el sismo de servicio, de la misma forma se verificó para el step 16 donde se determinó un momento flexionante de 4631.865 tonf-cm y una rotación de 0.017185 radianes presentando un nivel de desempeño para el sismo de diseño de ocupación inmediata (IO) y para el sismo máximo presenta un momento flexionante de 4661.005 tonf-cm con 0.018876 radianes, encontrándose la viga en un desempeño de ocupación inmediata(IO).

Figura 248

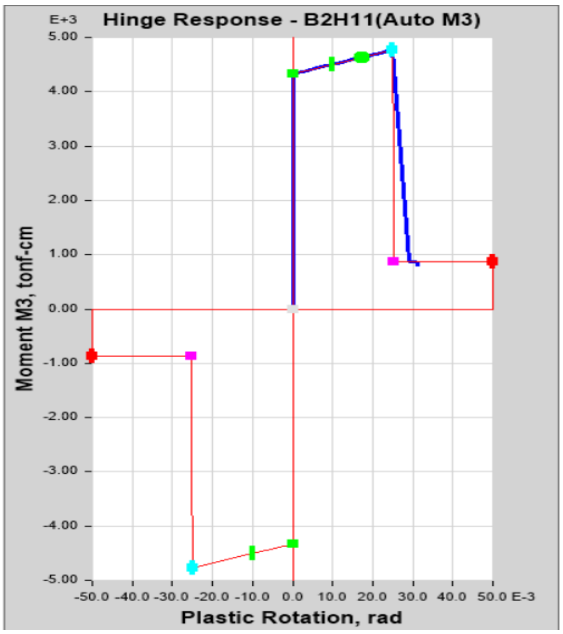
Rótula plástica de la viga B2-STEP 4(Sismo de servicio) del tanque elevado



Fuente: Modelado ETABS

Figura 249

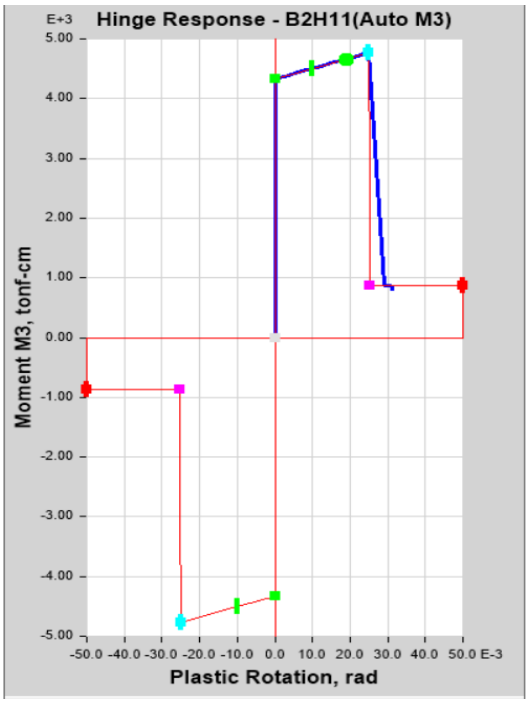
Rótula plástica de la viga B2-STEP 16 (Sismo de diseño) del tanque elevado



Fuente: Modelado ETABS

Figura 250

Rótula plástica de la viga B2-STEP 21 (Sismo máximo) del tanque elevado



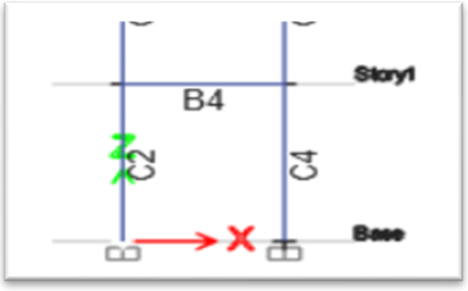
Fuente: Modelado ETABS

7.3.3.2 Columnas (dirección x y dirección y)

Se procedió a evaluar la columna C2 en la dirección "Y" del primer nivel ubicada en la intersección del eje A y el eje 2, para verificar el estado de daño en el step 4 y step 16 , para el sismo de servicio y el sismo de diseño respectivamente. Se ha calculado que el punto de desempeño sísmico según la normativa ASCE/SEI 41-13 en la dirección "X" y "Y" para el sismo máximo se da en el step 21.

Figura 251

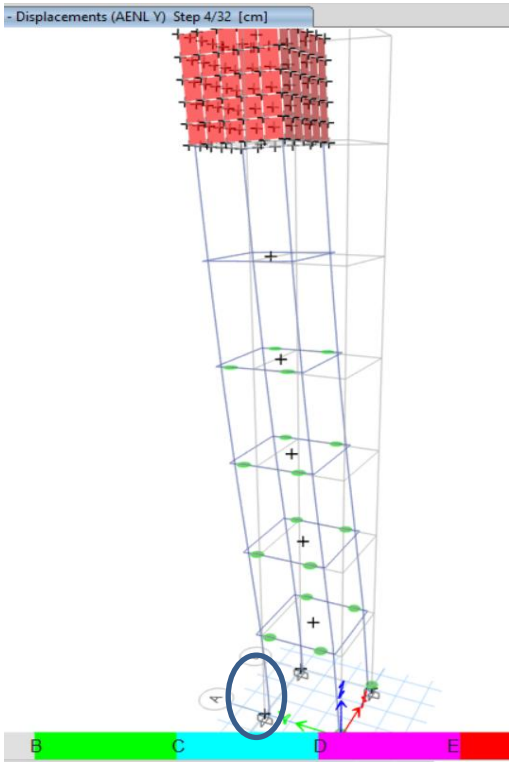
Ubicación de la columna C2 en el primer nivel del tanque elevado



Fuente: Modelado ETABS

Figura 253

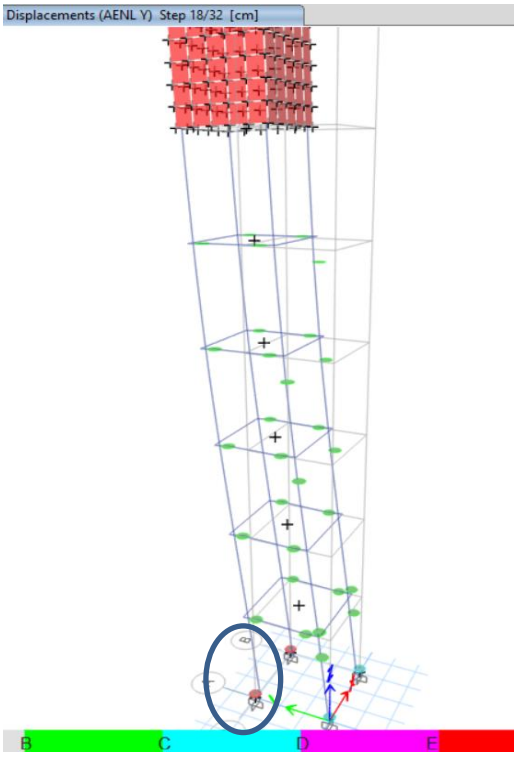
Rótula totalmente operacional en C2-STEP 4 (sismo de servicio)-tanque elevado



Fuente: Modelado ETABS

Figura 252

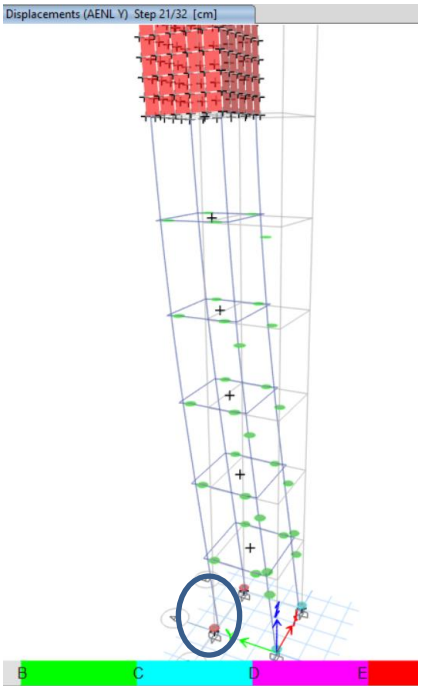
Rótula cerca al colapso (CP) en C2-STEP 16 (sismo de diseño)-tanque elevado



Fuente: Modelado ETABS

Figura 254

Rótula cerca al colapso (CP) en C2-STEP 21 (sismo máximo)-tanque elevado



Fuente: Modelado ETABS

8. CAPÍTULO VIII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES

- Se demostró que los bloques III, IV y tanque elevado de la I.E Santa Magdalena Sofía para ciertos niveles de sismo no llegan a cumplir con los objetivos de desempeño seleccionados utilizando las metodologías de FEMA 440 y ASCE/SEI 41-13.
- Se demostró utilizando el método del espectro de capacidad conforme a la normativa FEMA 440 para el bloque III de la I.E. Santa Magdalena Sofía destinado a biblioteca, en la dirección “X” no llega a cumplir con los objetivos de desempeño seleccionados presentando un nivel de Seguridad de Vida (LS) ante el sismo de servicio, un nivel de Prevención al Colapso (CP) ante el sismo de diseño, y colapso ante el sismo máximo. Este comportamiento progresivo revela que el sistema estructural pierde capacidad de disipación y resistencia conforme aumenta la demanda, lo que compromete la seguridad funcional del bloque en escenarios severos.
- Se demostró utilizando el método de los coeficientes de desplazamiento conforme a ASCE/SEI 41-13 para el bloque III de la I.E. Santa Magdalena Sofía, destinado a biblioteca, en la dirección “X” llega a cumplir con los objetivos de desempeño para los niveles de sismo de servicio y diseño, alcanzando los estados de Ocupación Inmediata (operacional) y Seguridad de Vida (LS), respectivamente. No obstante, frente al sismo máximo, el modelo estructural evidencia una pérdida total de capacidad resistente, lo que se traduce en el colapso del sistema y la no satisfacción del objetivo de desempeño correspondiente.
- Se demostró utilizando el método del espectro de capacidad conforme a FEMA 440, que el bloque III de la I.E. Santa Magdalena Sofía destinado a biblioteca, en la dirección “Y” llega a cumplir con los objetivos de desempeño seleccionados, alcanzando el estado de Ocupación Inmediata (operacional) para los niveles de sismo de servicio, diseño y máximo. Este desempeño uniforme sugiere que el sistema estructural posee

una adecuada rigidez, ductilidad y capacidad de disipación frente a solicitaciones laterales en dirección transversal.

- Se demostró utilizando el método de los coeficientes de desplazamiento conforme a ASCE/SEI 41-13, que el bloque III de la I.E. Santa Magdalena Sofía destinado a biblioteca ,en la dirección “Y” llega a cumplir con los objetivos de desempeño seleccionados, alcanzando el estado de Ocupación Inmediata (operacional) para los niveles de sismo de servicio, diseño y máximo. Este desempeño uniforme sugiere que el sistema estructural posee una adecuada rigidez, ductilidad y capacidad de disipación frente a solicitaciones laterales en dirección transversal.
- Se demostró a través del método del espectro de capacidad, conforme a los lineamientos de FEMA 440, que el bloque IV de la I.E. Santa Magdalena Sofía destinado a aulas, en la dirección “X” llega a cumplir con el objetivo de desempeño para el sismo de servicio, alcanzando el estado de Ocupación Inmediata (operacional), lo que implica un comportamiento estructural adecuado frente a demandas sísmicas moderadas. No obstante, ante los niveles de sismo de diseño y sismo máximo, el sistema estructural no logra mantener su integridad, presentando un colapso estructural que excede los límites de aceptación definidos por la normativa.
- Se demostró a través del método de los coeficientes de desplazamiento, conforme a ASCE/SEI 41-13, que el bloque IV de la I.E. Santa Magdalena Sofía, destinado a aulas, en la dirección “X” llega a cumplir con el objetivo de desempeño para el sismo de servicio, alcanzando el estado de Ocupación Inmediata (operacional), lo que garantiza su funcionalidad inmediata tras eventos moderados. No obstante, ante el sismo de diseño, el sistema alcanza únicamente el nivel de Prevención al Colapso (CP), y frente al sismo máximo, se evidencia el colapso estructural, lo que compromete la seguridad y operatividad del bloque en escenarios severos.

- Se demostró a través del método del espectro de capacidad, conforme a los lineamientos de FEMA 440, que el bloque IV de la I.E. Santa Magdalena Sofía destinado a aulas, en la dirección “Y” llega a cumplir con el objetivo de desempeño para el sismo de servicio, alcanzando el estado de Ocupación Inmediata (operacional), lo que garantiza su funcionalidad inmediata tras eventos moderados.No obstante, ante el sismo de diseño, el sistema alcanza únicamente el nivel de Prevención al Colapso (CP), y frente al sismo máximo, se evidencia el colapso estructural, lo que compromete la seguridad y operatividad del bloque en escenarios severos.
- Se demostró utilizando el método de los coeficientes de desplazamiento conforme a ASCE/SEI 41-13, que el bloque IV de la I.E. Santa Magdalena Sofía destinado a aulas, en la dirección “Y” llega a cumplir con los objetivos de desempeño seleccionados presentando un estado de Ocupación Inmediata (operacional) ante el sismo de servicio, Seguridad de Vida (LS) ante el sismo de diseño, y Prevención al Colapso (CP) ante el sismo máximo.Este desempeño escalonado refleja que el sistema estructural conserva su capacidad funcional y de protección ante eventos sísmicos de baja, media y alta intensidad, sin alcanzar el colapso.
- Se demostró a través del método del espectro de capacidad, conforme a los lineamientos de FEMA 440, que el tanque elevado de la I.E. Santa Magdalena Sofía en la dirección “X” llega a cumplir con los objetivos de desempeño para los sismos de servicio y diseño, alcanzando los niveles de Ocupación Inmediata (operacional) y Seguridad de Vida (LS), respectivamente. No obstante, frente al sismo máximo, el sistema no logra mantener su integridad estructural, presentando un colapso que compromete la estabilidad global del tanque.
- Se demostró utilizando el método de los coeficientes de desplazamiento conforme a ASCE/SEI 41-13, que el tanque elevado de la I.E. Santa Magdalena Sofía en la

dirección “X” llega a cumplir con los objetivos de desempeño seleccionados presentando un estado de Ocupación Inmediata (operacional) ante el sismo de servicio, Seguridad de Vida (LS) ante el sismo de diseño, y mantiene dicho nivel de desempeño frente al sismo máximo.Este comportamiento progresivo indica que el tanque conserva su funcionalidad y capacidad de protección incluso ante eventos sísmicos de alta intensidad.

- Se demostró A través del método del espectro de capacidad, conforme a los lineamientos de FEMA 440, que el tanque elevado de la I.E. Santa Magdalena Sofía en la dirección “Y” llega a cumplir con los objetivos de desempeño para los sismos de servicio y diseño, alcanzando los niveles de Ocupación Inmediata (operacional) y Seguridad de Vida (LS), respectivamente. No obstante, frente al sismo máximo, el sistema no logra mantener su integridad estructural, presentando un colapso que compromete la estabilidad global del tanque.
- Se demostró utilizando el método de los coeficientes de desplazamiento conforme a ASCE/SEI 41-13, que el tanque elevado de la I.E. Santa Magdalena Sofía en la dirección “Y” llega a cumplir con los objetivos de desempeño seleccionados presentando un estado de Ocupación Inmediata (operacional) ante el sismo de servicio, Seguridad de Vida (LS) ante el sismo de diseño, y mantiene dicho nivel de desempeño frente al sismo máximo.Este comportamiento progresivo indica que el tanque conserva su funcionalidad y capacidad de protección incluso ante eventos sísmicos de alta intensidad.
- Se determinó en la evaluación local para las dos direcciones principales de análisis que las vigas en los bloques III, IV y tanque elevado formaron rótulas plásticas en sus extremos mucho antes que los muros y columnas, siendo un desempeño óptimo a nivel local cumpliendo con la filosofía de Columna fuerte-Viga débil.

- Se determinó en la evaluación local que para el nivel de sismo de Servicio los elementos estructurales de los bloques III, IV y tanque elevado se mantuvieron en un desempeño totalmente operacional para las dos direcciones de análisis, sin embargo, para el nivel de sismo de diseño los elementos estructurales presentaron desempeños de Ocupación inmediata (IO), Seguridad de vida (LS), Prevención al colapso (CP).
- Del análisis no lineal realizado a los bloques III, IV y tanque elevado se observó la formación de rótulas plásticas en las columnas y muros de corte de los bloques estudiados, donde se evidenció la activación de las primeras rótulas en los niveles inferiores, además concentraron mayor daño como es el caso del desempeño de Prevención al Colapso que presentó la columna C2 del primer nivel del tanque elevado ante el sismo de diseño.
- Los resultados que se obtuvieron mediante el método de los coeficientes de desplazamiento arrojaron puntos de desempeño con menores valores de desplazamiento que los obtenidos mediante el método del espectro de capacidad

8.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda emplear el análisis estático no lineal -Pushover como herramienta importante en la evaluación del desempeño sísmico de edificaciones esenciales existentes como lo es el caso de la "I.E Santa Magdalena Sofía" ya que este tipo de análisis determina los mecanismos de daño y la formación de rótulas plásticas en las estructuras, además de obtener la curva de capacidad y poder clasificar el nivel de desempeño ante distintos niveles de sismo muy importante para este tipo de edificaciones en donde se requiere un alto conocimiento de su desempeño ya que ante posibles eventos sísmicos se requiere que la estructura presente daños significativos pero no lleguen al colapso.
- Se recomienda emplear el análisis estático no lineal en el diseño de estructuras esenciales nuevas, ya que permite identificar las zonas en donde se concentrará mayor daño estructural y focalizar el reforzamiento en zonas importantes, especialmente en zonas altamente sísmicas.
- Se recomienda cumplir con los parámetros mínimos de análisis y diseño sismorresistente para edificaciones nuevas dispuestos en la normativa NTP E-030.
- Se recomienda reforzar las zonas críticas de los elementos estructurales que se identificaron con mayor daño en la evaluación local de los diferentes bloques mediante técnicas como el encamisado de columnas, implementación de muros estructurales o disipadores sísmicos los cuales mejorarían el desempeño sísmico global de las estructuras.
- Para futuras investigaciones se requiere ampliar el estudio a otras instituciones educativas de la región, considerando diferentes sistemas constructivos y materiales predominantes.
- Se recomienda desarrollar programas de capacitación sobre evacuación sísmica para el alumnado, personal docente y personal administrativo.

9. CAPÍTULO IX: BIBLIOGRAFÍA

Aguiar Falconí, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño.*

Aguiar, R. (2002). *Verificación del desempeño en el diseño sismoresistente.*

Aguiar, R. (2016). *Análisis sísmico de auditorio de ufa-espe con vigas san andrés y disipadores de energía análisis sísmicos de bozzo de enlace de corte para el auditorio de ufa-espe con vigas de arrotamiento y disipadores de energía bozzo de enlace de corte.*

Aguiar, R., & Mora, D. (2015). *Modelación de diagrama momento-curvatura y momento-rotación en secciones de acero estructural.*

Aguilar, E. (2018). *Determinación de la seguridad sísmica en escuelas del distrito de Cajamarca por el método de espectro de capacidad.* Cajamarca.

Aguirre, J. (2020). *Comparación del Desempeño sísmico de una estructura de hospital equipada con diferentes sistemas de protección sísmica.*

Al Rifaii , N. (2016). *Influencia del esfuerzo cortante en la ductilidad de columnas circulares de hormigón.*

Alva, M. O. (2017). *Ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada construidos con ladrillos King Kong de fabricación industrial.*

Alvarez Risco, A. (2020). *Matriz de consistencia y de operacionalización de variables.*

Arango, Paz, & Duque. (2009). *Propuesta metodológica para la evaluación del desempeño estructural de una estantería metálica.*

ASCE/SEI 41-13. (2013). *seismic evaluation and retrofit of existing buildings. In American Society of Civil Engineers. American Society of Civil Engineers.*

ATC-40. (1996). *Evaluación Sísmica y Modernización de edificios de hormigón.*

Barboza. (2018).

Bazán. (1980). *Cálculo de Diagonal Equivalente en muros de manpostería.*

Bermeo Moyano, H. (2016). *Determinación de espectros de respuesta y espectros de diseño elásticos e inelásticos para la ciudad de cuenca.*

Blas calhua, O., & Lagos Carbajal, W. (2021). *Influencia de las irregularidades de piso blando y torsión en el desempeño sísmico mediante el análisis estático No lineal de una Vivienda multifamiliar de concreto armado ubicado en la ciudad de Lima-sistema dual de 10 pisos diseñado según el RNE.*

Bommer, j. (1996). *Terremotos, Urbanización y Riesgo Sísmico en San Salvador.*

Bondarenko Hernández, s. (2018). *Análisis Estático No lineal y desempeño estructural.*

Bravo&Montenegro. (2019). *"Evaluación del desempeño sísmico de los bloques B y C del conjunto multifamiliar Colibrí ubicado en la ciudad de Chiclayo. Lambayeque".* Chiclayo.

Cabrero Salvador, A. (2014). *Evaluación del confinamiento en las columnas de estructuras porticadas bajo carga sísmica mediante análisis no lineal.*

Chen Chen, & Yaque Tang. (2022). *Análisis de la capacidad portante de una estructura de acero Miembro después del refuerzo.*

Choque, & Luque. (2019). *Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E-030.*

CIGIDEN. (29 de Agosto de 2024). *CIGIDEN*. Recuperado el 31 de octubre de 2024, de https://www.cigiden.cl/japon-marca-un-nuevo-precedente-en-la-preparacion-ante-los-terremotos/

Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). *Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design.*

E-030, NTP. (2020). *Diseño Sismorresistente.*

Escamilla García, M. (2010). *Estudio comparativo de las tendencias actuales del método del empujón para la evaluación de estructuras reticulares.*

Farro&Rivera. (2022). *Evaluación por Desempeño Sísmico del edificio Cayetano Heredia, en el distrito de Pueblo Libre-Lima.* Lambayeque.

FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency Washington, D.C.*

FEMA 440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency.*

FEMA, F. (2009). *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures: FEMA P-750. FEMA. Washington, D.C.*

Fernández&Hernández. (2021). *Verificación del comportamiento sísmico por desempeño del bloque II y IV del edificio de la UTP ubicado en la ciudad de Chiclayo".* Chiclayo.

Flores Vega, E. (2020). *Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover.* La Paz ,Bolivia.

Fuentes, N. (2018). *"Desempeño Sísmico de un edificio de cinco niveles de concreto armado mediante El Análisis Estático No Lineal (Pushover)".* Huaraz.

Gómez, A. (2024). *Influencia de distintas hipótesis aplicables al cálculo plástico de un pórtico.*

Gonzales, & Aguilar. (2020). *Funciones de fragilidad analíticas mediante análisis dinámico incremental.*

Guevara Morales, N., Osorio Rodríguez, S., & Vargas, A. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover). Universidad del Salvador.*

Hernández, E. (2022). *Aplicación del método del espectro de capacidad para la evaluación del desempeño sísmico de estructuras.*

Hernández. (2009). *Diagramas Momento -Curvatura y Rotación.*

Hognestad, H. (1951). *A study of combined bending and axial load.*

Humar, J., & Rahgozar, M. (1996). *Concept of overstrenght in seismic design. En Proceedings 14th WCEE. IAEE. Acapulco, México.*

Inel, M., & Osmen, H. (2006). *Efectos de las propiedades de las bisagras plásticas en el análisis no lineal de edificios de hormigón armado.*

INESA TECH. (2022). *Diagrama Momento-Rotación.*

INESA TECH. (2024). *Section designer SAP 2000: aplicación en análisis no lineal.*

INII-UCR. (2012). *Daño sísmico Estructural* .

Izquierdo, R., & Mendoza, J. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico en una edificación de dos niveles ubicada en el departamento de Lambayeque,.*

Kent. (1971). *Modelo de concreto confinado de Kent y Park.*

López, D. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico y de la confiabilidad de edificios de concreto reforzado diseñados en zonas de alta sismicidad. .*

Mander. (1988). *Modelo Teórico Tensión -Deformación del concreto Confinado.*

Martinelli. (2015). *Modelo Puntal-tirante para muros de albañilería Confinada.*

Medina, R. (2012). *Estudio de la relación momento–curvatura como herramienta para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado.*

Mwafi, A., & Elnashai, A. (2002). *Overstrength and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings.*

Ottazzi. (2011). *Diseño en Concreto Armado.*

Ottazzi, G. (2004). *Diseño de Concreto Armado.*

Pari, S., & Manchego, J. (2017). *Análisis experimental de muros de albañilería confinada en viviendas de baja altura en Lima, Perú.*

Park. (1982). *Modelo de concreto confinado modificado.*

Paulay, P. y. (1975). *Modelo de esfuerzo-deformación del Acero de Refuerzo.*

Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Seismic Design of Reinforce Concrete and Mansonry Buildings.*

Pérez Gavilán. (2012). *Guía para el análisis de Estructuras de Manpostería.*

Riva Aguero, N. (2019). *Evaluación del desempeño sismorresistente aplicando el método de análisis estático no lineal.*

Sáenz Muñóz, S. (2018). *Curvas de fragilidad de estructuras de albañilería confinada empleando la base de registros sísmicos chilenos.*

Segura, O. (2021). *Comparación del desempeño sísmico mediante Análisis Estático No Lineal (Pushover) de dos edificaciones en concreto reforzado situadas en zona de amenaza sísmica alta con grado de disipación de energía DES.*

Tarquino&Villamil. (2018). *"Comparación del Método Lineal Elástico y Método Lineal Modal dinámico en Estructuras aporticadas en Concreto Reforzado".*

Taucer, F., Spacone, E., & Filippou, F. (1991). *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures.*

Ugalde. (2019). *análisis del desempeño sísmico de un edificio de muros de hormigón sin daño utilizando análisis no linea.* Valdivia.

Ugel. (2015). *Vulnerabilidad sísmica en edificaciones porticadas compuestas de acero y hormigón armado.*

UNAM. (2023). *Relación Momento - Curvatura M- φ.* México

Valera, M. (2023). *Peligro sísmico del departamento de Lambayeque.*

Vielma. (2011). *Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas.*

Vielma, J. (2016). *Evaluación del factor de comportamiento de la Norma Ecuatoriana de la Construcción para estructuras metálicas porticadas.*

Villar. (2020). *la evaluación del desempeño sísmico de edificios de pórticos en concreto reforzado con columnas que exceden el estado límite de resistencia ante cargas verticales.* Cartagena.

Zúñiga, O. (2005). *Evaluación analítica de la respuesta sísmica de las edificaciones de mampostería.*

10.CAPÍTULO X: ANEXOS

ANEXO Nº 1: CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN X (FEMA 440)-BLOQUE III.

ANEXO Nº 2: CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN Y (FEMA 440)-BLOQUE III.

ANEXO Nº 3: CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN X (FEMA 440)-BLOQUE IV.

ANEXO Nº 4: CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN Y (FEMA 440)-BLOQUE IV.

ANEXO Nº 5: CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN X (FEMA 440)-TANQUE ELEVADO.

ANEXO Nº 6: CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN Y (FEMA 440)-TANQUE ELEVADO.

ANEXO Nº 7: CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN X (ASCE/SEI 41-13)-BLOQUE III.

ANEXO Nº 8: CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN Y (ASCE/SEI 41-13)-BLOQUE III.

ANEXO Nº 9: CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN X (ASCE/SEI 41-13)-BLOQUE IV.

ANEXO Nº 10: CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN Y (ASCE/SEI 41-13)-BLOQUE IV.

ANEXO Nº 11: CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN X (ASCE/SEI 41-13)-TANQUE ELEVADO.

ANEXO Nº 12: CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN Y (ASCE/SEI 41-13)-TANQUE ELEVADO

ANEXO Nº 1:

CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN X (FEMA 440)-BLOQUE III.

Determinacion de espectros de aceleraciones

Tipo de sismo	Sismo de Servicio (SE)	Sismo de Diseño (DE)	Sismo Máximo (ME)
Probabilidad de excedencia	50%	10%	5%
Vida útil de la estructura	50	50	50
Periodo de retorno (TRD)	75	500	1000

	Aceleración espectral
Sismo de diseño (DE)	Sad = Z.U.C.S.g/R
Sismo de Servicio (SE)	$Sa_{(DE)}$ = 0.5 Sad
Sismo Máximo (ME)	$Sa_{(ME)}$ = 1.5 Sad

Determinación de los parámetros sísmicos:

Factor de zona: Z = 0,45
Factor de uso: U = 1,5
Factor de suelo: S = 1,1
Factor de amplificación sísmica "C":

Si: T < Tp , entonces: C = 2,5
Si: Tp < T < T_L , entonces: C = 2.5 (Tp / T)
Si: T > T_L , entonces: C = 2.5 (Tp . T_L)/(T^2)

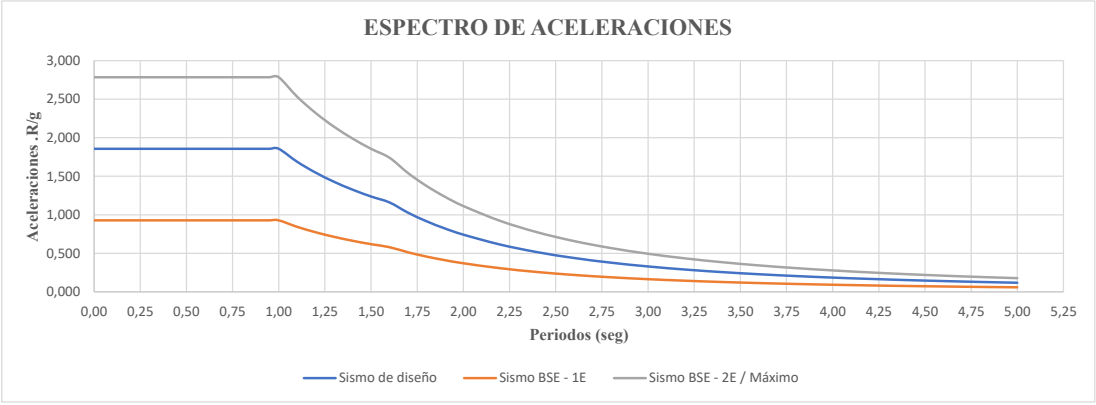
Donde:
T: Periodo de la estructura
Tp: Periodo largo de la estructura = 1,00 seg
T_L: Periodo corto de la estructura = 1,60 seg

También sabemos que la aceleración de la gravedad es: g = 9,81 m/s2
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas: R = 1

Tabulacion de valores "T", "C" y "Sad"

T	C	Sad / g	$Sa_{(SE)}$ / g	$Sa_{(ME)}$ / g
0,00	2,500	1,856	0,928	2,784
0,02	2,500	1,856	0,928	2,784
0,04	2,500	1,856	0,928	2,784
0,06	2,500	1,856	0,928	2,784
0,08	2,500	1,856	0,928	2,784
0,10	2,500	1,856	0,928	2,784
0,12	2,500	1,856	0,928	2,784
0,14	2,500	1,856	0,928	2,784
0,16	2,500	1,856	0,928	2,784
0,18	2,500	1,856	0,928	2,784
0,20	2,500	1,856	0,928	2,784
0,25	2,500	1,856	0,928	2,784
0,30	2,500	1,856	0,928	2,784
0,35	2,500	1,856	0,928	2,784
0,40	2,500	1,856	0,928	2,784
0,45	2,500	1,856	0,928	2,784
0,50	2,500	1,856	0,928	2,784
0,55	2,500	1,856	0,928	2,784
0,60	2,500	1,856	0,928	2,784
0,65	2,500	1,856	0,928	2,784
0,70	2,500	1,856	0,928	2,784
0,75	2,500	1,856	0,928	2,784
0,80	2,500	1,856	0,928	2,784
0,85	2,500	1,856	0,928	2,784
0,90	2,500	1,856	0,928	2,784
0,95	2,500	1,856	0,928	2,784
1,00	2,500	1,856	0,928	2,784
1,10	2,273	1,688	0,844	2,531
1,20	2,083	1,547	0,773	2,320
1,30	1,923	1,428	0,714	2,142
1,40	1,786	1,326	0,663	1,989
1,50	1,667	1,238	0,619	1,856
1,60	1,563	1,160	0,580	1,740
1,70	1,384	1,028	0,514	1,542
1,80	1,235	0,917	0,458	1,375
1,90	1,108	0,823	0,411	1,234
2,00	1,000	0,743	0,371	1,114
2,20	0,826	0,614	0,307	0,920
2,40	0,694	0,516	0,258	0,773
2,60	0,592	0,439	0,220	0,659
2,80	0,510	0,379	0,189	0,568
3,00	0,444	0,330	0,165	0,495
3,20	0,391	0,290	0,145	0,435

3,40	0,346	0,257	0,128	0,385
3,60	0,309	0,229	0,115	0,344
3,80	0,277	0,206	0,103	0,309
4,00	0,250	0,186	0,093	0,278
4,20	0,227	0,168	0,084	0,253
4,40	0,207	0,153	0,077	0,230
4,60	0,189	0,140	0,070	0,211
4,80	0,174	0,129	0,064	0,193
5,00	0,160	0,119	0,059	0,178



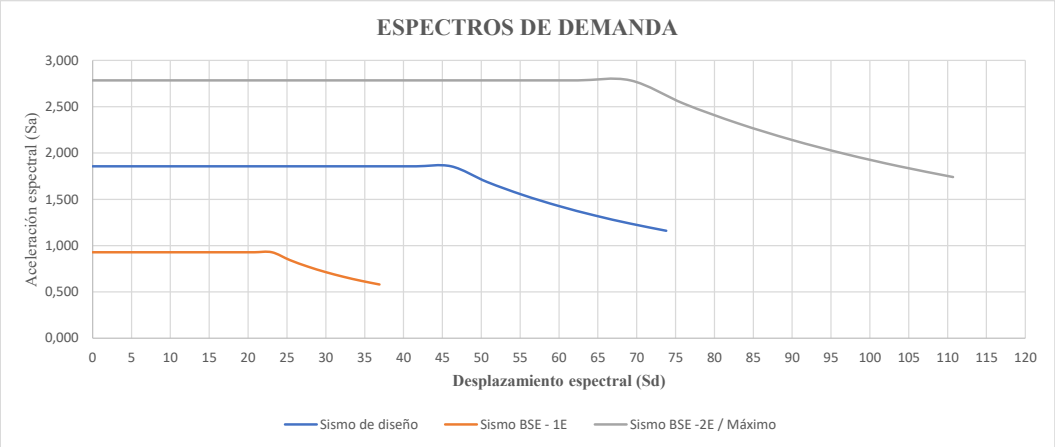
CONVERSION A ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

Conversion de espectro de aceleraciones a espectro de demanda

$$Sdi = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sai * g$$

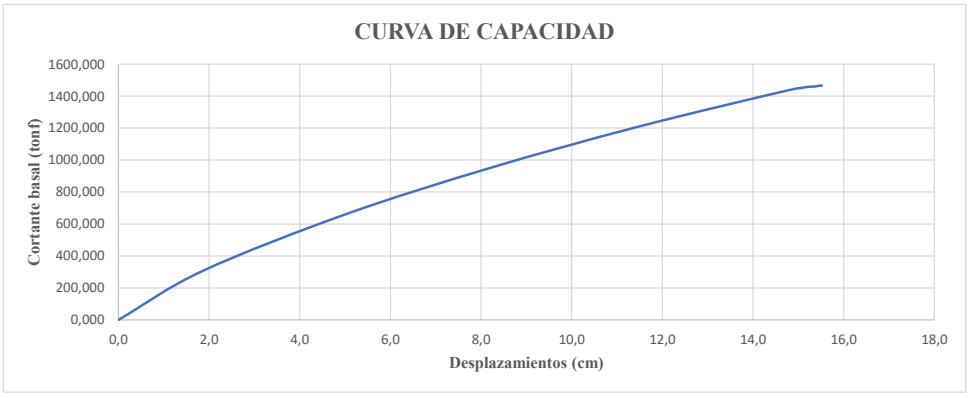
Donde: g = 981 cm/s

T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0,000	1,856	0,000	0,928	0,000	2,784	0,000
0,020	1,856	0,018	0,928	0,009	2,784	0,028
0,040	1,856	0,074	0,928	0,037	2,784	0,111
0,060	1,856	0,166	0,928	0,083	2,784	0,249
0,080	1,856	0,295	0,928	0,148	2,784	0,443
0,100	1,856	0,461	0,928	0,231	2,784	0,692
0,120	1,856	0,664	0,928	0,332	2,784	0,996
0,140	1,856	0,904	0,928	0,452	2,784	1,356
0,160	1,856	1,181	0,928	0,590	2,784	1,771
0,180	1,856	1,494	0,928	0,747	2,784	2,242
0,200	1,856	1,845	0,928	0,923	2,784	2,768
0,250	1,856	2,883	0,928	1,441	2,784	4,324
0,300	1,856	4,151	0,928	2,076	2,784	6,227
0,350	1,856	5,650	0,928	2,825	2,784	8,476
0,400	1,856	7,380	0,928	3,690	2,784	11,070
0,450	1,856	9,341	0,928	4,670	2,784	14,011
0,500	1,856	11,531	0,928	5,766	2,784	17,297
0,550	1,856	13,953	0,928	6,977	2,784	20,930
0,600	1,856	16,605	0,928	8,303	2,784	24,908
0,650	1,856	19,488	0,928	9,744	2,784	29,232
0,700	1,856	22,602	0,928	11,301	2,784	33,903
0,750	1,856	25,946	0,928	12,973	2,784	38,919
0,800	1,856	29,521	0,928	14,760	2,784	44,281
0,850	1,856	33,326	0,928	16,663	2,784	49,989
0,900	1,856	37,362	0,928	18,681	2,784	56,043
0,950	1,856	41,629	0,928	20,814	2,784	62,443
1,000	1,856	46,126	0,928	23,063	2,784	69,189
1,100	1,688	50,739	0,844	25,369	2,531	76,108
1,200	1,547	55,351	0,773	27,676	2,320	83,027
1,300	1,428	59,964	0,714	29,982	2,142	89,946
1,400	1,326	64,576	0,663	32,288	1,989	96,865
1,500	1,238	69,189	0,619	34,594	1,856	103,783
1,600	1,160	73,802	0,580	36,901	1,740	110,702



Curva de capacidad del análisis pushover obtenida a través del Software ETABS v20.0.0

Datos del Software Etabs v20.0.0		
Pasos guardados	**V**	**Desplazamiento**
	(ton)	**Δ roof (cm)**
1	0,000	0,000000
2	307,451	1,866400
3	660,521	5,010600
4	949,137	8,182300
5	1206,007	11,431500
6	1435,972	14,762200
7	1458,634	15,236500
8	1459,512	15,342900
9	1464,560	15,448500
10	1465,485	15,501600
11	1465,841	15,509800
12	1465,876	15,512700
13	1466,146	15,517500



Conversion de curva de capacidad a espectro de capacidad

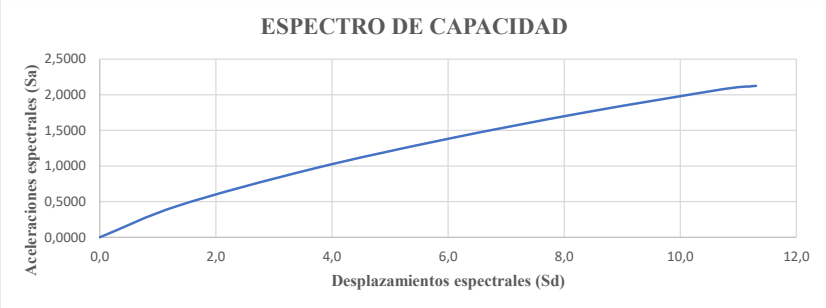
$$Sa = \frac{V}{\alpha_I * \sum W} \qquad Sd = \frac{\Delta roof}{PF1 * \emptyset_{roof1}}$$

Donde:

$$PF1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g}{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g}\right] \qquad \alpha 1 = \frac{(\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g)^2}{[\sum_{i=1}^{N} wi/g][\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g]}$$

Nivel	Peso (Wi) (tonf)	Masa (m) (tonf.s2/m)	Desplazamiento modal	Amplitud Ø i	(Ø i) ^2	Wi . Ø i / g	Wi (Ø i ^2) / g
3	222,41	22,67	0,0052	1,000	1,000	22,671	22,671
2	334,38	34,09	0,0032	0,615	0,379	20,976	12,908
1	322,95	32,92	0,0012	0,231	0,053	7,597	1,753
Suma	879,733	89,677				51,244	37,333
Factor de participación modal (PF1)						1,373	
Coeficiente de masa modal (α1)						0,784	

Datos del Software Etabs v20.0.0			**Espectro de capacidad**	
Pasos guardados	**V (ton)**	**Desplazamiento Δ roof (cm)**	**Sd**	**Sa**
1	0,000	0,000000	0,000	0,0000
2	307,451	1,866400	1,360	0,4456
3	660,521	5,010600	3,650	0,9572
4	949,137	8,182300	5,961	1,3755
5	1206,007	11,431500	8,328	1,7478
6	1435,972	14,762200	10,755	2,0810
7	1458,634	15,236500	11,100	2,1139
8	1459,512	15,342900	11,178	2,1151
9	1464,560	15,448500	11,255	2,1225
10	1465,485	15,501600	11,293	2,1238
11	1465,841	15,509800	11,299	2,1243
12	1465,876	15,512700	11,301	2,1244
13	1466,146	15,517500	11,305	2,1248



DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (PROPUESTA FEMA 440 - MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD)

Dirección de análisis: X

Patrón de cargas laterales: Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

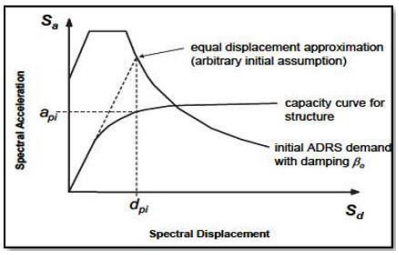
PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE DISEÑO (Según E.030)

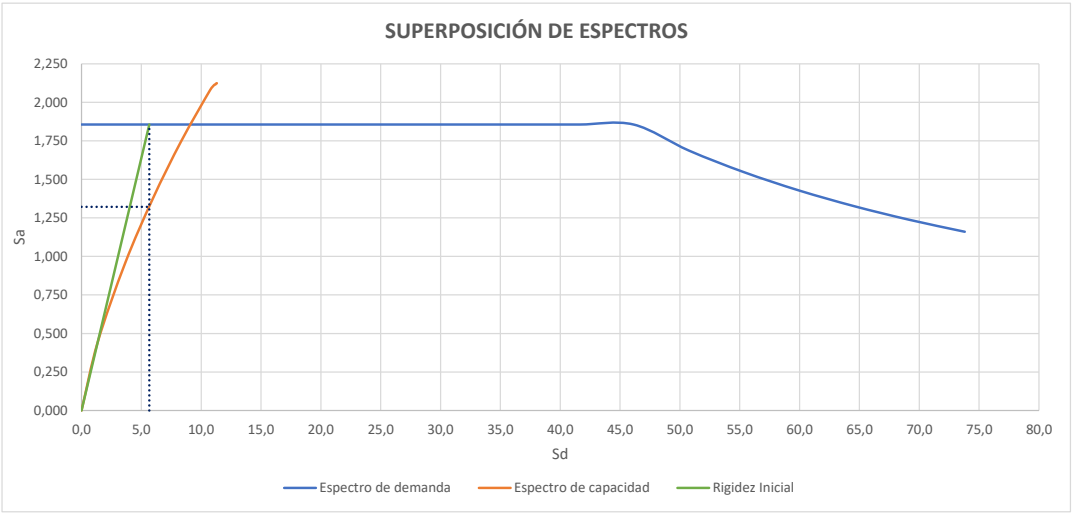
1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo de diseño

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 1,856

Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,4456
S af =	1,856
ap i =	1,322

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	1,3597
S df =	5,6647
dp i =	5,6647



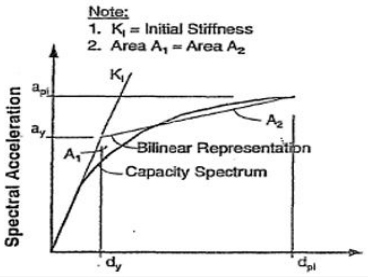


2. Representación bilineal del espectro de capacidad

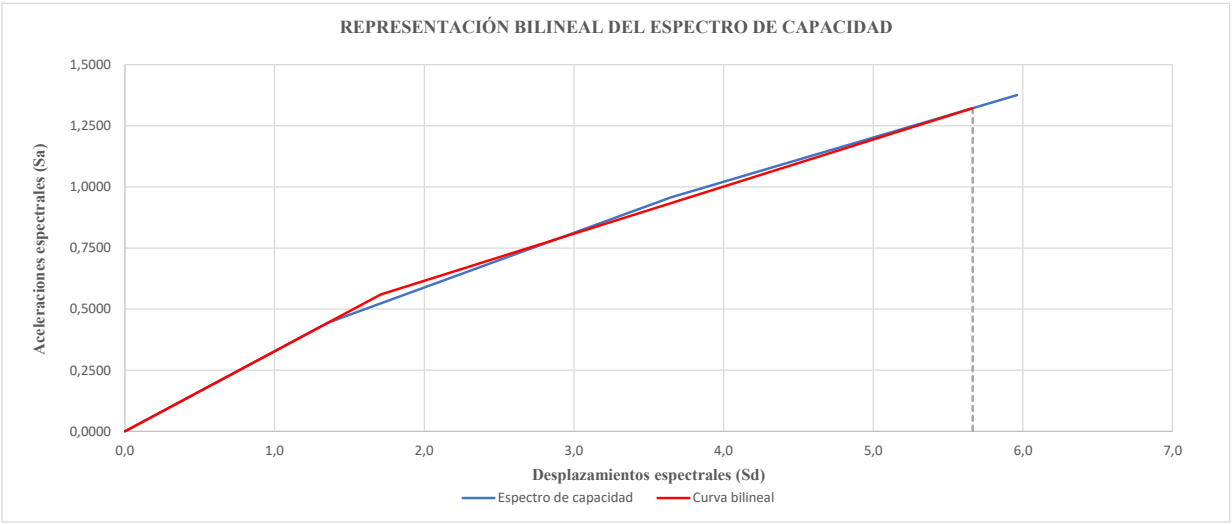
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,5600
api =	1,322

Sdi =	0
dy =	1,709
dpi =	5,6647



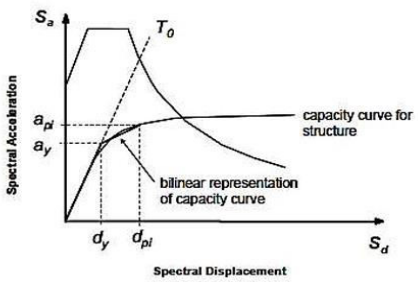
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,560
dy = 1,709



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 1,856
Sd = 5,665

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo:

To =	0,350	seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}588$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 3{,}315$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,561

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 17,612 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

β = 1,464

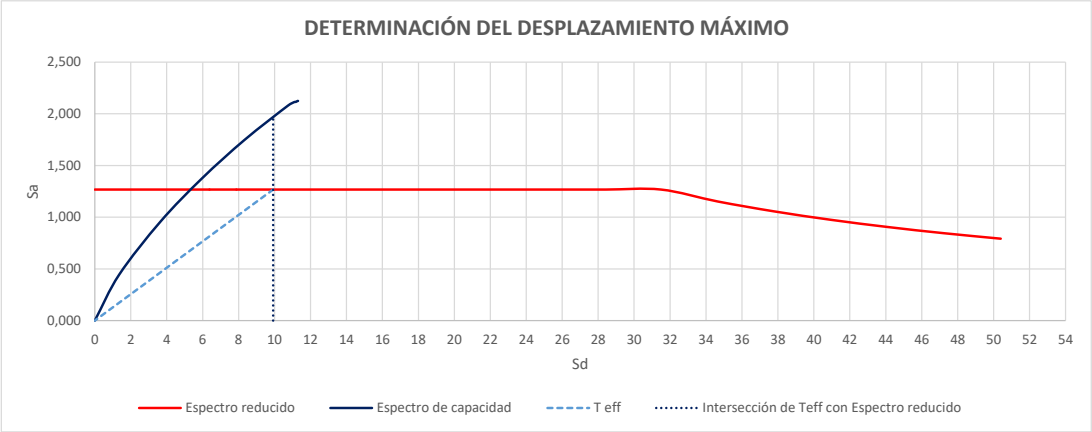
T	Sismo de diseño	
	Sa	Sd
0,000	1,268	0,000
0,020	1,268	0,013
0,040	1,268	0,050
0,060	1,268	0,113
0,080	1,268	0,202
0,100	1,268	0,315
0,120	1,268	0,454
0,140	1,268	0,617
0,160	1,268	0,806
0,180	1,268	1,021
0,200	1,268	1,260
0,250	1,268	1,969
0,300	1,268	2,835
0,350	1,268	3,858
0,400	1,268	5,040
0,450	1,268	6,378
0,500	1,268	7,874
0,550	1,268	9,528
0,600	1,268	11,339
0,650	1,268	13,308
0,700	1,268	15,434
0,750	1,268	17,717
0,800	1,268	20,158
0,850	1,268	22,757
0,900	1,268	25,513
0,950	1,268	28,427
1,000	1,268	31,498
1,100	1,152	34,647
1,200	1,056	37,797
1,300	0,975	40,947
1,400	0,905	44,097
1,500	0,845	47,246

1,600	0,792	50,396

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

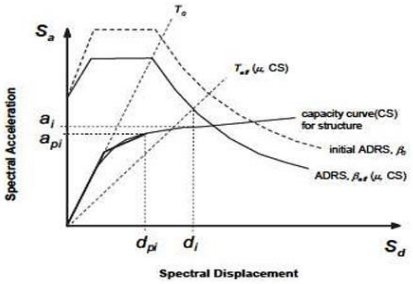
Para:

Teff =	0,561
Sa	Sd
1,268	9,920



El punto de desempeño será:

ai =	1,950
di =	9,920



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	1,322	5,665
Desempeño máximo estimado (di)	1,950	9,920
Diferencia (%)	32,20%	42,89%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

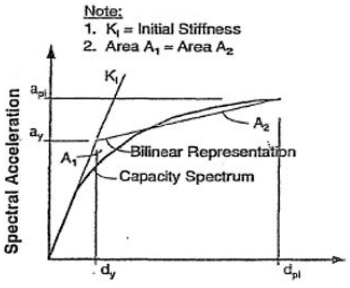
Se vuelve a iterar los procedmientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

2. Representación bilineal del espectro de capacidad

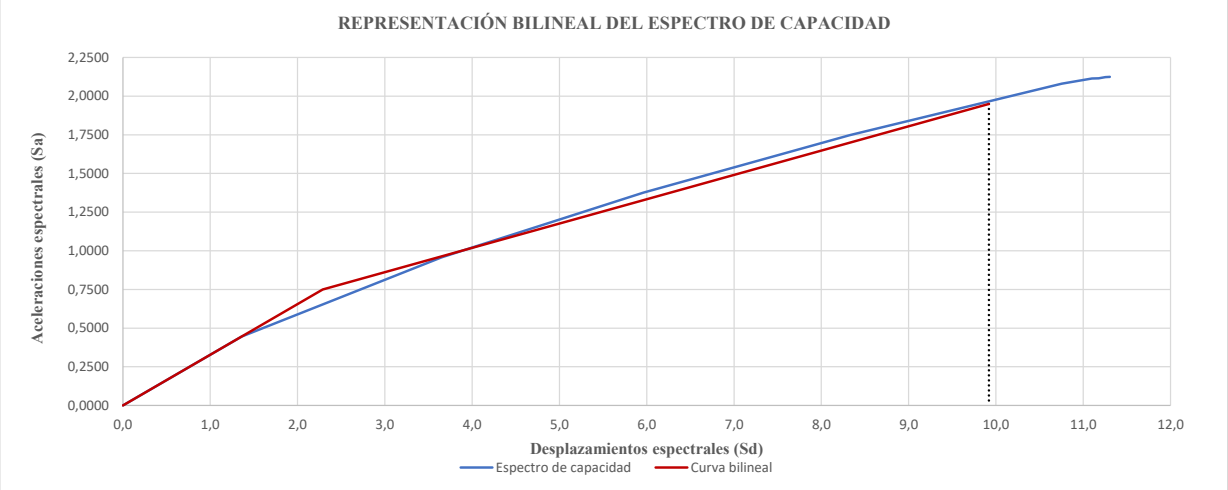
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,7500
api =	1,950

Sdi =	0
dy =	2,289
dpi =	9,9198



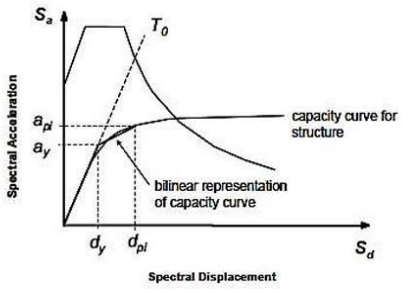
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,750
dy = 2,289



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 0,446
Sd = 1,360

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,350 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}480$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 4{,}334$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **T eff =** 0,600

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **β eff =** 19,401 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a) = \frac{(S_a)_0}{B} \qquad B = \frac{4}{}$$

$(S_a)_\beta = \frac{}{B(\beta_{eff})}$ $\quad B = 5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)$

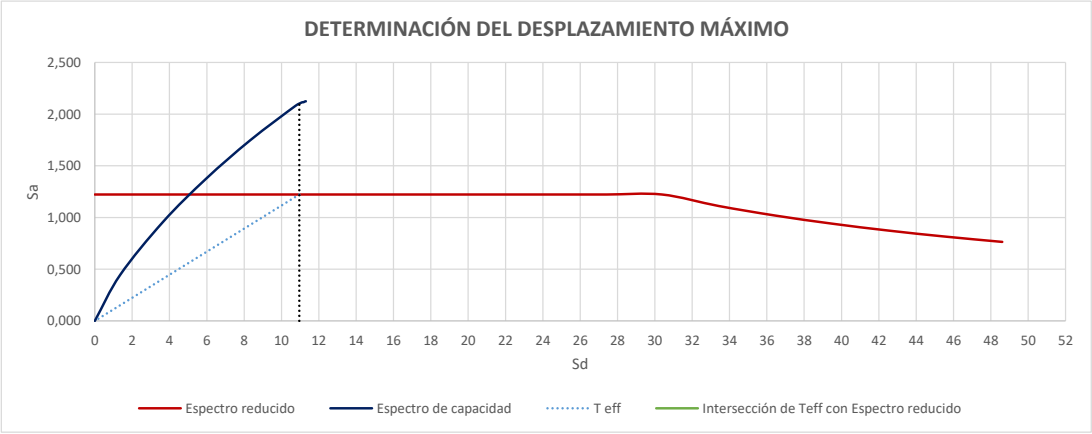
β = 1,518

T	Sismo de diseño	
	Sa	Sd
0,000	1,223	0,000
0,020	1,223	0,012
0,040	1,223	0,049
0,060	1,223	0,109
0,080	1,223	0,194
0,100	1,223	0,304
0,120	1,223	0,437
0,140	1,223	0,595
0,160	1,223	0,778
0,180	1,223	0,984
0,200	1,223	1,215
0,250	1,223	1,899
0,300	1,223	2,734
0,350	1,223	3,722
0,400	1,223	4,861
0,450	1,223	6,152
0,500	1,223	7,595
0,550	1,223	9,190
0,600	1,223	10,937
0,650	1,223	12,836
0,700	1,223	14,887
0,750	1,223	17,090
0,800	1,223	19,444
0,850	1,223	21,951
0,900	1,223	24,609
0,950	1,223	27,420
1,000	1,223	30,382
1,100	1,112	33,420
1,200	1,019	36,458
1,300	0,941	39,496
1,400	0,873	42,534
1,500	0,815	45,573
1,600	0,764	48,611

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

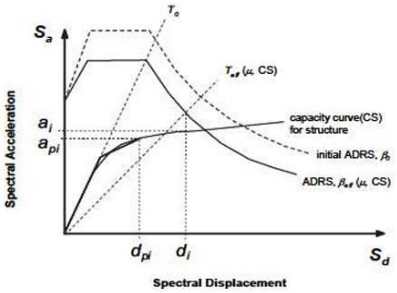
Para:

Teff =	0,600
Sa	Sd
1,223	10,955



El punto de desempeño será:

ai =	2,100
di =	10,955



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	1,950	9,920
Desempeño máximo estimado (di)	2,100	10,955
Diferencia (%)	7,16%	9,45%
< 10%	OK	OK

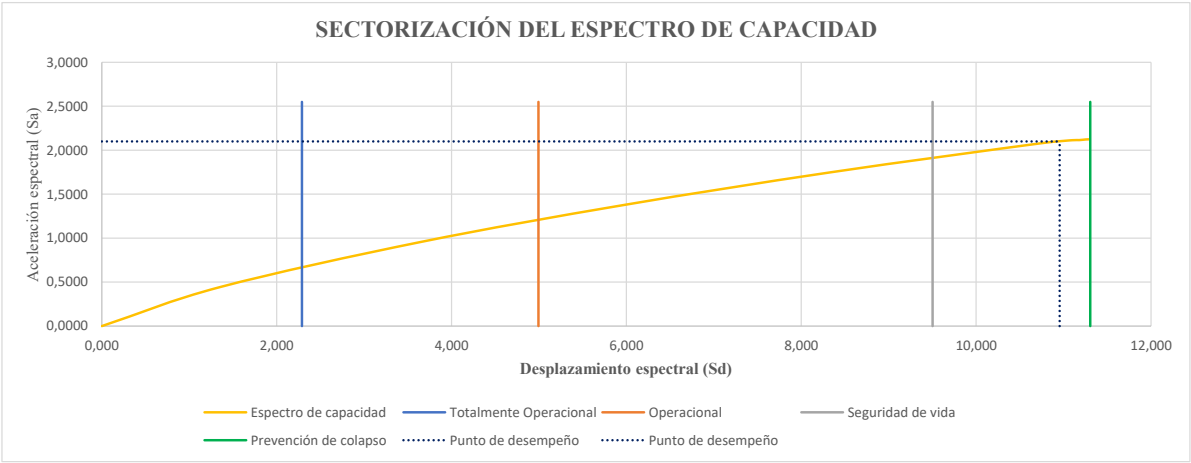
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	2,289
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	4,994
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	9,502
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	11,305

Nivel de desempeño sísmico:

Prevención de colapso



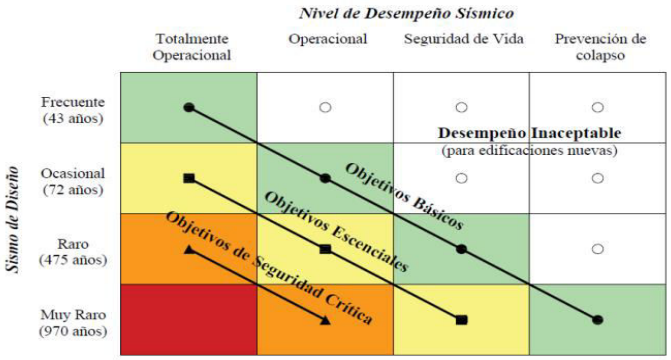
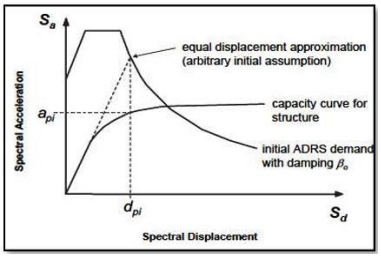


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE SERVICIO (Según E.030)

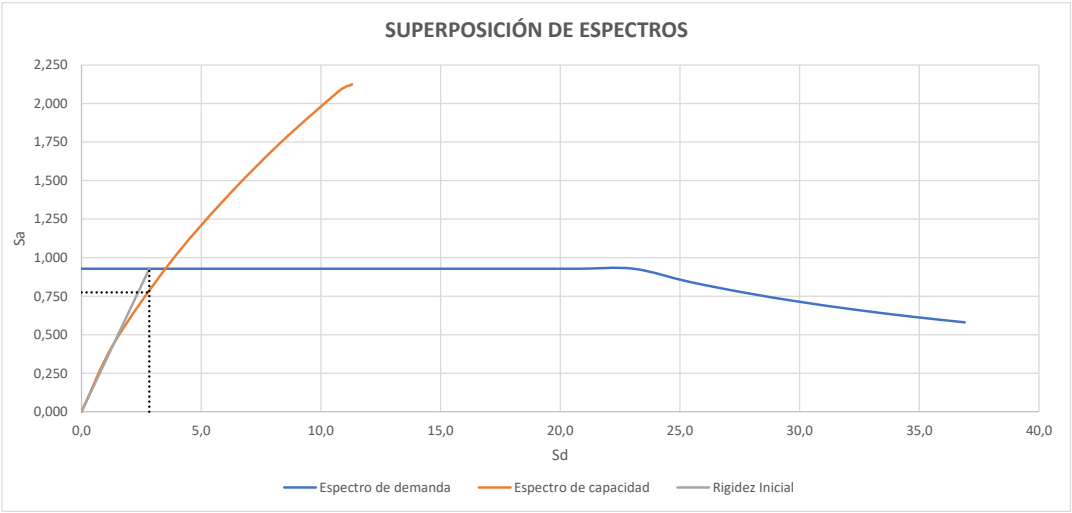
1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo de servicio

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 0,928



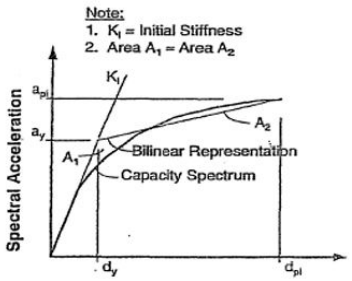
Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,4456
S af =	0,9281
ap i =	0,775

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	1,3597
S df =	2,8324
dp i =	2,8324



2. Representación bilineal del espectro de capacidad

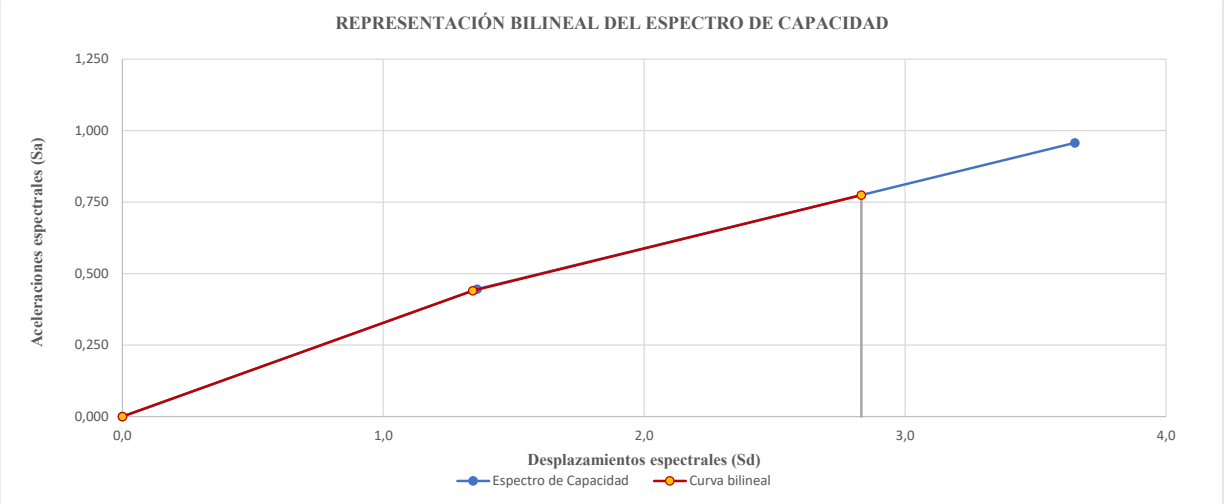
Mediante una serie de iteraciones:



Sai =	0
ay =	0,4400
api =	0,775

Sdi =	0
dy =	1,343
dpi =	2,8324

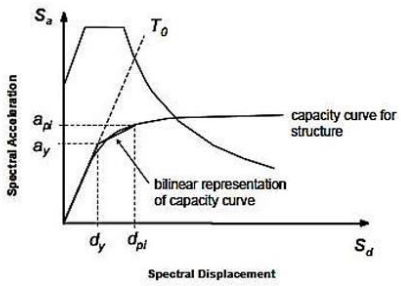
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,440
dy = 1,343



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 0,928
Sd = 2,832

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,350 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}685$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 2{,}109$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu-1)^2 - 0.038(\mu-1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \le \mu \le 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,419

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu-1)^2 - 1.1(\mu-1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \le \mu \le 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu-1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 9,529 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

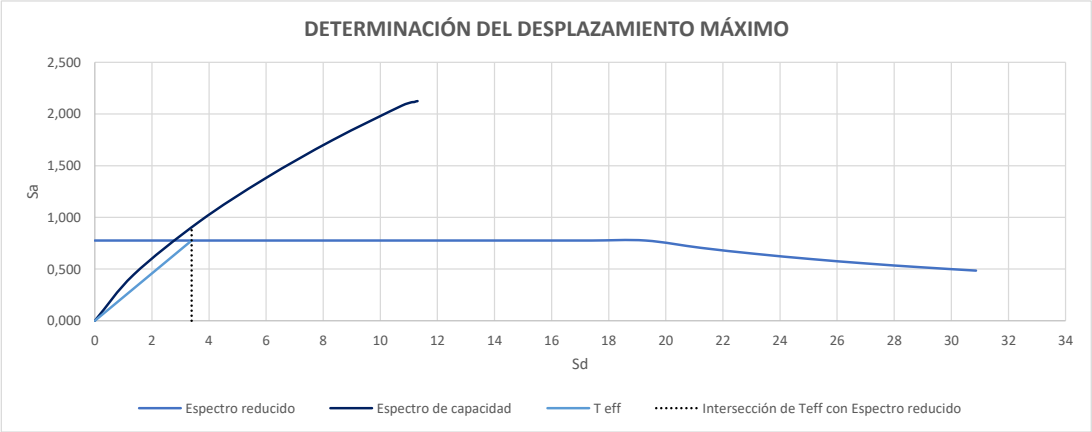
β = 1,196

T	Sismo de servicio	
	Sa	**Sd**
0,000	0,776	0,000
0,020	0,776	0,008
0,040	0,776	0,031
0,060	0,776	0,069
0,080	0,776	0,123
0,100	0,776	0,193
0,120	0,776	0,278
0,140	0,776	0,378
0,160	0,776	0,494
0,180	0,776	0,625
0,200	0,776	0,772
0,250	0,776	1,206
0,300	0,776	1,736
0,350	0,776	2,363
0,400	0,776	3,086
0,450	0,776	3,906
0,500	0,776	4,823
0,550	0,776	5,835
0,600	0,776	6,945
0,650	0,776	8,150
0,700	0,776	9,452
0,750	0,776	10,851
0,800	0,776	12,346
0,850	0,776	13,937
0,900	0,776	15,625
0,950	0,776	17,410
1,000	0,776	19,290
1,100	0,706	21,220
1,200	0,647	23,149
1,300	0,597	25,078
1,400	0,555	27,007
1,500	0,518	28,936
1,600	0,485	30,865

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

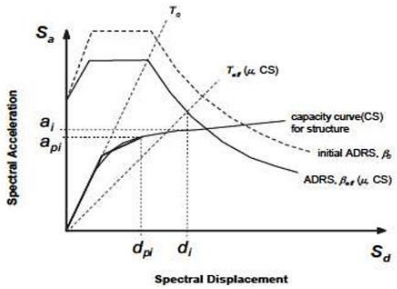
Para:

Teff =	0,419
Sa	Sd
0,776	3,390



El punto de desempeño será:

ai =	0,899
di =	3,390



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	Sd (cm)
Desempeño supuesto (dp)	0,775	2,832
Desempeño máximo estimado (di)	0,899	3,390
Diferencia (%)	13,86%	16,45%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

Se vuelve a iterar los procedmientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

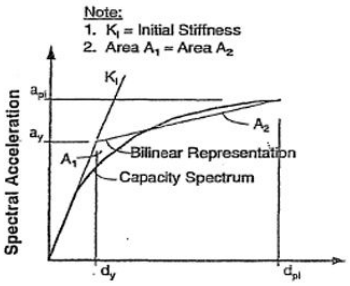
2. Representación bilineal del espectro de capacidad

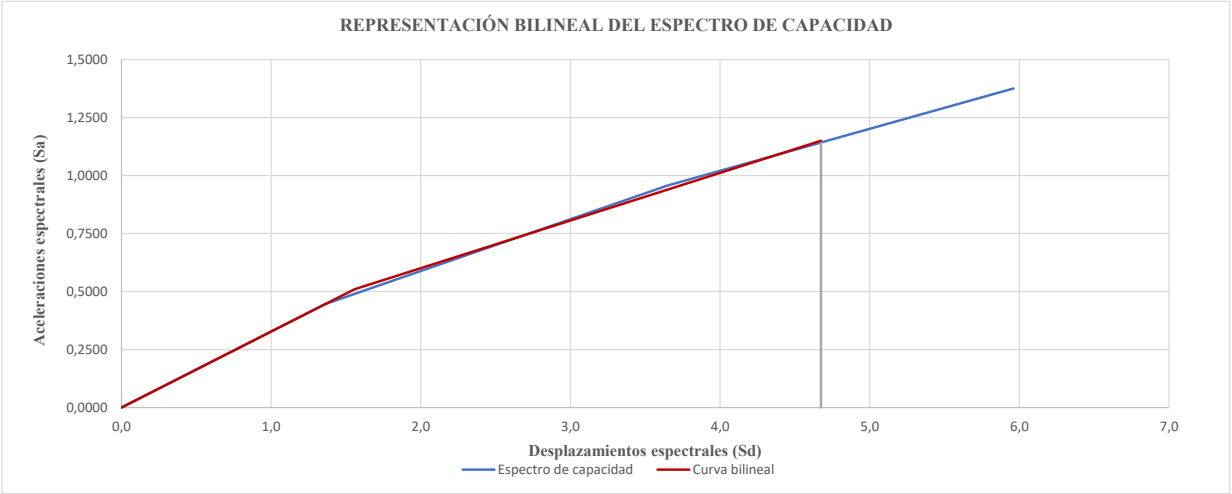
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,5100
api =	1,150

Sdi =	0
dy =	1,556
dpi =	4,6740

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$





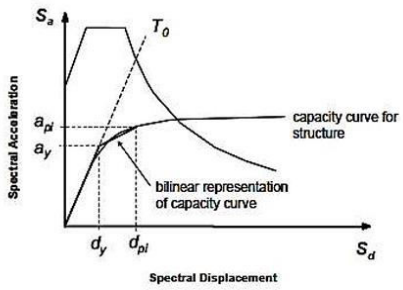
3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,510
dy = 1,556

La linea To intersepta al espectro de demanda en

Sa = 0,446
Sd = 1,360



Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,350 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} =$$ 0,626

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} =$$ 3,003

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,525

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 15,820 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

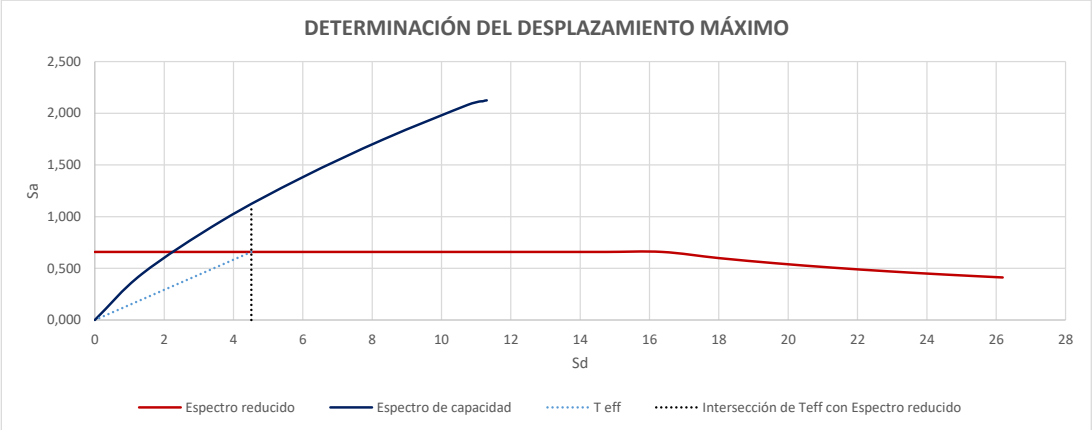
β = 1,409

T	Sismo de servicio	
	Sa	Sd
0,000	0,659	0,000
0,020	0,659	0,007
0,040	0,659	0,026
0,060	0,659	0,059
0,080	0,659	0,105
0,100	0,659	0,164
0,120	0,659	0,236
0,140	0,659	0,321
0,160	0,659	0,419
0,180	0,659	0,530
0,200	0,659	0,655
0,250	0,659	1,023
0,300	0,659	1,473
0,350	0,659	2,005
0,400	0,659	2,619
0,450	0,659	3,314
0,500	0,659	4,092
0,550	0,659	4,951
0,600	0,659	5,892
0,650	0,659	6,915
0,700	0,659	8,020
0,750	0,659	9,207
0,800	0,659	10,475
0,850	0,659	11,825
0,900	0,659	13,258
0,950	0,659	14,771
1,000	0,659	16,367
1,100	0,599	18,004
1,200	0,549	19,641
1,300	0,507	21,278
1,400	0,470	22,914
1,500	0,439	24,551
1,600	0,412	26,188

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

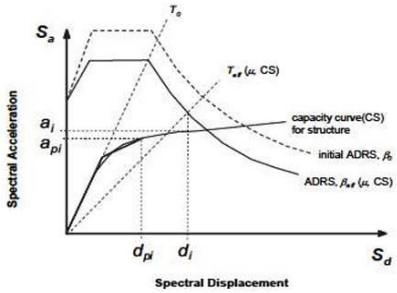
Para:

Teff =	0,525
Sa	Sd
0,659	4,515



El punto de desempeño será:

ai =	1,114
di =	4,515



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	1,150	4,674
Desempeño máximo estimado (di)	1,114	4,515
Diferencia (%)	3,25%	3,51%
< 10%	OK	OK

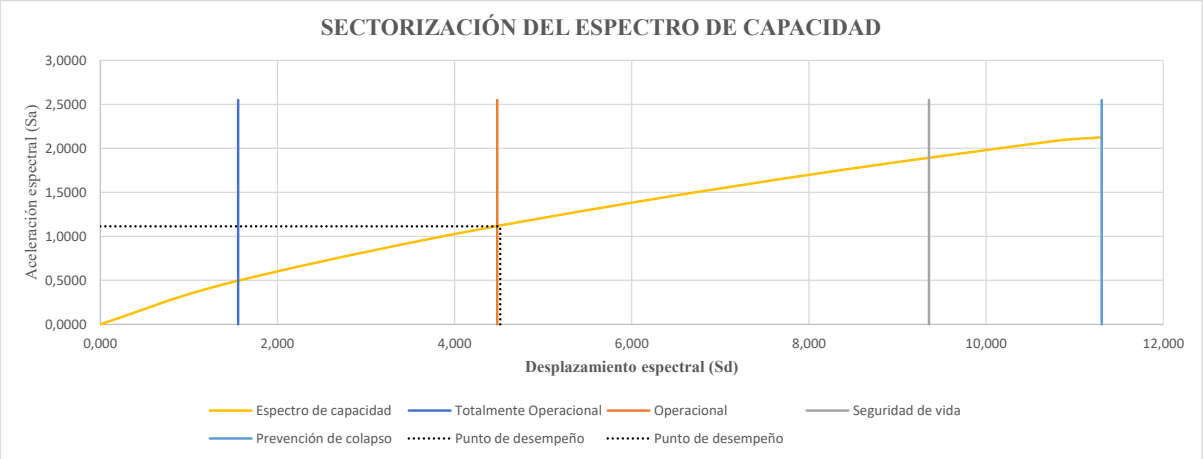
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	1,556
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	4,481
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	9,355
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	11,305

Nivel de desempeño sísmico:

Seguridad de vida



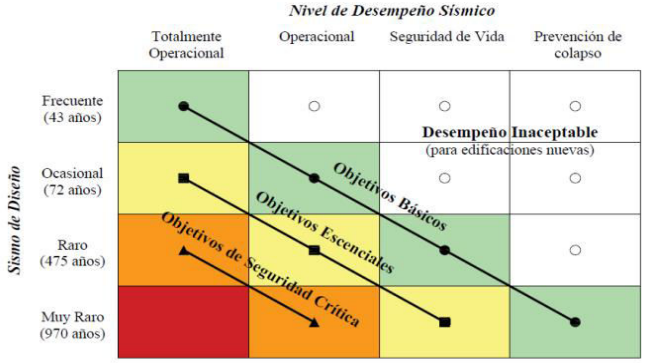
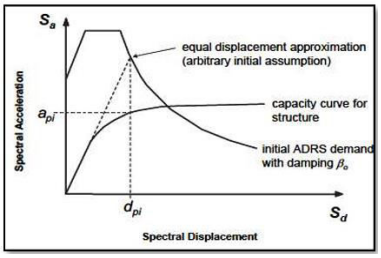


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO MÁXIMO (Según E.030)

1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo Máximo

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 2,784



Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,4456
S af =	2,7844
ap i =	1,771

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	1,3597
S df =	8,4971
dp i =	8,4971

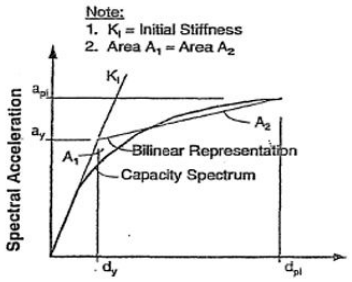


2. Representación bilineal del espectro de capacidad

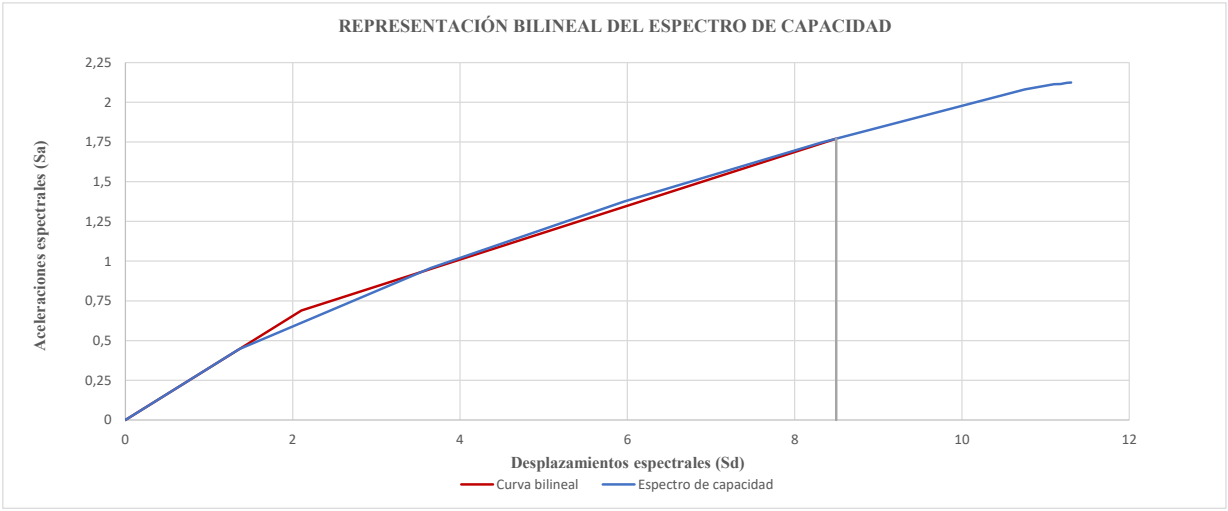
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,6900
api =	1,771

Sdi =	0
dy =	2,106
dpi =	8,4971



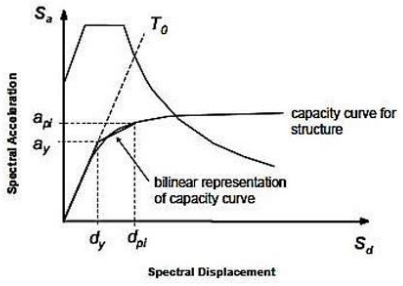
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,690
dy = 2,106



La linea To intersepta al espectro de demanda en

Sa = 2,784
Sd = 8,497

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo:

To =	0,350	seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} =$$ 0,516

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} =$$ 4,035

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **T eff =** 0,587

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **β eff =** 19,007 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

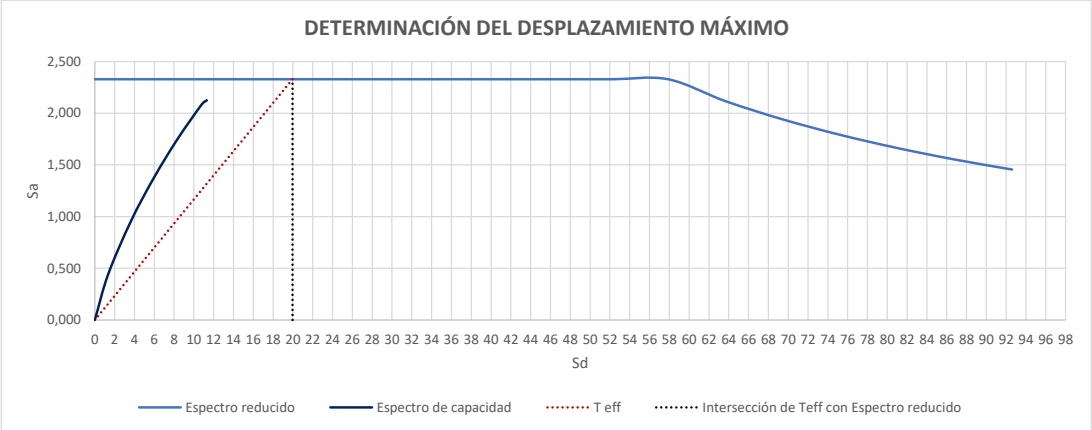
β = 1,506

T	Sismo Máximo	
	Sa	Sd
0,000	2,329	0,000
0,020	2,329	0,023
0,040	2,329	0,093
0,060	2,329	0,208
0,080	2,329	0,370
0,100	2,329	0,579
0,120	2,329	0,833
0,140	2,329	1,134
0,160	2,329	1,482
0,180	2,329	1,875
0,200	2,329	2,315
0,250	2,329	3,617
0,300	2,329	5,208
0,350	2,329	7,089
0,400	2,329	9,259
0,450	2,329	11,719
0,500	2,329	14,468
0,550	2,329	17,506
0,600	2,329	20,834
0,650	2,329	24,451
0,700	2,329	28,357
0,750	2,329	32,553
0,800	2,329	37,038
0,850	2,329	41,812
0,900	2,329	46,876
0,950	2,329	52,229
1,000	2,329	57,871
1,100	2,117	63,659
1,200	1,941	69,446
1,300	1,791	75,233
1,400	1,664	81,020
1,500	1,553	86,807
1,600	1,456	92,594

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

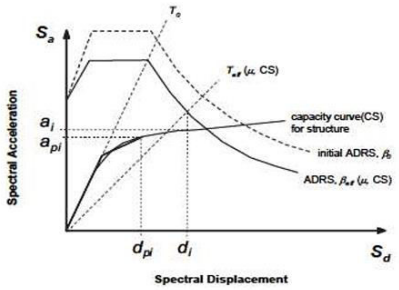
Para:

Teff =	0,587
Sa	Sd
2,329	19,958



El punto de desempeño será:

ai =	2,329
di =	19,958



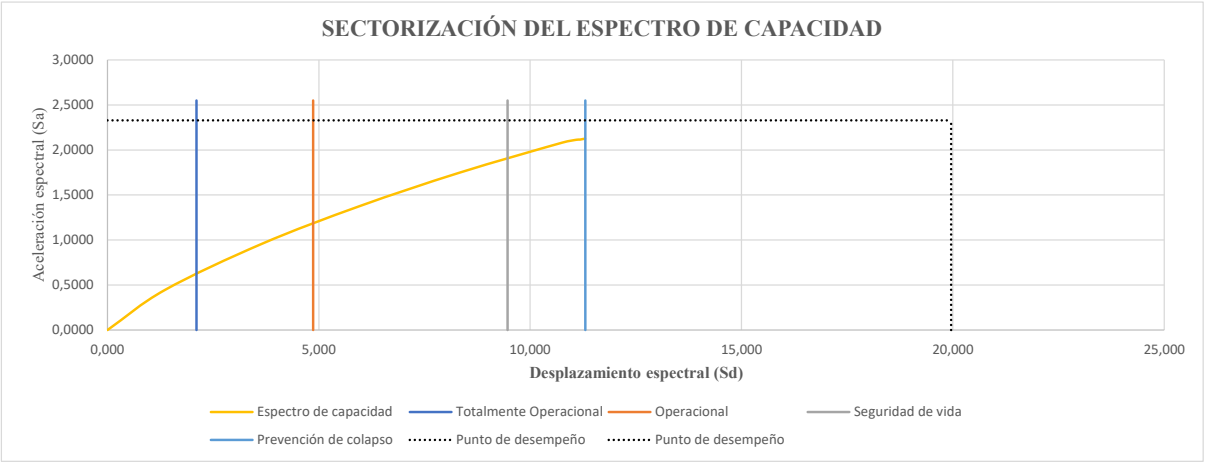
El desplazamiento máximo estimado di, no intercepta al espectro de capacidad por lo tanto no es posible la comparación con el desplazamiento supuesto inicial dpi

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	2,106
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	4,865
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	9,465
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	11,305

Nivel de desempeño sísmico:

Colapso



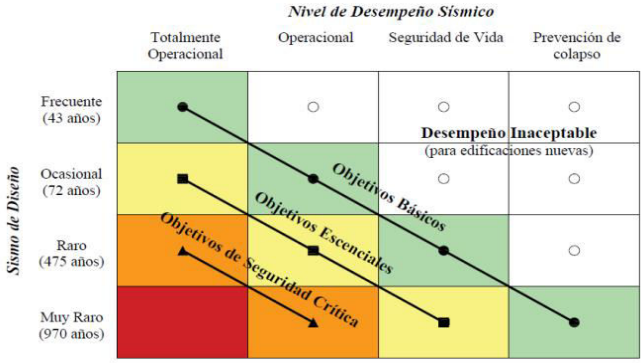


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

RESUMEN

SISMO DIRECCIÓN X-X	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	1,114	4,515	768,56	6,20
Sismo de Diseño	2,100	10,955	1449,10	15,04
Sismo Máximo (BSE-2E)	-	-	-	-

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Seguridad de vida	No
Sismo de Diseño	Prevención de colapso	No
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC-40, 1996)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Diseño	Prevención de colapso	No
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

ANEXO Nº 2:

CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN Y (FEMA 440)-BLOQUE III.

Determinacion de espectros de aceleraciones

Tipo de sismo	Sismo de Servicio (SE)	Sismo de Diseño (DE)	Sismo Máximo (ME)
Probabilidad de excedencia	50%	10%	5%
Vida útil de la estructura	50	50	50
Periodo de retorno (TRD)	75	500	1000

	Aceleración espectral
Sismo de diseño (DE)	Sad = Z.U.C.S.g/R
Sismo de Servicio (SE)	Sa (DE) = 0.5 Sad
Sismo Máximo (ME)	Sa (ME) = 1.5 Sad

Determinación de los parámetros sísmicos:

Factor de zona: Z = 0,45
Factor de uso: U = 1,5
Factor de suelo: S = 1,1
Factor de amplificación sísmica "C":

Si: T < Tp , entonces: C = 2,5
Si: Tp < T < TL , entonces: C = 2.5 (Tp / T)
Si: T > TL , entonces: C = 2.5 (Tp . TL)/(T^2)

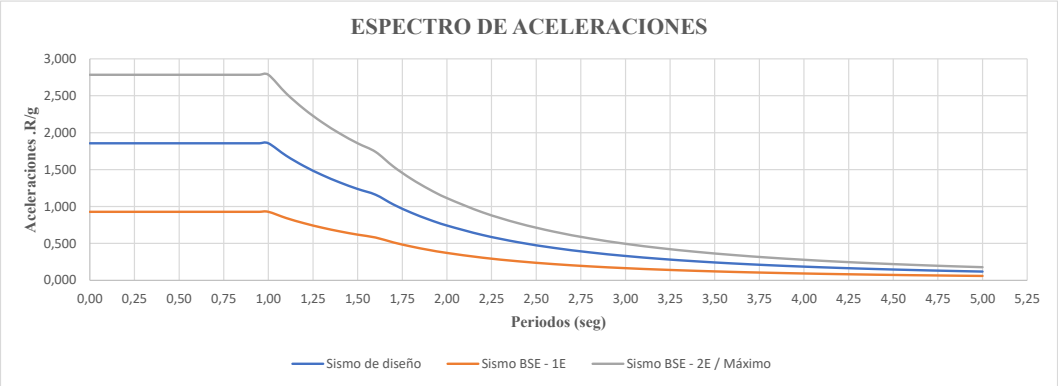
Donde:
T: Periodo de la estructura
Tp: Periodo largo de la estructura = 1,00 seg
TL: Periodo corto de la estructura = 1,60 seg

También sabemos que la aceleración de la gravedad es: g = 9,81 m/s2
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas: R = 1

Tabulacion de valores "T", "C" y "Sad"

T	C	Sad / g	Sa (SE) / g	Sa (ME) / g
0,00	2,500	1,856	0,928	2,784
0,02	2,500	1,856	0,928	2,784
0,04	2,500	1,856	0,928	2,784
0,06	2,500	1,856	0,928	2,784
0,08	2,500	1,856	0,928	2,784
0,10	2,500	1,856	0,928	2,784
0,12	2,500	1,856	0,928	2,784
0,14	2,500	1,856	0,928	2,784
0,16	2,500	1,856	0,928	2,784
0,18	2,500	1,856	0,928	2,784
0,20	2,500	1,856	0,928	2,784
0,25	2,500	1,856	0,928	2,784
0,30	2,500	1,856	0,928	2,784
0,35	2,500	1,856	0,928	2,784
0,40	2,500	1,856	0,928	2,784
0,45	2,500	1,856	0,928	2,784
0,50	2,500	1,856	0,928	2,784
0,55	2,500	1,856	0,928	2,784
0,60	2,500	1,856	0,928	2,784
0,65	2,500	1,856	0,928	2,784
0,70	2,500	1,856	0,928	2,784
0,75	2,500	1,856	0,928	2,784
0,80	2,500	1,856	0,928	2,784
0,85	2,500	1,856	0,928	2,784
0,90	2,500	1,856	0,928	2,784
0,95	2,500	1,856	0,928	2,784
1,00	2,500	1,856	0,928	2,784
1,10	2,273	1,688	0,844	2,531
1,20	2,083	1,547	0,773	2,320
1,30	1,923	1,428	0,714	2,142
1,40	1,786	1,326	0,663	1,989
1,50	1,667	1,238	0,619	1,856
1,60	1,563	1,160	0,580	1,740
1,70	1,384	1,028	0,514	1,542
1,80	1,235	0,917	0,458	1,375
1,90	1,108	0,823	0,411	1,234
2,00	1,000	0,743	0,371	1,114
2,20	0,826	0,614	0,307	0,920
2,40	0,694	0,516	0,258	0,773
2,60	0,592	0,439	0,220	0,659
2,80	0,510	0,379	0,189	0,568
3,00	0,444	0,330	0,165	0,495
3,20	0,391	0,290	0,145	0,435
3,40	0,346	0,257	0,128	0,385
3,60	0,309	0,229	0,115	0,344
3,80	0,277	0,206	0,103	0,309

4,00	0,250	0,186	0,093	0,278
4,20	0,227	0,168	0,084	0,253
4,40	0,207	0,153	0,077	0,230
4,60	0,189	0,140	0,070	0,211
4,80	0,174	0,129	0,064	0,193
5,00	0,160	0,119	0,059	0,178



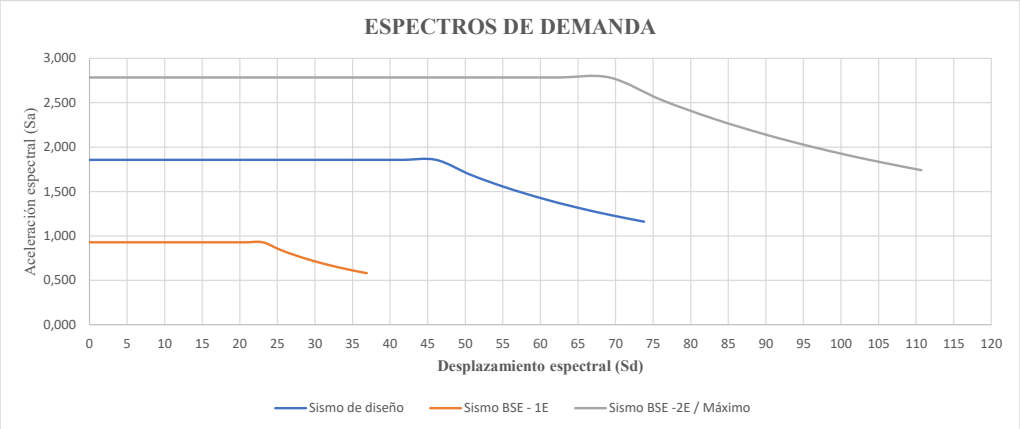
CONVERSION A ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

Conversion de espectro de aceleraciones a espectro de demanda

$$Sdi = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sai * g$$

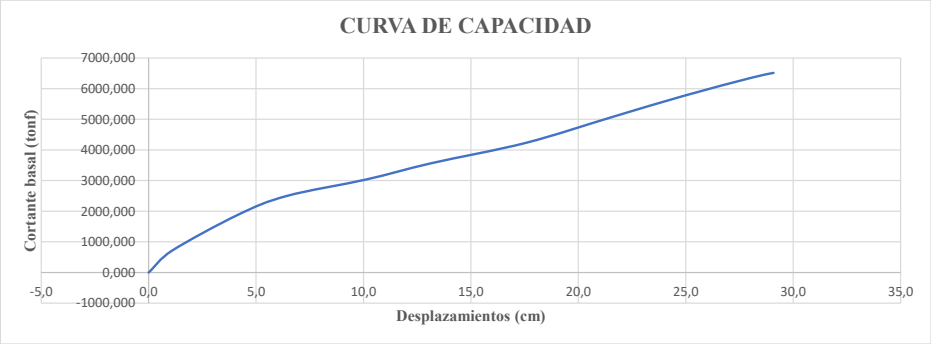
Donde: g = 981 cm/s

T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0,000	1,856	0,000	0,928	0,000	2,784	0,000
0,020	1,856	0,018	0,928	0,009	2,784	0,028
0,040	1,856	0,074	0,928	0,037	2,784	0,111
0,060	1,856	0,166	0,928	0,083	2,784	0,249
0,080	1,856	0,295	0,928	0,148	2,784	0,443
0,100	1,856	0,461	0,928	0,231	2,784	0,692
0,120	1,856	0,664	0,928	0,332	2,784	0,996
0,140	1,856	0,904	0,928	0,452	2,784	1,356
0,160	1,856	1,181	0,928	0,590	2,784	1,771
0,180	1,856	1,494	0,928	0,747	2,784	2,242
0,200	1,856	1,845	0,928	0,923	2,784	2,768
0,250	1,856	2,883	0,928	1,441	2,784	4,324
0,300	1,856	4,151	0,928	2,076	2,784	6,227
0,350	1,856	5,650	0,928	2,825	2,784	8,476
0,400	1,856	7,380	0,928	3,690	2,784	11,070
0,450	1,856	9,341	0,928	4,670	2,784	14,011
0,500	1,856	11,531	0,928	5,766	2,784	17,297
0,550	1,856	13,953	0,928	6,977	2,784	20,930
0,600	1,856	16,605	0,928	8,303	2,784	24,908
0,650	1,856	19,488	0,928	9,744	2,784	29,232
0,700	1,856	22,602	0,928	11,301	2,784	33,903
0,750	1,856	25,946	0,928	12,973	2,784	38,919
0,800	1,856	29,521	0,928	14,760	2,784	44,281
0,850	1,856	33,326	0,928	16,663	2,784	49,989
0,900	1,856	37,362	0,928	18,681	2,784	56,043
0,950	1,856	41,629	0,928	20,814	2,784	62,443
1,000	1,856	46,126	0,928	23,063	2,784	69,189
1,100	1,688	50,739	0,844	25,369	2,531	76,108
1,200	1,547	55,351	0,773	27,676	2,320	83,027
1,300	1,428	59,964	0,714	29,982	2,142	89,946
1,400	1,326	64,576	0,663	32,288	1,989	96,865
1,500	1,238	69,189	0,619	34,594	1,856	103,783
1,600	1,160	73,802	0,580	36,901	1,740	110,702



Curva de capacidad del análisis pushover obtenida a través del Software ETABS v20.0.0

Datos del Software Etabs v20.0.0		
Pasos guardados	V	Desplazamiento
	(ton)	Δ roof (cm)
1	0,000	0,000000
2	62,592	0,093800
3	707,217	1,076300
4	1882,778	4,154600
5	2498,554	6,426500
6	3035,675	10,122500
7	3568,148	13,165600
8	4230,823	17,554100
9	5073,425	21,569400
10	5756,775	24,863700
11	6357,518	28,064000
12	6515,046	29,085200



Conversion de curva de capacidad a espectro de capacidad

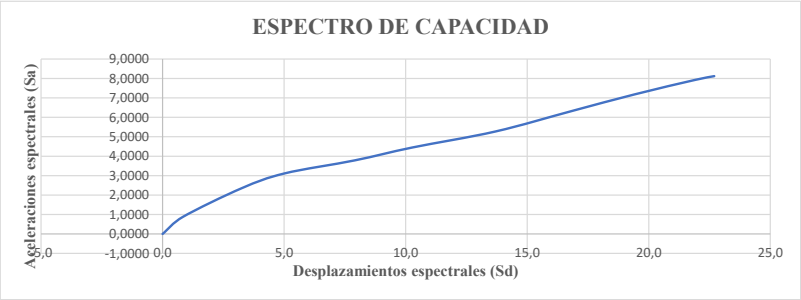
$$Sa = \frac{V}{\alpha_I * \sum W} \qquad Sd = \frac{\Delta roof}{PF1 * \emptyset_{roof1}}$$

Donde:

$$PF1 = [\frac{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g}{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g}] \qquad \alpha 1 = \frac{(\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g)^2}{[\sum_{i=1}^{N} wi/g][\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g]}$$

Nivel	Peso (Wi) (tonf)	Masa (m) (tonf.s2/m)	Desplazamiento modal	Amplitud Ø i	(Ø i) ^2	Wi . Ø i / g	Wi (Ø i ^2) / g
3	222,41	22,67	0,0045	1,000	1,000	22,671	22,671
2	334,38	34,09	0,0035	0,778	0,605	26,511	20,620
1	322,95	32,92	0,002	0,444	0,198	14,631	6,503
Suma	879,733	89,677				63,814	49,794
Factor de participación modal (PF1)						1,282	
Coeficiente de masa modal (α1)						0,912	

Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad	
Pasos guardados	V (ton)	Desplazamiento Δ roof (cm)	Sd	Sa
1	0,000	0,000000	0,000	0,0000
2	62,592	0,093800	0,073	0,0780
3	707,217	1,076300	0,840	0,8815
4	1882,778	4,154600	3,242	2,3468
5	2498,554	6,426500	5,015	3,1144
6	3035,675	10,122500	7,899	3,7839
7	3568,148	13,165600	10,273	4,4476
8	4230,823	17,554100	13,697	5,2736
9	5073,425	21,569400	16,831	6,3238
10	5756,775	24,863700	19,401	7,1756
11	6357,518	28,064000	21,898	7,9244
12	6515,046	29,085200	22,695	8,1208



DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (PROPUESTA FEMA 440 - MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD)

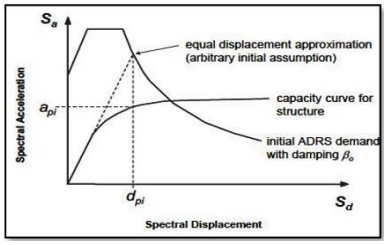
Dirección de análisis: Y

Patrón de cargas laterales: Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE DISEÑO (Según E.030)

1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo de diseño

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 1,856



Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,0780
S af =	1,856
ap i =	1,432

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	0,0732
S df =	1,7414
dp i =	1,7414

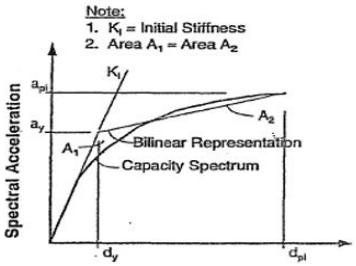


2. Representación bilineal del espectro de capacidad

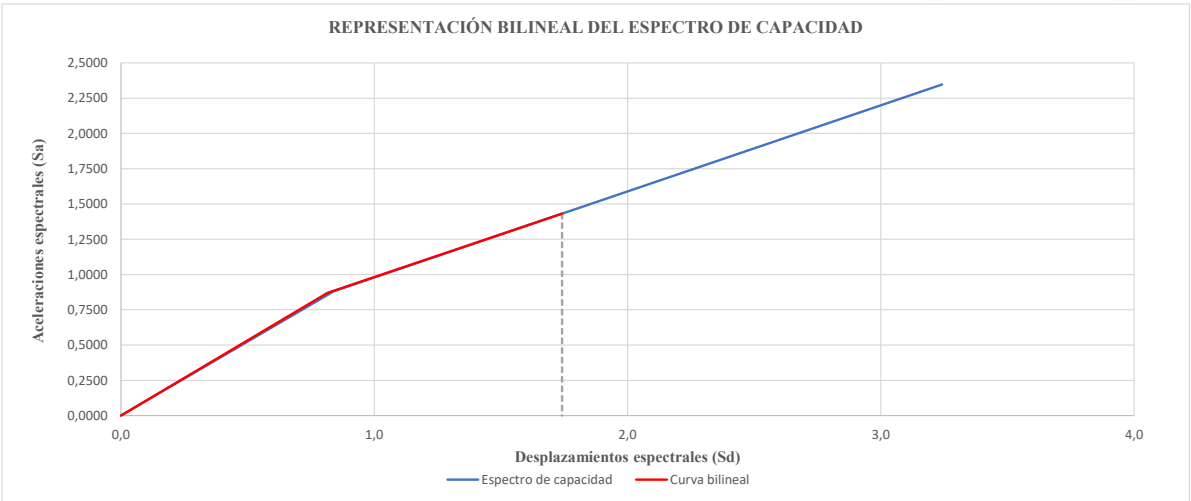
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,8700
api =	1,432

Sdi =	0
dy =	0,816
dpi =	1,7414



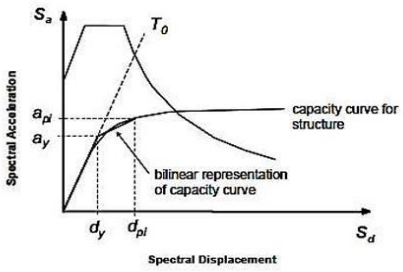
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,870
dy = 0,816



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 1,856
Sd = 1,741

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,194 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}569$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 2{,}134$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,233

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 9,694 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

β = 1,202

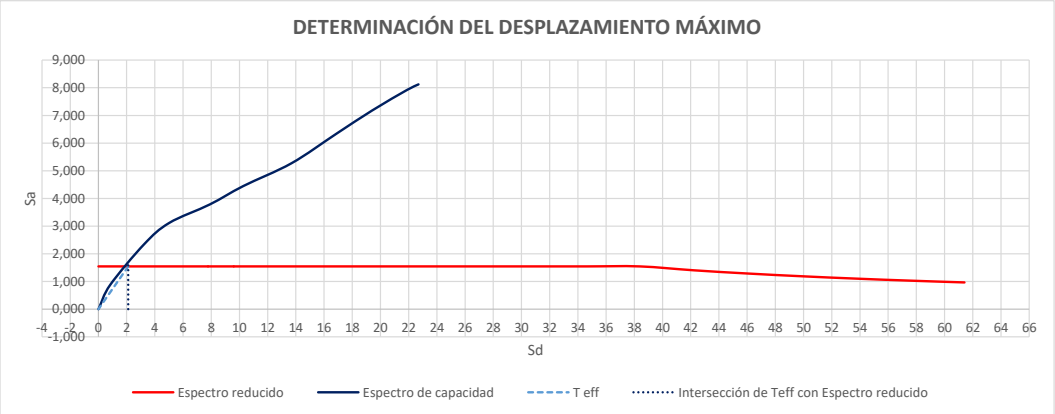
T	Sismo de diseño	
	Sa	Sd
0,000	1,545	0,000
0,020	1,545	0,015
0,040	1,545	0,061
0,060	1,545	0,138
0,080	1,545	0,246
0,100	1,545	0,384
0,120	1,545	0,553
0,140	1,545	0,752
0,160	1,545	0,983
0,180	1,545	1,244
0,200	1,545	1,535
0,250	1,545	2,399
0,300	1,545	3,454
0,350	1,545	4,702
0,400	1,545	6,141
0,450	1,545	7,772
0,500	1,545	9,595
0,550	1,545	11,611
0,600	1,545	13,817
0,650	1,545	16,216
0,700	1,545	18,807

0,750	1,545	21,590
0,800	1,545	24,564
0,850	1,545	27,731
0,900	1,545	31,089
0,950	1,545	34,640
1,000	1,545	38,382
1,100	1,404	42,220
1,200	1,287	46,058
1,300	1,188	49,897
1,400	1,103	53,735
1,500	1,030	57,573
1,600	0,965	61,411

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

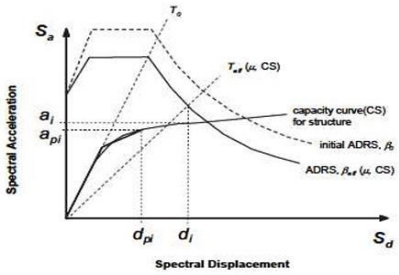
Para:

Teff =	0,233
Sa	Sd
1,545	2,114



El punto de desempeño será:

ai =	1,659
di =	2,114



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	1,432	1,741
Desempeño máximo estimado (di)	1,659	2,114
Diferencia (%)	13,69%	17,61%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

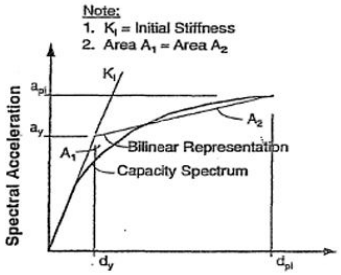
Se vuelve a iterar los procedimientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

2. Representación bilineal del espectro de capacidad

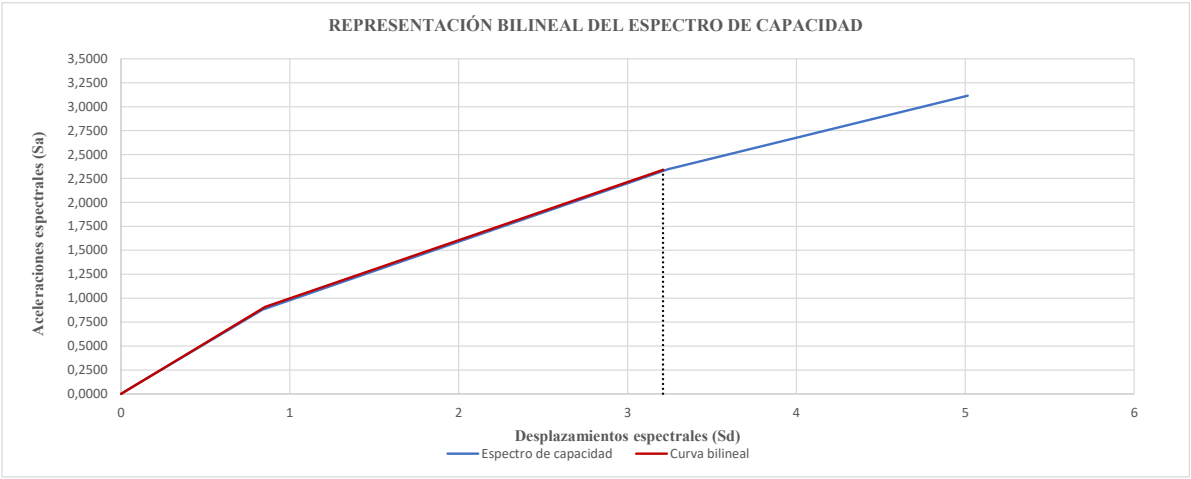
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,9100
api =	2,340

Sdi =	0
dy =	0,854
dpi =	3,2100



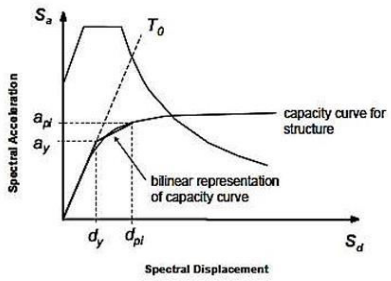
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,910
dy = 0,854



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 0,078
Sd = 0,073

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,194 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}569$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 3{,}760$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,335

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu-1)^2 - 1.1(\mu-1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu-1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 19,199 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

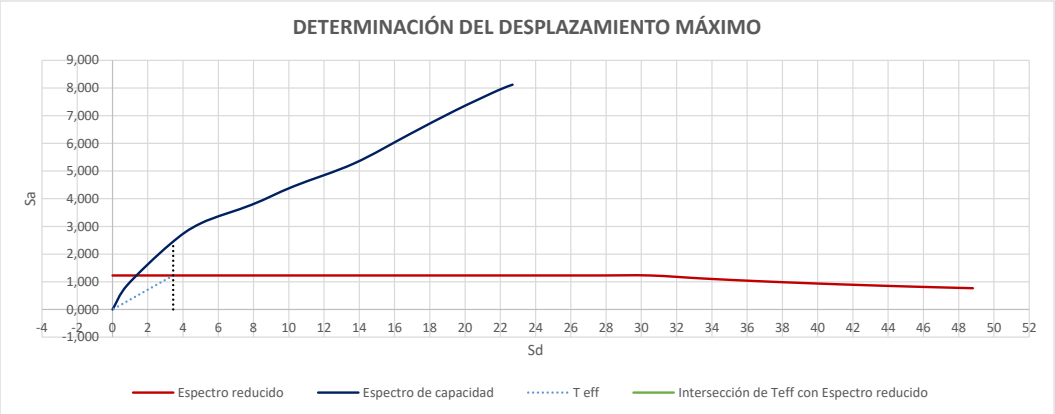
β = 1,512

T	Sismo de diseño	
	Sa	**Sd**
0,000	1,228	0,000
0,020	1,228	0,012
0,040	1,228	0,049
0,060	1,228	0,110
0,080	1,228	0,195
0,100	1,228	0,305
0,120	1,228	0,439
0,140	1,228	0,598
0,160	1,228	0,781
0,180	1,228	0,988
0,200	1,228	1,220
0,250	1,228	1,906
0,300	1,228	2,745
0,350	1,228	3,737
0,400	1,228	4,880
0,450	1,228	6,177
0,500	1,228	7,626
0,550	1,228	9,227
0,600	1,228	10,981
0,650	1,228	12,887
0,700	1,228	14,946
0,750	1,228	17,158
0,800	1,228	19,521
0,850	1,228	22,038
0,900	1,228	24,707
0,950	1,228	27,528
1,000	1,228	30,502
1,100	1,116	33,552
1,200	1,023	36,603
1,300	0,944	39,653
1,400	0,877	42,703
1,500	0,818	45,753
1,600	0,767	48,804

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

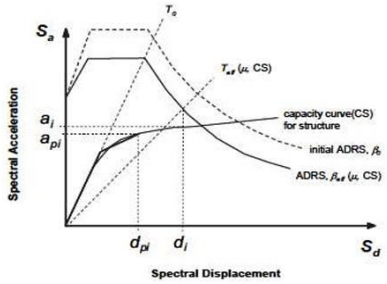
Para:

Teff =	0,335
Sa	Sd
1,228	3,441



El punto de desempeño será:

ai =	2,433
di =	3,441



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	2,340	3,210
Desempeño máximo estimado (di)	2,433	3,441
Diferencia (%)	3,82%	6,71%
< 10%	OK	OK

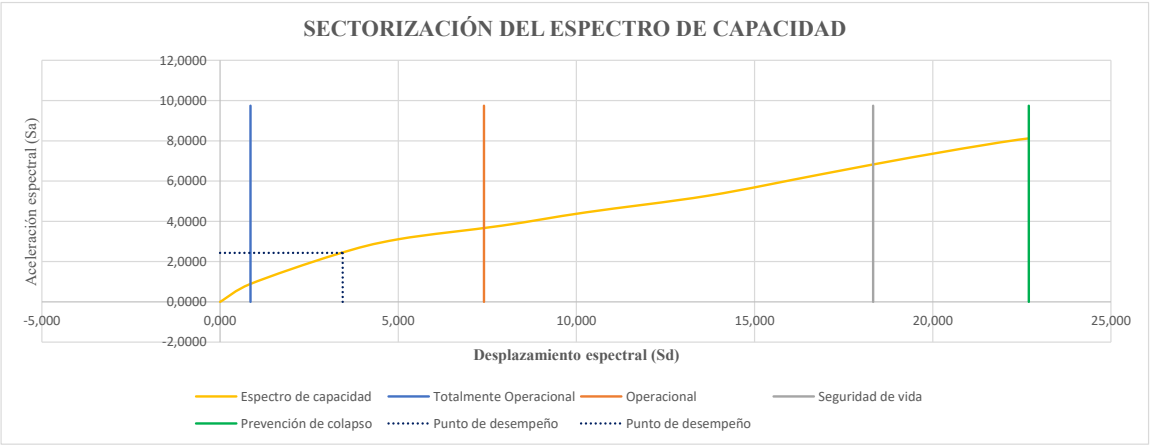
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	0,854
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	7,406
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	18,327
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	22,695

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



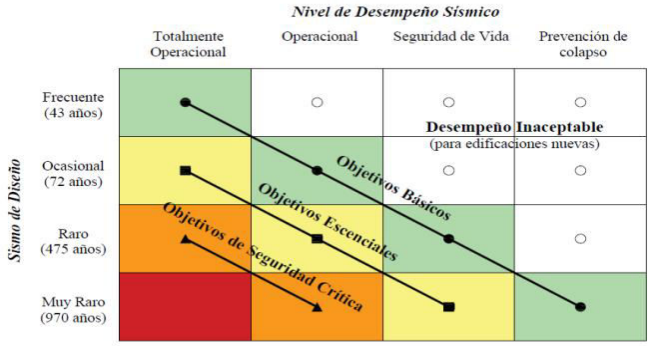
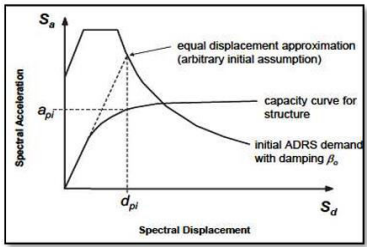


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE SERVICIO (Según E.030)

1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo de servicio



Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 0,928

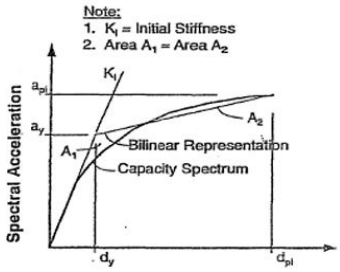
Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,0780
S af =	0,9281
ap i =	0,900

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	0,0732
S df =	0,8707
dp i =	0,8707



2. Representación bilineal del espectro de capacidad

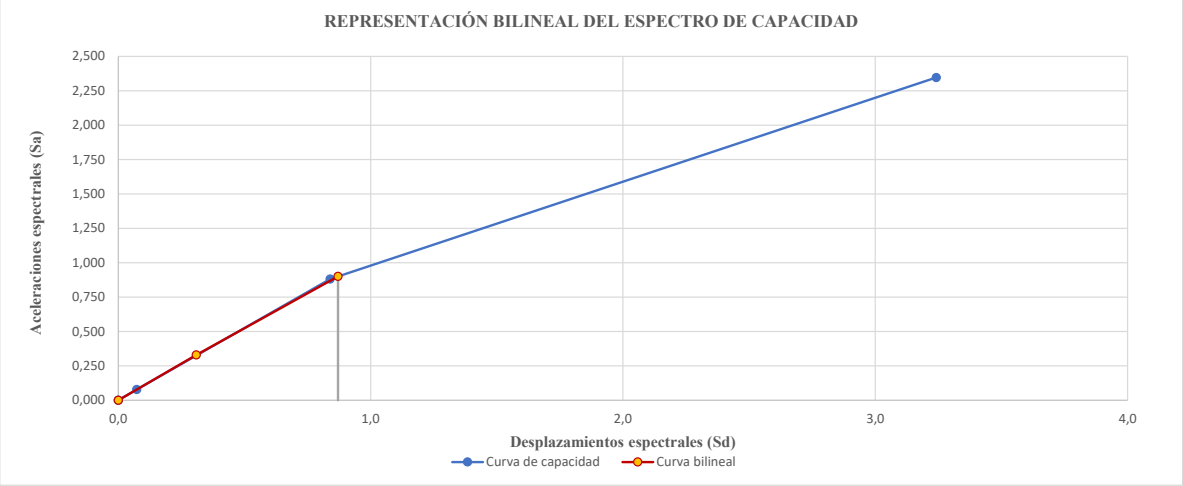
Mediante una serie de iteraciones:



Sai =	0
ay =	0,3300
api =	0,900

Sdi =	0
dy =	0,310
dpi =	0,8707

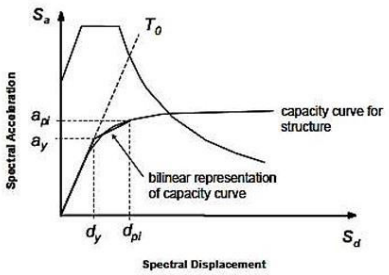
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,330
dy = 0,310



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 0,928
Sd = 0,871

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,194 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}954$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 2{,}813$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu-1)^2 - 0.038(\mu-1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: 1.0 < μ < 4.0

Luego: **T eff =** 0,278

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu-1)^2 - 1.1(\mu-1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu-1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: 1.0 < μ < 4.0

Luego: **β eff =** 14,547 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

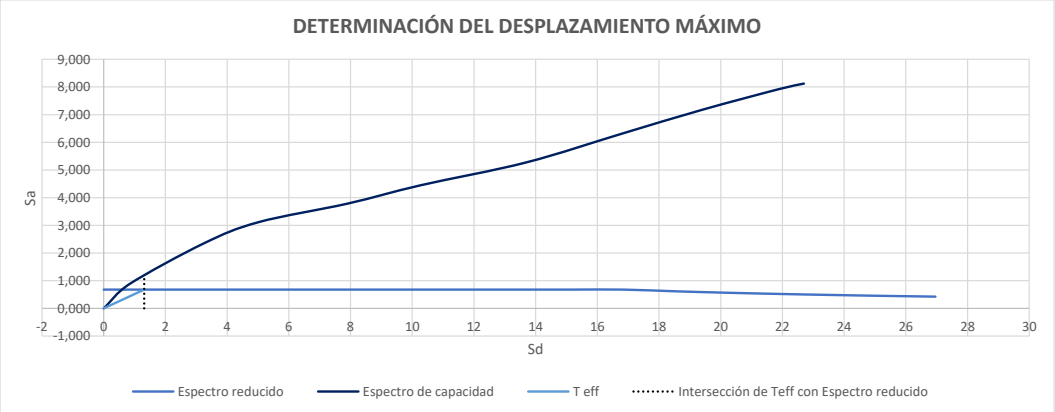
β = 1,369

T	Sismo de servicio	
	Sa	**Sd**
0,000	0,678	0,000
0,020	0,678	0,007
0,040	0,678	0,027
0,060	0,678	0,061
0,080	0,678	0,108
0,100	0,678	0,169
0,120	0,678	0,243
0,140	0,678	0,330
0,160	0,678	0,431
0,180	0,678	0,546
0,200	0,678	0,674
0,250	0,678	1,053
0,300	0,678	1,517
0,350	0,678	2,064
0,400	0,678	2,696
0,450	0,678	3,412
0,500	0,678	4,213
0,550	0,678	5,097
0,600	0,678	6,066
0,650	0,678	7,119
0,700	0,678	8,257
0,750	0,678	9,479
0,800	0,678	10,785
0,850	0,678	12,175
0,900	0,678	13,649
0,950	0,678	15,208
1,000	0,678	16,851
1,100	0,616	18,536
1,200	0,565	20,221
1,300	0,522	21,906
1,400	0,484	23,591
1,500	0,452	25,276
1,600	0,424	26,961

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

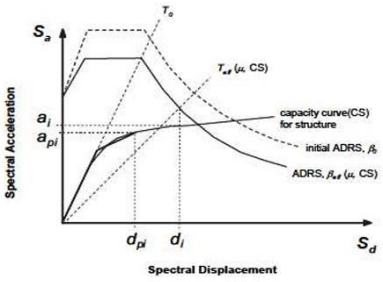
Para:

Teff =	0,278
Sa	Sd
0,678	1,313



El punto de desempeño será:

ai =	1,170
di =	1,313



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	Sd (cm)
Desempeño supuesto (dp)	0,900	0,871
Desempeño máximo estimado (di)	1,170	1,313
Diferencia (%)	23,05%	33,67%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

Se vuelve a iterar los precedmientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

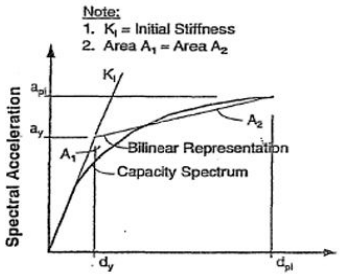
2. Representación bilineal del espectro de capacidad

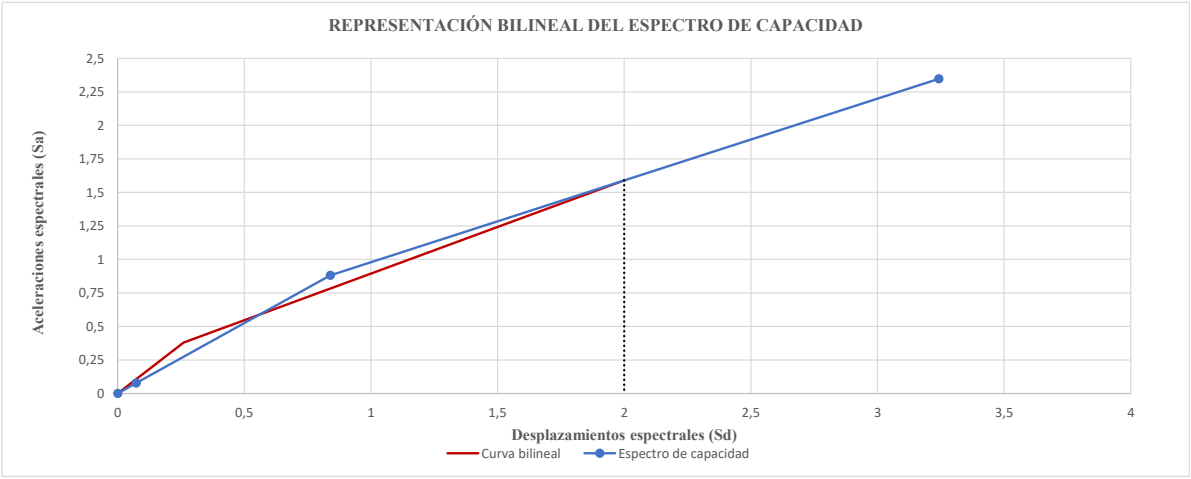
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,3800
api =	1,590

Sdi =	0
dy =	0,260
dpi =	2,0000

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$

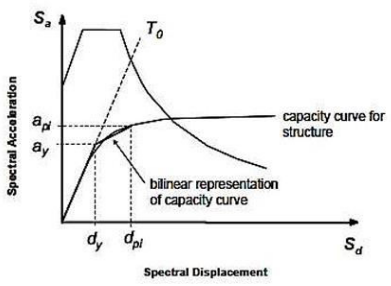




3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,380
dy = 0,260



La linea To intersepta al espectro de demanda en

Sa = 0,078
Sd = 0,073

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo:

To =	0,194	seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} =$$ 0,476

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} =$$ 7,692

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: μ > 6.5

Luego: **T eff =** 0,416

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: μ > 6.5

Luego: **β eff =** 31,538 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

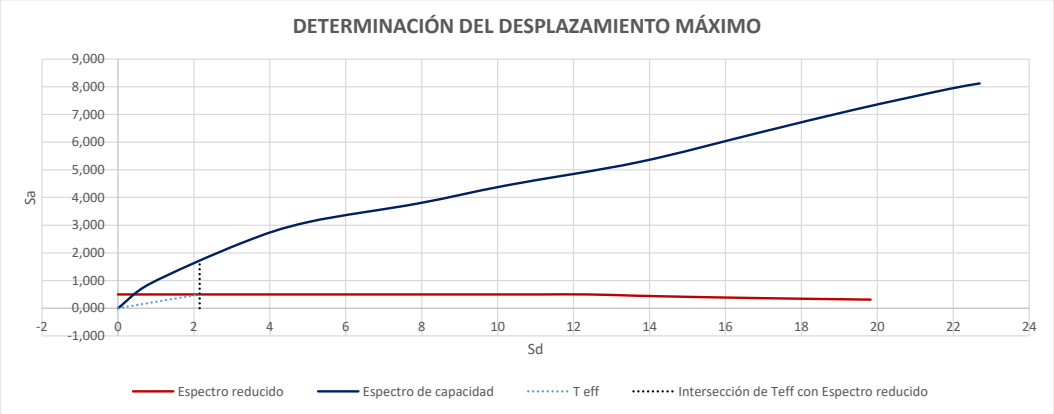
β = 1,861

T	Sismo de servicio	
	Sa	Sd
0,000	0,499	0,000
0,020	0,499	0,005
0,040	0,499	0,020
0,060	0,499	0,045
0,080	0,499	0,079
0,100	0,499	0,124
0,120	0,499	0,178
0,140	0,499	0,243
0,160	0,499	0,317
0,180	0,499	0,401
0,200	0,499	0,496
0,250	0,499	0,774
0,300	0,499	1,115
0,350	0,499	1,518
0,400	0,499	1,982
0,450	0,499	2,509
0,500	0,499	3,097
0,550	0,499	3,748
0,600	0,499	4,460
0,650	0,499	5,235
0,700	0,499	6,071
0,750	0,499	6,969
0,800	0,499	7,929
0,850	0,499	8,951
0,900	0,499	10,036
0,950	0,499	11,182
1,000	0,499	12,390
1,100	0,453	13,629
1,200	0,415	14,867
1,300	0,384	16,106
1,400	0,356	17,345
1,500	0,332	18,584
1,600	0,312	19,823

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

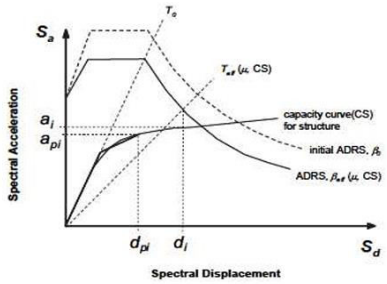
Para:

Teff =	0,416
Sa	Sd
0,499	2,152



El punto de desempeño será:

ai =	1,682
di =	2,152



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	1,590	2,000
Desempeño máximo estimado (di)	1,682	2,152
Diferencia (%)	5,46%	7,05%
< 10%	OK	OK

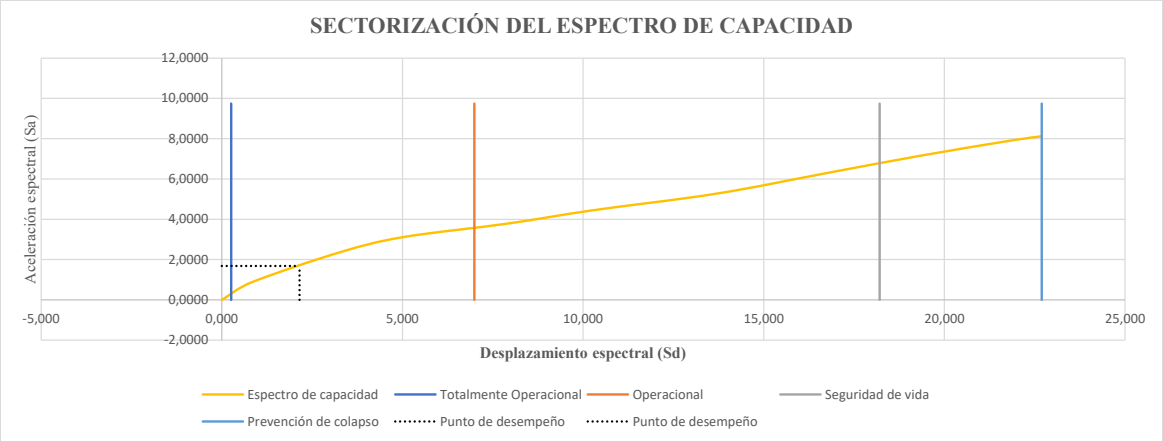
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	0,260
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	6,991
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	18,208
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	22,695

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



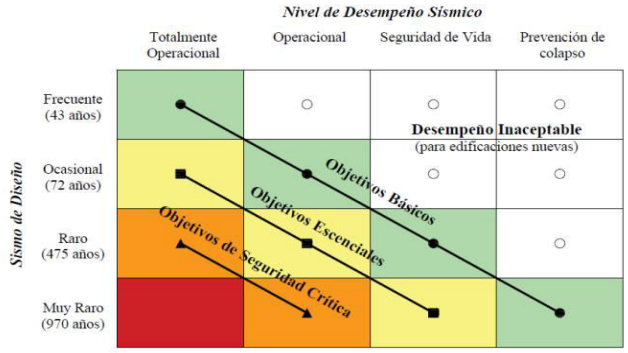
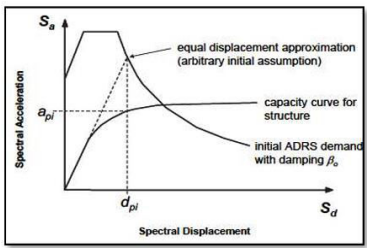


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO MÁXIMO (Según E.030)

1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo Máximo

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 2,784



Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,0780
S af =	2,7844
ap i =	1,963

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	0,0732
S df =	2,6121
dp i =	2,6121

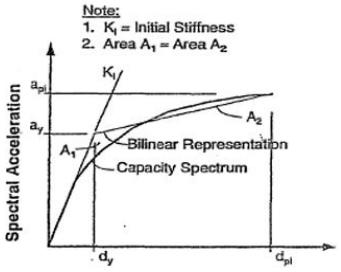


2. Representación bilineal del espectro de capacidad

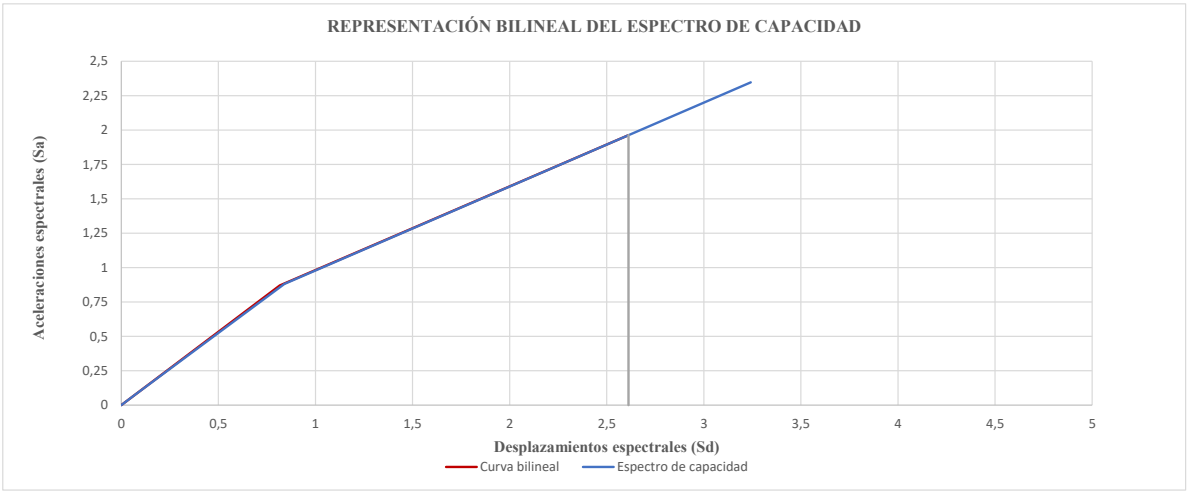
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,8700
api =	1,963

Sdi =	0
dy =	0,816
dpi =	2,6121



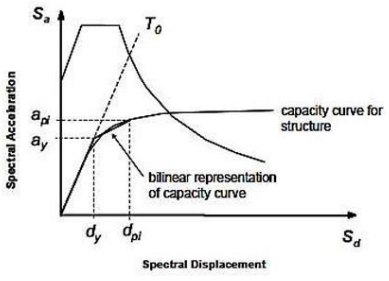
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,870
dy = 0,816



La linea To intersepta al espectro de demanda en

Sa = 2,784
Sd = 2,612

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,194 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\frac{a_{pi} - a_y}{}$$

4.2. Ductilidad:

$$\alpha = \frac{(\frac{d_{pi}}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} =$$ 0,571 $$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} =$$ 3,200

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu-1)^2 - 0.038(\mu-1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: 1.0 < μ < 4.0

Luego: **T eff =** 0,304

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu-1)^2 - 1.1(\mu-1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu-1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: 1.0 < μ < 4.0

Luego: **β eff =** 17,006 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

β = 1,446

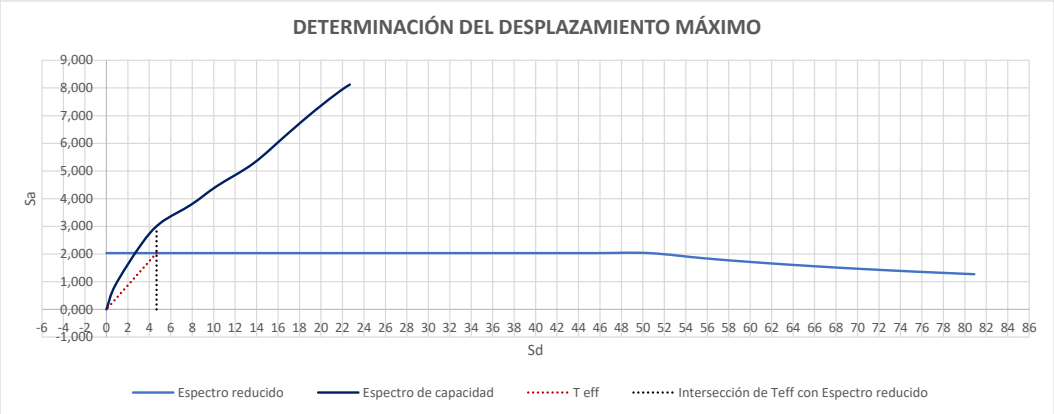
T	Sismo Máximo	
	Sa	Sd
0,000	2,034	0,000
0,020	2,034	0,020
0,040	2,034	0,081
0,060	2,034	0,182
0,080	2,034	0,324
0,100	2,034	0,506
0,120	2,034	0,728
0,140	2,034	0,991
0,160	2,034	1,294
0,180	2,034	1,638
0,200	2,034	2,022
0,250	2,034	3,160
0,300	2,034	4,550
0,350	2,034	6,193
0,400	2,034	8,088
0,450	2,034	10,237
0,500	2,034	12,638
0,550	2,034	15,292
0,600	2,034	18,199
0,650	2,034	21,358
0,700	2,034	24,771
0,750	2,034	28,436
0,800	2,034	32,354
0,850	2,034	36,524
0,900	2,034	40,948
0,950	2,034	45,624
1,000	2,034	50,553
1,100	1,849	55,608
1,200	1,695	60,663
1,300	1,565	65,718
1,400	1,453	70,774
1,500	1,356	75,829
1,600	1,271	80,884

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

Para:

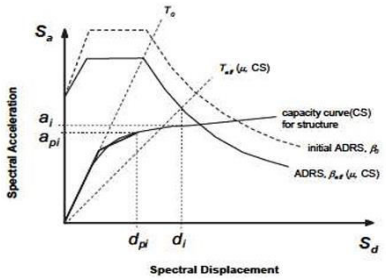
Teff =	0,304
Sa	Sd

2,034	4,674



El punto de desempeño será:

ai =	2,967
di =	4,674



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	1,963	2,612
Desempeño máximo estimado (di)	2,967	4,674
Diferencia (%)	33,85%	44,12%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

Se vuelve a iterar los procedimientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

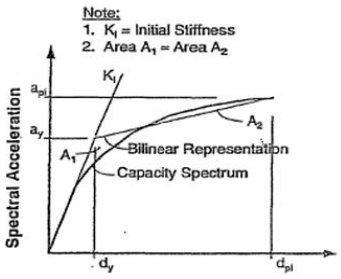
2. Representación bilineal del espectro de capacidad

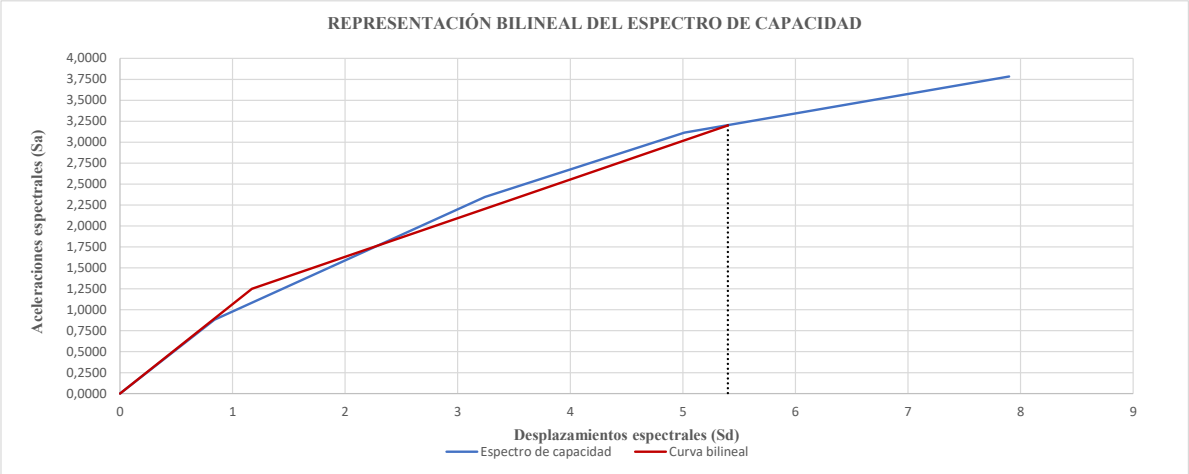
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	1,2500
api =	3,200

Sdi =	0
dy =	1,173
dpi =	5,4000

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$

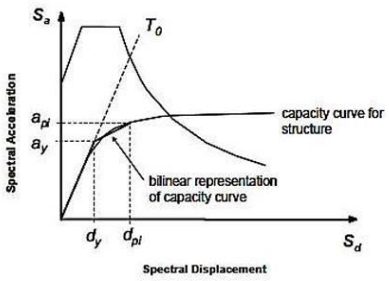




3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 1,250
dy = 1,173



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 0,078
Sd = 0,073

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,194 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}433$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 4{,}605$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **T eff =** 0,340

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **β eff =** 19,758 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

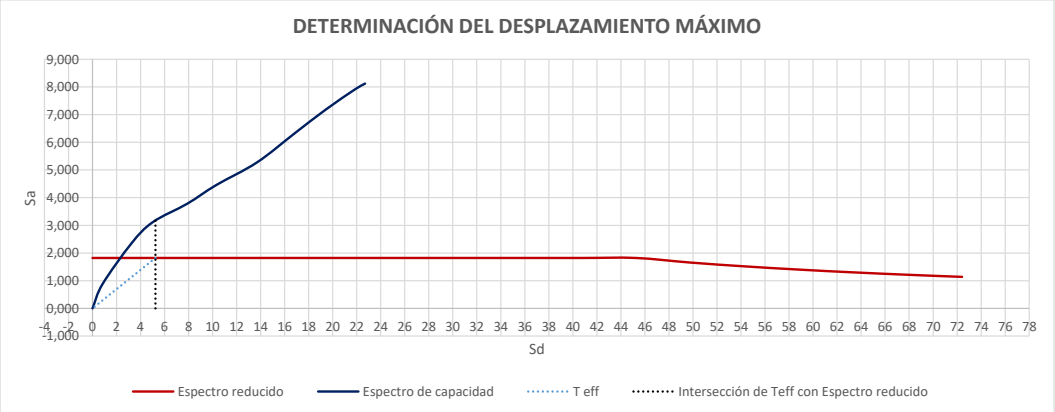
β = 1,529

T	Sismo Máximo	
	Sa	Sd
0,000	1,821	0,000
0,020	1,821	0,018
0,040	1,821	0,072
0,060	1,821	0,163
0,080	1,821	0,290
0,100	1,821	0,453
0,120	1,821	0,652
0,140	1,821	0,887
0,160	1,821	1,159
0,180	1,821	1,466
0,200	1,821	1,810
0,250	1,821	2,829
0,300	1,821	4,073
0,350	1,821	5,544
0,400	1,821	7,241
0,450	1,821	9,165
0,500	1,821	11,314
0,550	1,821	13,690
0,600	1,821	16,292
0,650	1,821	19,121
0,700	1,821	22,176
0,750	1,821	25,457
0,800	1,821	28,964
0,850	1,821	32,698
0,900	1,821	36,658
0,950	1,821	40,844
1,000	1,821	45,257
1,100	1,656	49,783
1,200	1,518	54,308
1,300	1,401	58,834
1,400	1,301	63,360
1,500	1,214	67,885
1,600	1,138	72,411

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

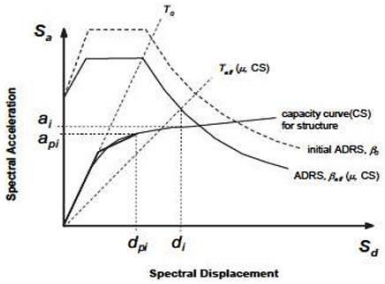
Para:

Teff =	0,340
Sa	Sd
1,821	5,243



El punto de desempeño será:

ai =	3,167
di =	5,243



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	3,200	5,400
Desempeño máximo estimado (di)	3,167	5,243
Diferencia (%)	1,03%	3,00%
< 10%	OK	OK

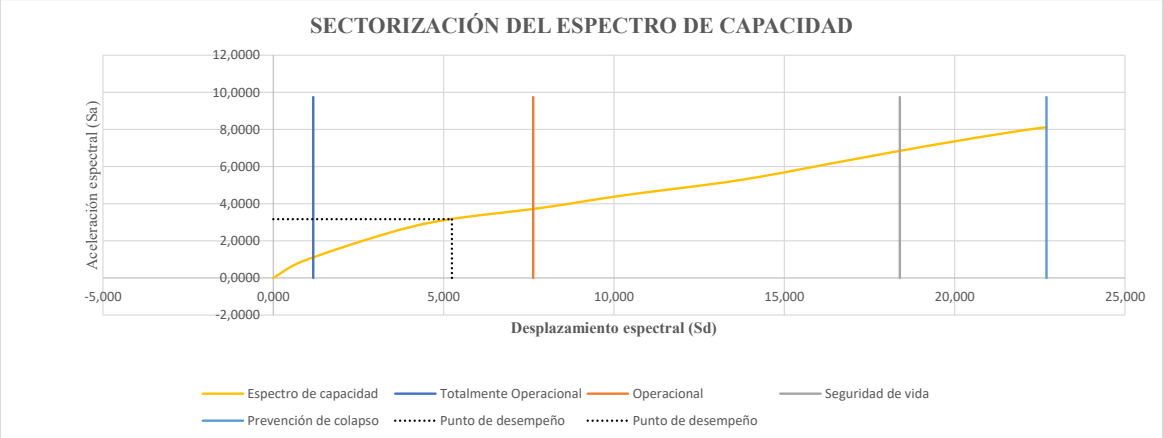
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	1,173
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	7,629
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	18,391
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	22,695

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



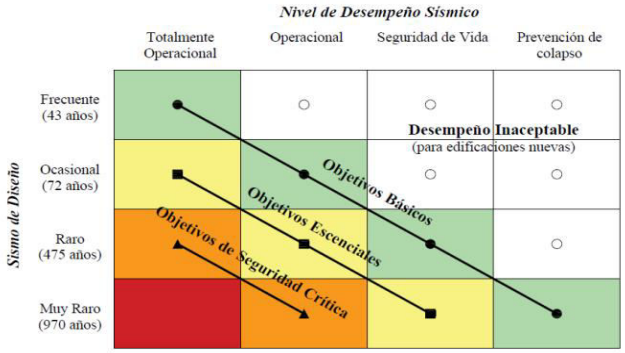


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

RESUMEN

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	1,682	2,152	1349,22	2,76
Sismo de Diseño	2,433	3,441	1951,96	4,41
Sismo Máximo (BSE-2E)	3,167	5,243	2541,06	6,72

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Operacional	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Operacional	Sí

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC-40, 1996)

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Diseño	Operacional	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Operacional	Sí

ANEXO Nº 3:

CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN X (FEMA 440)-BLOQUE IV.

Determinacion de espectros de aceleraciones

Tipo de sismo	Sismo de Servicio (SE)	Sismo de Diseño (DE)	Sismo Máximo (ME)
Probabilidad de excedencia	50%	10%	5%
Vida útil de la estructura	50	50	50
Periodo de retorno (TRD)	75	500	1000

	Aceleración espectral
Sismo de diseño (DE)	Sad = Z.U.C.S.g/R
Sismo de Servicio (SE)	$Sa_{(DE)}$ = 0.5 Sad
Sismo Máximo (ME)	$Sa_{(ME)}$ = 1.5 Sad

Determinación de los parámetros sísmicos:

Factor de zona: Z = 0,45
Factor de uso: U = 1,5
Factor de suelo: S = 1,1
Factor de amplificación sísmica "C":

Si: T < Tp , entonces: C = 2,5
Si: Tp < T < T_L , entonces: C = 2.5 (Tp / T)
Si: T > T_L , entonces: C = 2.5 (Tp . T_L)/(T^2)

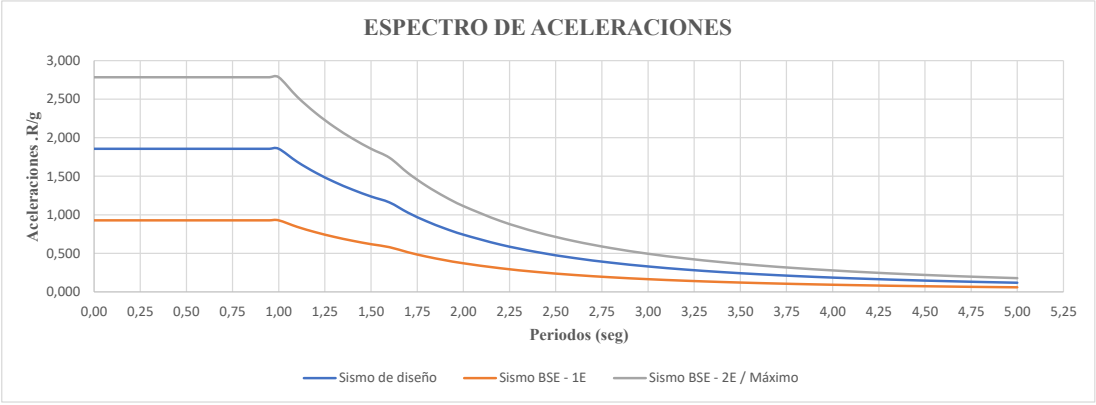
Donde:
T: Periodo de la estructura
Tp: Periodo largo de la estructura = 1,00 seg
T_L: Periodo corto de la estructura = 1,60 seg

También sabemos que la aceleración de la gravedad es: g = 9,81 m/s2
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas: R = 1

Tabulacion de valores "T", "C" y "Sad"

T	C	Sad / g	$Sa_{(SE)}$ / g	$Sa_{(ME)}$ / g
0,00	2,500	1,856	0,928	2,784
0,02	2,500	1,856	0,928	2,784
0,04	2,500	1,856	0,928	2,784
0,06	2,500	1,856	0,928	2,784
0,08	2,500	1,856	0,928	2,784
0,10	2,500	1,856	0,928	2,784
0,12	2,500	1,856	0,928	2,784
0,14	2,500	1,856	0,928	2,784
0,16	2,500	1,856	0,928	2,784
0,18	2,500	1,856	0,928	2,784
0,20	2,500	1,856	0,928	2,784
0,25	2,500	1,856	0,928	2,784
0,30	2,500	1,856	0,928	2,784
0,35	2,500	1,856	0,928	2,784
0,40	2,500	1,856	0,928	2,784
0,45	2,500	1,856	0,928	2,784
0,50	2,500	1,856	0,928	2,784
0,55	2,500	1,856	0,928	2,784
0,60	2,500	1,856	0,928	2,784
0,65	2,500	1,856	0,928	2,784
0,70	2,500	1,856	0,928	2,784
0,75	2,500	1,856	0,928	2,784
0,80	2,500	1,856	0,928	2,784
0,85	2,500	1,856	0,928	2,784
0,90	2,500	1,856	0,928	2,784
0,95	2,500	1,856	0,928	2,784
1,00	2,500	1,856	0,928	2,784
1,10	2,273	1,688	0,844	2,531
1,20	2,083	1,547	0,773	2,320
1,30	1,923	1,428	0,714	2,142
1,40	1,786	1,326	0,663	1,989
1,50	1,667	1,238	0,619	1,856
1,60	1,563	1,160	0,580	1,740
1,70	1,384	1,028	0,514	1,542
1,80	1,235	0,917	0,458	1,375
1,90	1,108	0,823	0,411	1,234
2,00	1,000	0,743	0,371	1,114
2,20	0,826	0,614	0,307	0,920
2,40	0,694	0,516	0,258	0,773
2,60	0,592	0,439	0,220	0,659
2,80	0,510	0,379	0,189	0,568
3,00	0,444	0,330	0,165	0,495
3,20	0,391	0,290	0,145	0,435

3,40	0,346	0,257	0,128	0,385
3,60	0,309	0,229	0,115	0,344
3,80	0,277	0,206	0,103	0,309
4,00	0,250	0,186	0,093	0,278
4,20	0,227	0,168	0,084	0,253
4,40	0,207	0,153	0,077	0,230
4,60	0,189	0,140	0,070	0,211
4,80	0,174	0,129	0,064	0,193
5,00	0,160	0,119	0,059	0,178



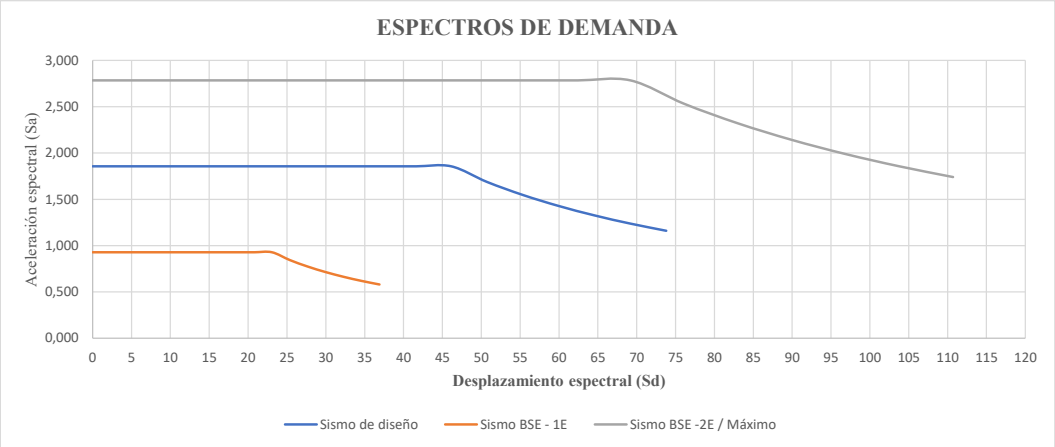
CONVERSION A ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

Conversion de espectro de aceleraciones a espectro de demanda

$$Sdi = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sai * g$$

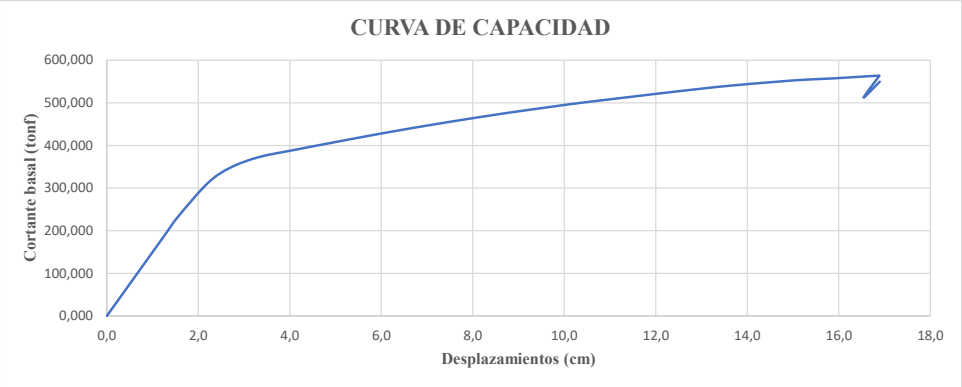
Donde: g = 981 cm/s

T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0,000	1,856	0,000	0,928	0,000	2,784	0,000
0,020	1,856	0,018	0,928	0,009	2,784	0,028
0,040	1,856	0,074	0,928	0,037	2,784	0,111
0,060	1,856	0,166	0,928	0,083	2,784	0,249
0,080	1,856	0,295	0,928	0,148	2,784	0,443
0,100	1,856	0,461	0,928	0,231	2,784	0,692
0,120	1,856	0,664	0,928	0,332	2,784	0,996
0,140	1,856	0,904	0,928	0,452	2,784	1,356
0,160	1,856	1,181	0,928	0,590	2,784	1,771
0,180	1,856	1,494	0,928	0,747	2,784	2,242
0,200	1,856	1,845	0,928	0,923	2,784	2,768
0,250	1,856	2,883	0,928	1,441	2,784	4,324
0,300	1,856	4,151	0,928	2,076	2,784	6,227
0,350	1,856	5,650	0,928	2,825	2,784	8,476
0,400	1,856	7,380	0,928	3,690	2,784	11,070
0,450	1,856	9,341	0,928	4,670	2,784	14,011
0,500	1,856	11,531	0,928	5,766	2,784	17,297
0,550	1,856	13,953	0,928	6,977	2,784	20,930
0,600	1,856	16,605	0,928	8,303	2,784	24,908
0,650	1,856	19,488	0,928	9,744	2,784	29,232
0,700	1,856	22,602	0,928	11,301	2,784	33,903
0,750	1,856	25,946	0,928	12,973	2,784	38,919
0,800	1,856	29,521	0,928	14,760	2,784	44,281
0,850	1,856	33,326	0,928	16,663	2,784	49,989
0,900	1,856	37,362	0,928	18,681	2,784	56,043
0,950	1,856	41,629	0,928	20,814	2,784	62,443
1,000	1,856	46,126	0,928	23,063	2,784	69,189
1,100	1,688	50,739	0,844	25,369	2,531	76,108
1,200	1,547	55,351	0,773	27,676	2,320	83,027
1,300	1,428	59,964	0,714	29,982	2,142	89,946
1,400	1,326	64,576	0,663	32,288	1,989	96,865
1,500	1,238	69,189	0,619	34,594	1,856	103,783
1,600	1,160	73,802	0,580	36,901	1,740	110,702



Curva de capacidad del análisis pushover obtenida a través del Software ETABS v20.0.0

Datos del Software Etabs v20.0.0		
Pasos guardados	V	Desplazamiento
	(ton)	Δ roof (cm)
1	0,000	0,000000
2	93,6977	0,625
3	187,2909	1,25
4	234,186	1,5665
5	312,2594	2,2124
6	348,3304	2,7076
7	372,9119	3,3323
8	389,4585	4,0958
9	402,3928	4,7208
10	415,0877	5,3458
11	427,4597	5,9708
12	439,3418	6,5958
13	450,5871	7,2208
14	461,4213	7,8458
15	471,8169	8,4708
16	481,5996	9,0958
17	490,8376	9,7208
18	499,8537	10,3458
19	515,4872	11,5681
20	523,5006	12,1931
21	533,545	13,0198
22	540,4998	13,6448
23	549,3629	14,6226
24	554,2151	15,2476
25	557,2871	15,8726
26	561,9482	16,5624
27	563,7972	16,8861
28	563,8115	16,8876
29	512,3222	16,5412
30	549,709	16,895600
31	549,720	16,895700



Conversion de curva de capacidad a espectro de capacidad

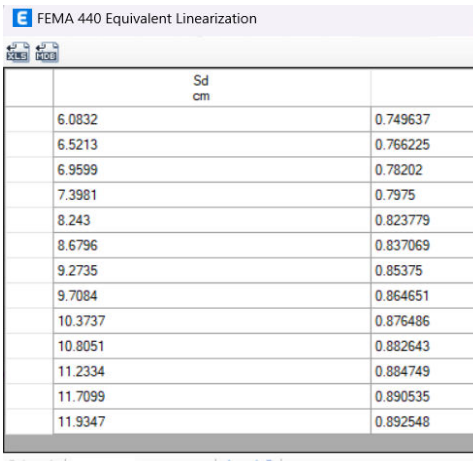
$$Sa = \frac{V}{\alpha_I * \sum W} \qquad Sd = \frac{\Delta roof}{PF1 * \emptyset_{roof1}}$$

Donde:

$$PF1 = [\frac{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g}{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g}] \qquad \alpha 1 = \frac{(\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g)^2}{[\sum_{i=1}^{N} wi/g][\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g]}$$

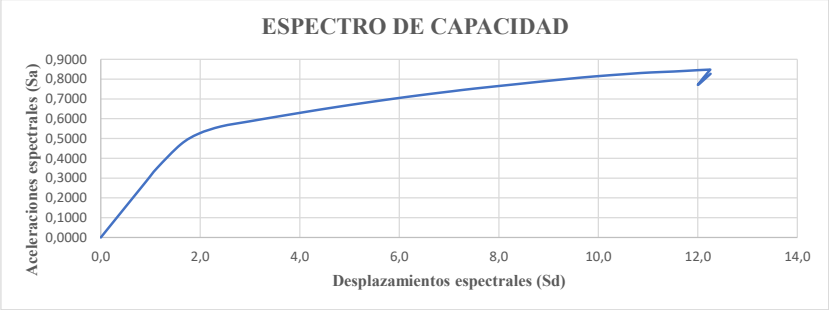
Nivel	Peso (Wi) (tonf)	Masa (m) (tonf.s2/m)	Desplazamiento modal	Amplitud Ø i	(Ø i) ^2	Wi . Ø i / g	Wi (Ø i ^2) / g
4	148,61	15,15	0,0053	1,000	1,000	15,149	15,149
3	231,53	23,60	0,0041	0,774	0,598	18,257	14,124
2	226,18	23,06	0,0026	0,491	0,241	11,310	5,549
1	230,68	23,52	0,001	0,189	0,036	4,437	0,837
Suma	837,001	85,321				49,154	35,658
Factor de participación modal (PF1)						1,378	
Coeficiente de masa modal (α1)						0,794	

Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad	
Pasos guardados	**V (ton)**	**Desplazamiento Δ roof (cm)**	**Sd**	**Sa**
1	0,000	0,000000	0,000	0,0000
2	93,698	0,625000	0,453	0,1410
3	187,291	1,250000	0,907	0,2818
4	234,186	1,566500	1,136	0,3523
5	312,259	2,212400	1,605	0,4698
6	348,330	2,707600	1,964	0,5240
7	372,912	3,332300	2,417	0,5610
8	389,459	4,095800	2,971	0,5859
9	402,393	4,720800	3,425	0,6054
10	415,088	5,345800	3,878	0,6245
11	427,460	5,970800	4,331	0,6431
12	439,342	6,595800	4,785	0,6610
13	450,587	7,220800	5,238	0,6779
14	461,421	7,845800	5,692	0,6942
15	471,817	8,470800	6,145	0,7098
16	481,600	9,095800	6,599	0,7245
17	490,838	9,720800	7,052	0,7384
18	499,854	10,345800	7,505	0,7520
19	515,487	11,568100	8,392	0,7755
20	523,501	12,193100	8,845	0,7876
21	533,545	13,019800	9,445	0,8027
22	540,500	13,644800	9,899	0,8132
23	549,363	14,622600	10,608	0,8265
24	554,215	15,247600	11,061	0,8338
25	557,287	15,872600	11,515	0,8384
26	561,948	16,562400	12,015	0,8454
27	563,797	16,886100	12,250	0,8482
28	563,812	16,887600	12,251	0,8482
29	512,322	16,541200	12,000	0,7708
30	549,709	16,895600	12,257	0,8270


FEMA 440 Equivalent Linearization

	Sd cm	
	6.0832	0.749637
	6.5213	0.766225
	6.9599	0.78202
	7.3981	0.7975
	8.243	0.823779
	8.6796	0.837069
	9.2735	0.85375
	9.7084	0.864651
	10.3737	0.876486
	10.8051	0.882643
	11.2334	0.884749
	11.7099	0.890535
	11.9347	0.892548

31	549,720	16,895700	12,257	0,8270



DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (PROPUESTA FEMA 440 - MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD)

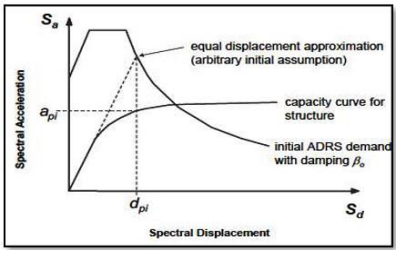
Dirección de análisis: X

Patrón de cargas laterales: Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE DISEÑO (Según E.030)

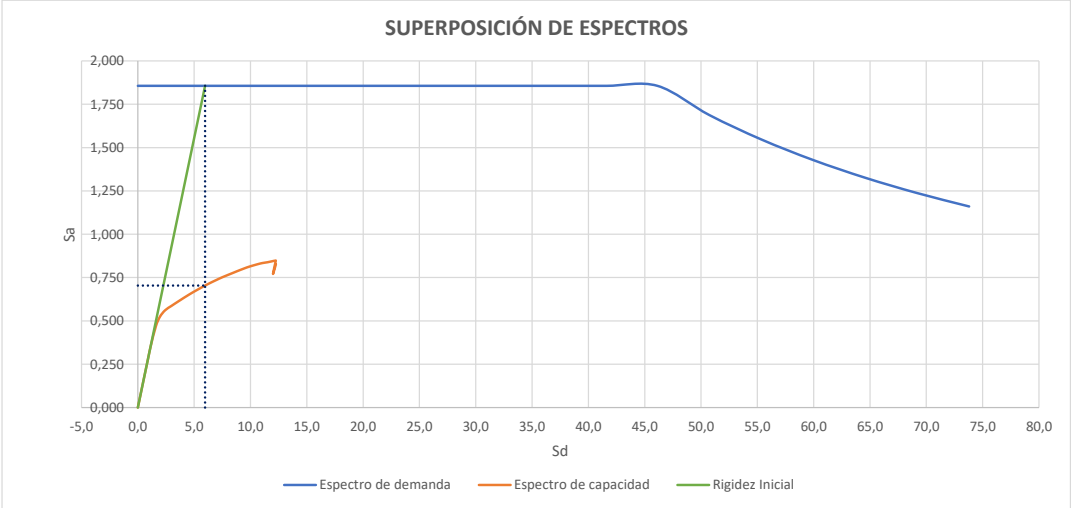
1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo de diseño

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 1,856



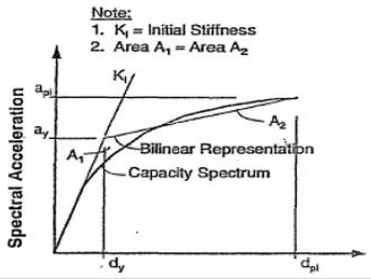
Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,1410
S af =	1,856
ap i =	0,704

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	0,4534
S df =	5,9705
dp i =	5,9705



2. Representación bilineal del espectro de capacidad

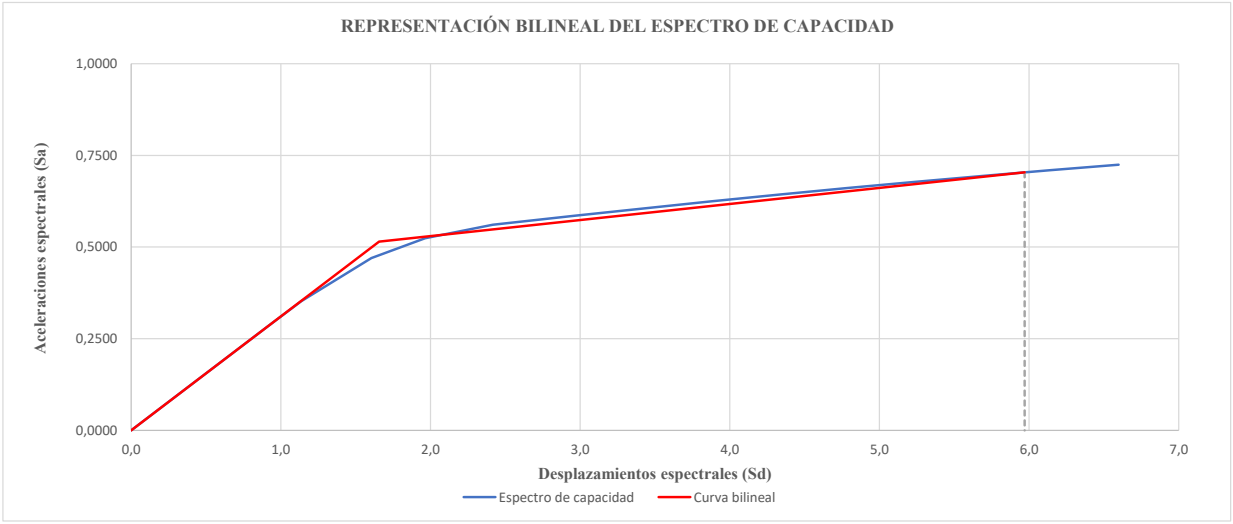
Mediante una serie de iteraciones:



Sai =	0
ay =	0,5150
api =	0,704

Sdi =	0
dy =	1,656
dpi =	5,9705

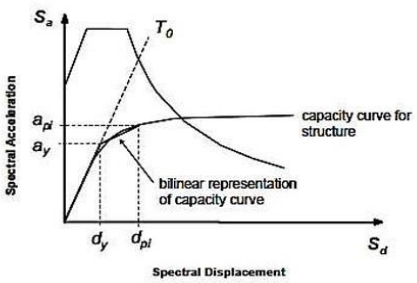
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,515
dy = 1,656



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 1,856
Sd = 5,971

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,360 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}141$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 3{,}604$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu-1)^2 - 0.038(\mu-1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \le \mu \le 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,606

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu-1)^2 - 1.1(\mu-1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \le \mu \le 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu-1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 18,804 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

β = 1,500

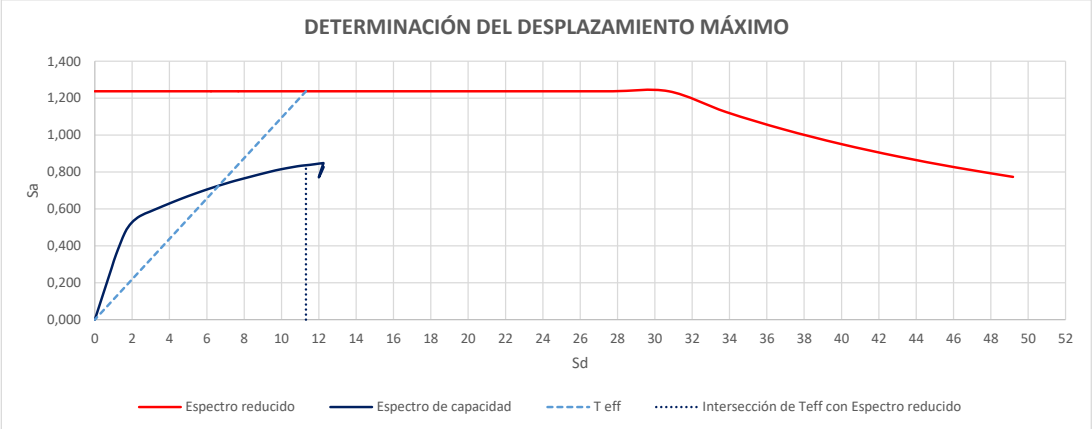
T	Sismo de diseño	
	Sa	Sd
0,000	1,237	0,000
0,020	1,237	0,012
0,040	1,237	0,049
0,060	1,237	0,111
0,080	1,237	0,197
0,100	1,237	0,307
0,120	1,237	0,443
0,140	1,237	0,603
0,160	1,237	0,787
0,180	1,237	0,996
0,200	1,237	1,230
0,250	1,237	1,921
0,300	1,237	2,767
0,350	1,237	3,766
0,400	1,237	4,919
0,450	1,237	6,225
0,500	1,237	7,686
0,550	1,237	9,299

0,600	1,237	11,067
0,650	1,237	12,989
0,700	1,237	15,064
0,750	1,237	17,292
0,800	1,237	19,675
0,850	1,237	22,211
0,900	1,237	24,901
0,950	1,237	27,745
1,000	1,237	30,742
1,100	1,125	33,816
1,200	1,031	36,890
1,300	0,952	39,965
1,400	0,884	43,039
1,500	0,825	46,113
1,600	0,773	49,187

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

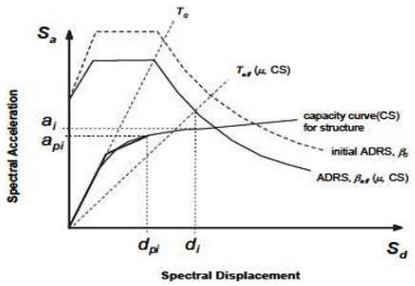
Para:

Teff =	0,606
Sa	Sd
1,237	11,310



El punto de desempeño será:

ai =	0,836
di =	11,310



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	0,704	5,971
Desempeño máximo estimado (di)	0,836	11,310
Diferencia (%)	15,85%	47,21%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

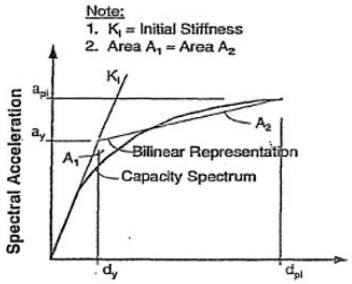
Se vuelve a iterar los procedmientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

2. Representación bilineal del espectro de capacidad

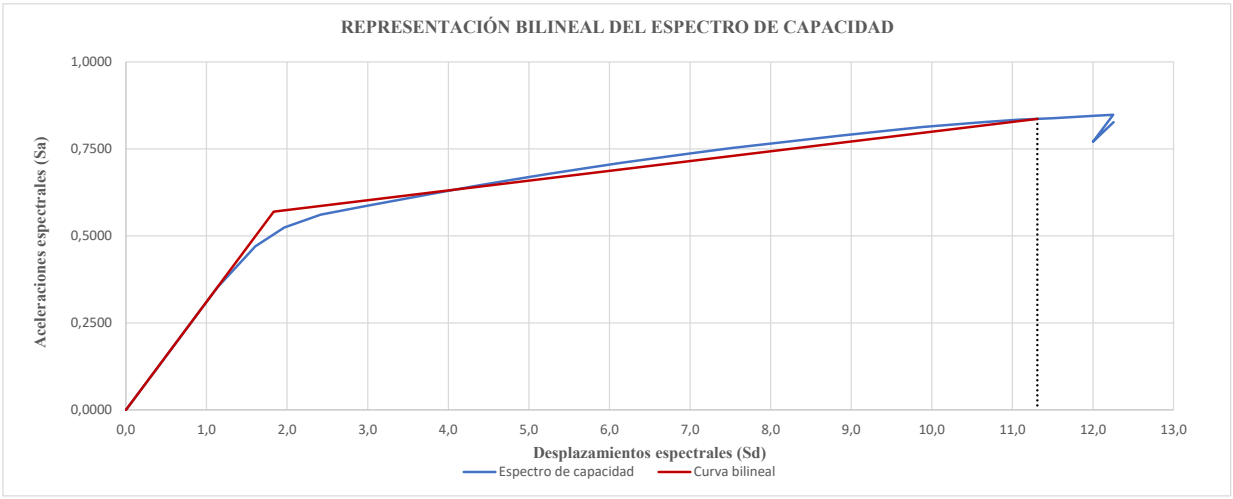
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,5700
api =	0,836

Sdi =	0
dy =	1,833
dpi =	11,3103



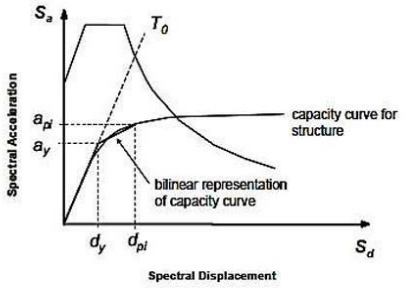
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,570
dy = 1,833



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 0,141
Sd = 0,453

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,360 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}090$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 6{,}169$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **T eff =** 0,702

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **β eff =** 21,823 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

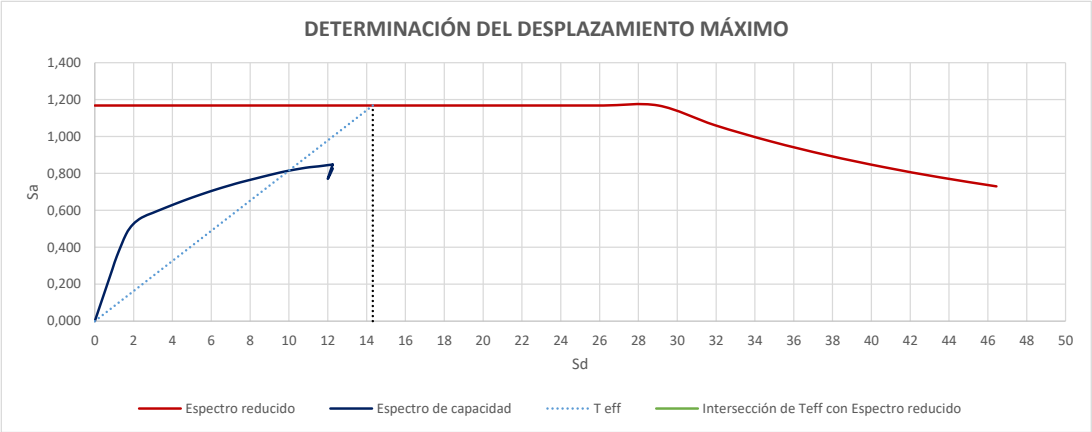
β = 1,589

T	Sismo de diseño	
	Sa	Sd
0,000	1,168	0,000
0,020	1,168	0,012
0,040	1,168	0,046
0,060	1,168	0,104
0,080	1,168	0,186
0,100	1,168	0,290
0,120	1,168	0,418
0,140	1,168	0,569
0,160	1,168	0,743
0,180	1,168	0,940
0,200	1,168	1,161
0,250	1,168	1,814
0,300	1,168	2,612
0,350	1,168	3,556
0,400	1,168	4,644
0,450	1,168	5,878
0,500	1,168	7,256
0,550	1,168	8,780
0,600	1,168	10,449
0,650	1,168	12,263
0,700	1,168	14,222
0,750	1,168	16,327
0,800	1,168	18,576
0,850	1,168	20,971
0,900	1,168	23,510
0,950	1,168	26,195
1,000	1,168	29,025
1,100	1,062	31,928
1,200	0,973	34,830
1,300	0,899	37,733
1,400	0,834	40,635
1,500	0,779	43,538
1,600	0,730	46,440

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

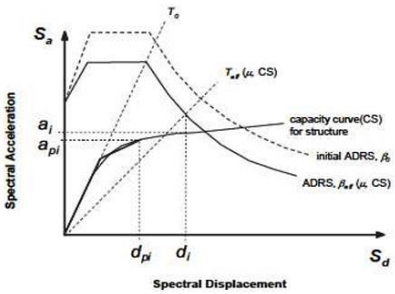
Para:

Teff =	0,702
Sa	Sd
1,168	14,318



El punto de desempeño será:

ai =	1,168
di =	14,318



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	Sd (cm)
Desempeño supuesto (dp)	0,836	11,310
Desempeño máximo estimado (di)	1,168	14,318
Diferencia (%)	28,40%	21,01%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

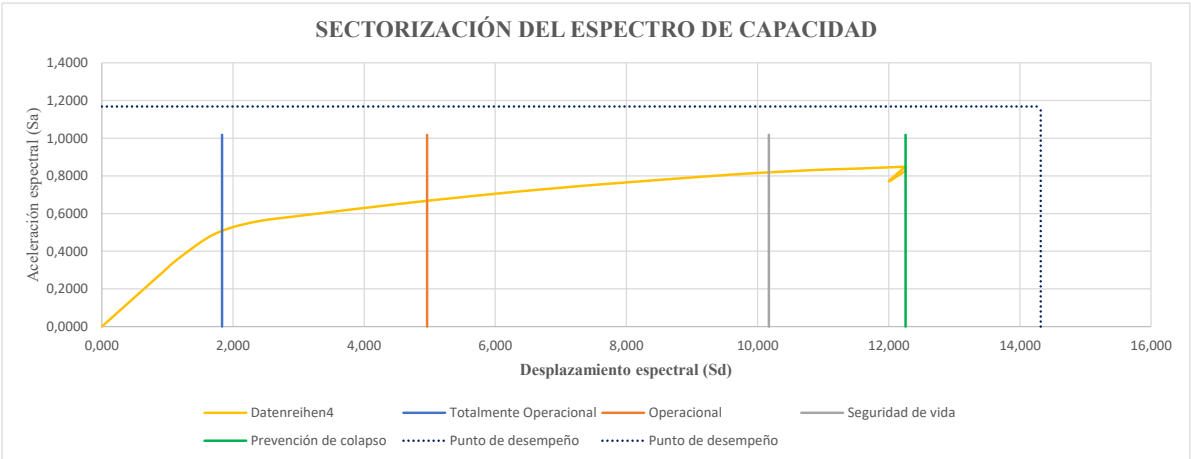
El desplazamiento máximo estimado di, no intercepta al espectro de capacidad por lo tanto no es posible la comparación con el desplazamiento supuesto inicial dpi

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	1,833
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	4,960
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	10,172
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	12,257

Nivel de desempeño sísmico:

Colapso



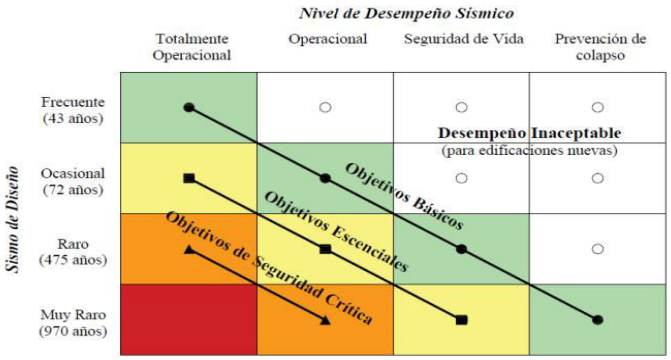
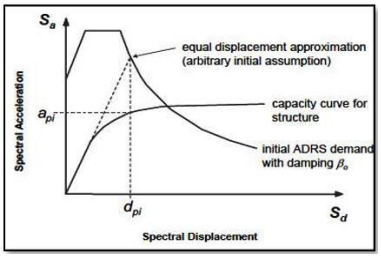


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE SERVICIO (Según E.030)

1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo de servicio

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 0,928



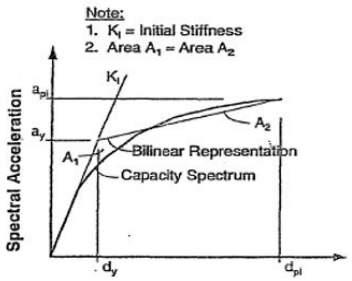
Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,1410
S af =	0,9281
ap i =	0,587

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	0,4534
S df =	2,9853
dp i =	2,9853



2. Representación bilineal del espectro de capacidad

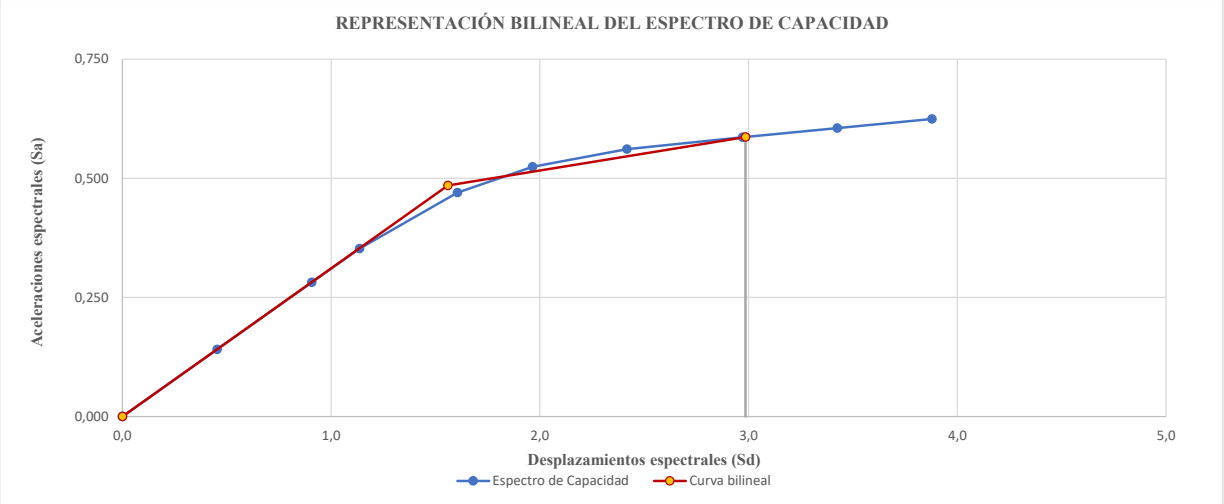
Mediante una serie de iteraciones:



Sai =	0
ay =	0,4850
api =	0,587

Sdi =	0
dy =	1,560
dpi =	2,9853

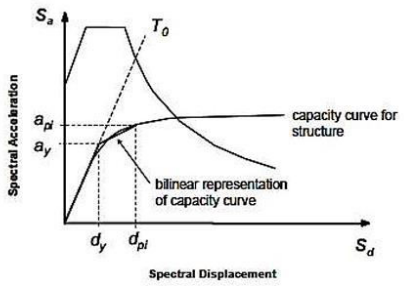
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,485
dy = 1,560



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 0,928
Sd = 2,985

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,360 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}229$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 1{,}914$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,409

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 8,251 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

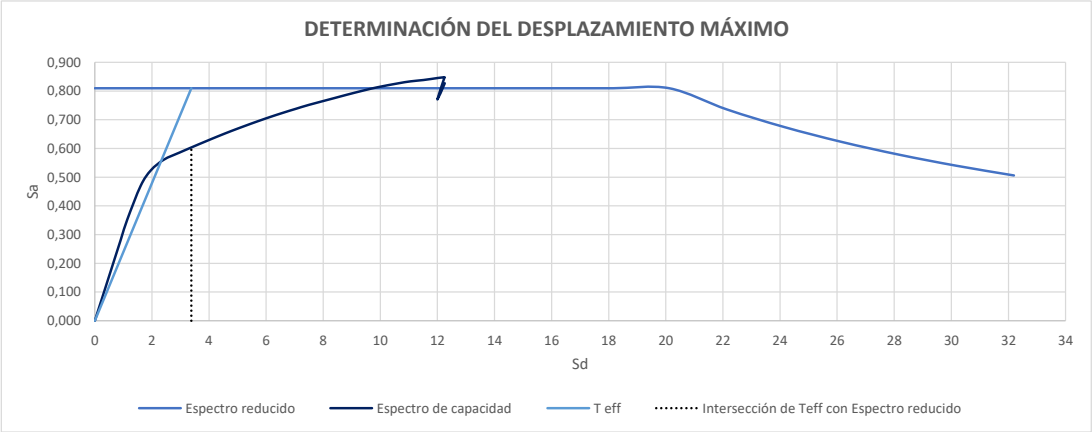
β = 1,146

T	Sismo de servicio	
	Sa	**Sd**
0,000	0,810	0,000
0,020	0,810	0,008
0,040	0,810	0,032
0,060	0,810	0,072
0,080	0,810	0,129
0,100	0,810	0,201
0,120	0,810	0,290
0,140	0,810	0,394
0,160	0,810	0,515
0,180	0,810	0,652
0,200	0,810	0,805
0,250	0,810	1,258
0,300	0,810	1,811
0,350	0,810	2,465
0,400	0,810	3,219
0,450	0,810	4,074
0,500	0,810	5,030
0,550	0,810	6,086
0,600	0,810	7,243
0,650	0,810	8,501
0,700	0,810	9,859
0,750	0,810	11,318
0,800	0,810	12,877
0,850	0,810	14,537
0,900	0,810	16,297
0,950	0,810	18,159
1,000	0,810	20,120
1,100	0,736	22,132
1,200	0,675	24,144
1,300	0,623	26,156
1,400	0,578	28,168
1,500	0,540	30,180
1,600	0,506	32,192

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

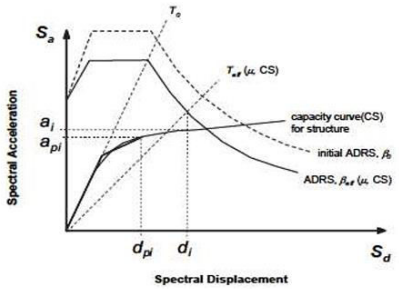
Para:

Teff =	0,409
Sa	Sd
0,810	3,380



El punto de desempeño será:

ai =	0,603
di =	3,380



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	Sd (cm)
Desempeño supuesto (dp)	0,587	2,985
Desempeño máximo estimado (di)	0,603	3,380
Diferencia (%)	2,81%	11,69%
< 10%	OK	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

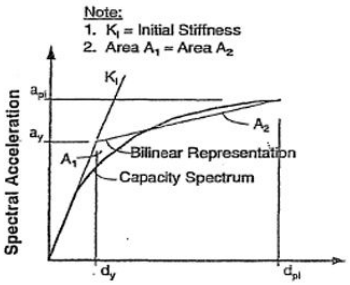
Se vuelve a iterar los procedmientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

2. Representación bilineal del espectro de capacidad

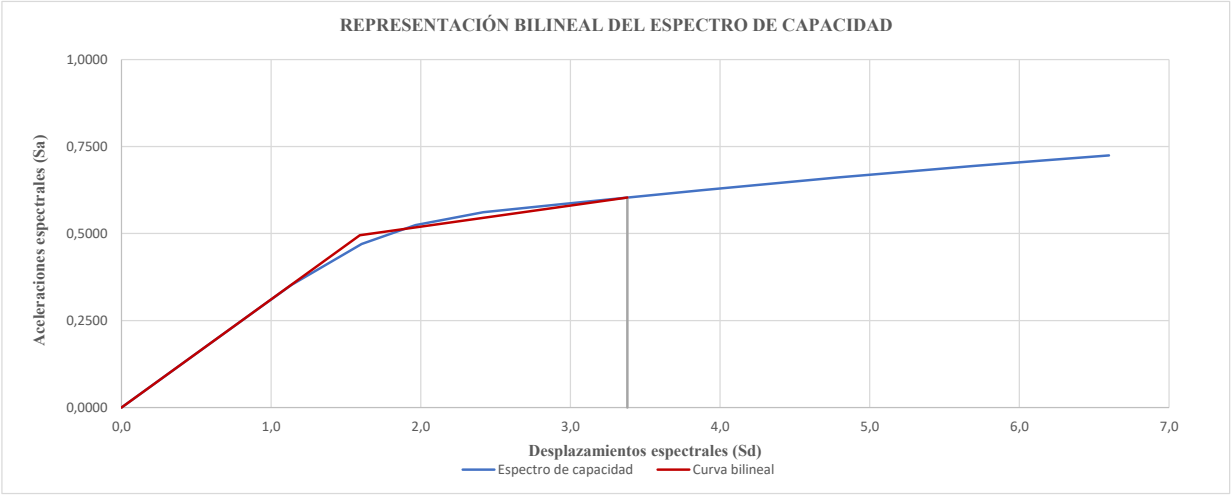
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,4950
api =	0,603

Sdi =	0
dy =	1,592
dpi =	3,3803



Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



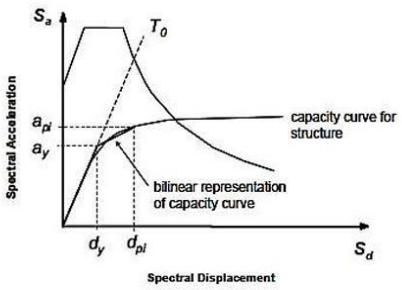
3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,495
dy = 1,592

La linea To intersepta al espectro de demanda en

Sa = 0,141
Sd = 0,453



Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo:

To =	0,360	seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} =$$ 0,195

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} =$$ 2,123

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: 1.0 < μ < 4.0

Luego: **T eff =** 0,431

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: 1.0 < μ < 4.0

Luego: **β eff =** 9,622 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

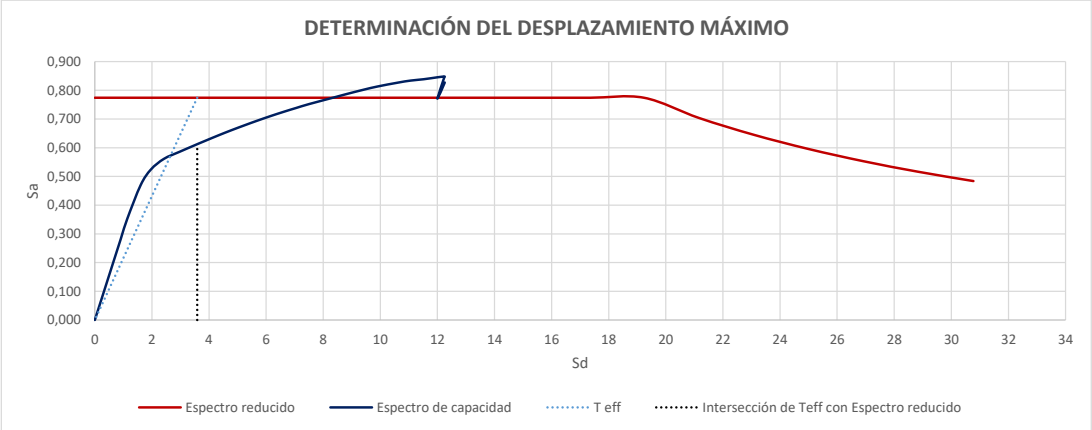
β = 1,199

T	Sismo de servicio	
	Sa	Sd
0,000	0,774	0,000
0,020	0,774	0,008
0,040	0,774	0,031
0,060	0,774	0,069
0,080	0,774	0,123
0,100	0,774	0,192
0,120	0,774	0,277
0,140	0,774	0,377
0,160	0,774	0,492
0,180	0,774	0,623
0,200	0,774	0,769
0,250	0,774	1,202
0,300	0,774	1,731
0,350	0,774	2,356
0,400	0,774	3,077
0,450	0,774	3,895
0,500	0,774	4,809
0,550	0,774	5,818
0,600	0,774	6,924
0,650	0,774	8,126
0,700	0,774	9,425
0,750	0,774	10,819
0,800	0,774	12,310
0,850	0,774	13,897
0,900	0,774	15,580
0,950	0,774	17,359
1,000	0,774	19,234
1,100	0,704	21,157
1,200	0,645	23,081
1,300	0,595	25,004
1,400	0,553	26,928
1,500	0,516	28,851
1,600	0,484	30,774

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

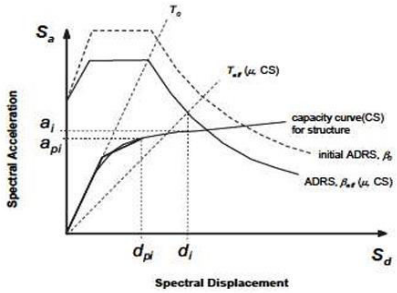
Para:

Teff =	0,431
Sa	Sd
0,774	3,587



El punto de desempeño será:

ai =	0,612
di =	3,587



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	0,603	3,380
Desempeño máximo estimado (di)	0,612	3,587
Diferencia (%)	1,43%	5,76%
< 10%	OK	OK

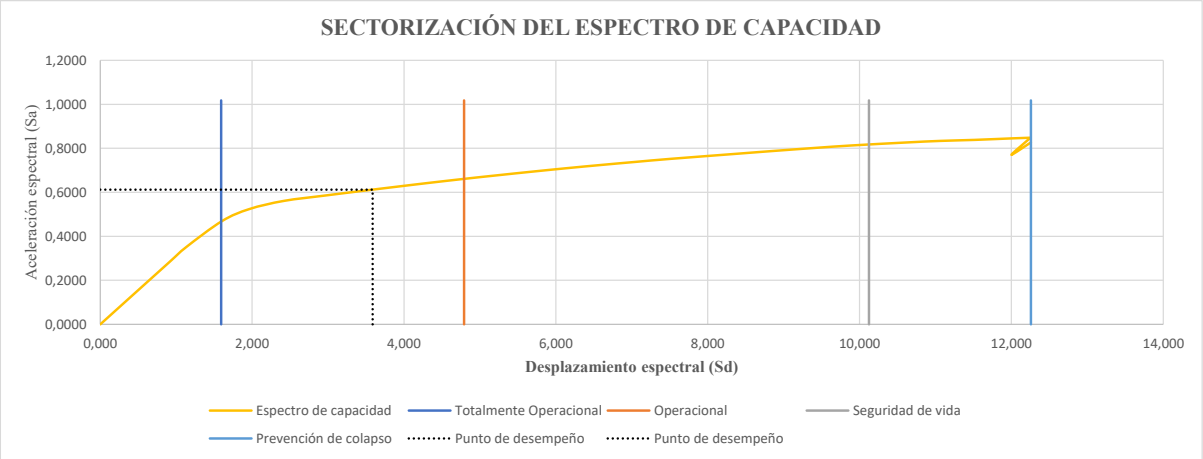
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	1,592
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	4,792
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	10,124
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	12,257

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



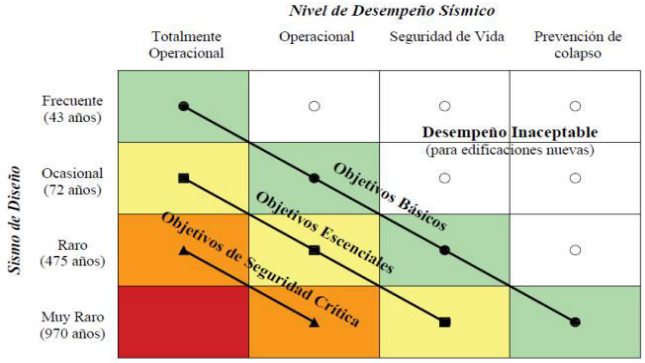
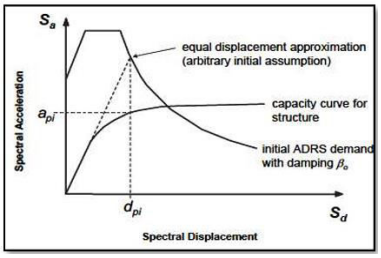


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO MÁXIMO (Según E.030)

1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo Máximo

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 2,784



Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,1410
S af =	2,7844
ap i =	0,790

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	0,4534
S df =	8,9558
dp i =	8,9558

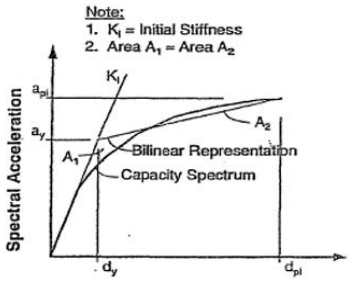


2. Representación bilineal del espectro de capacidad

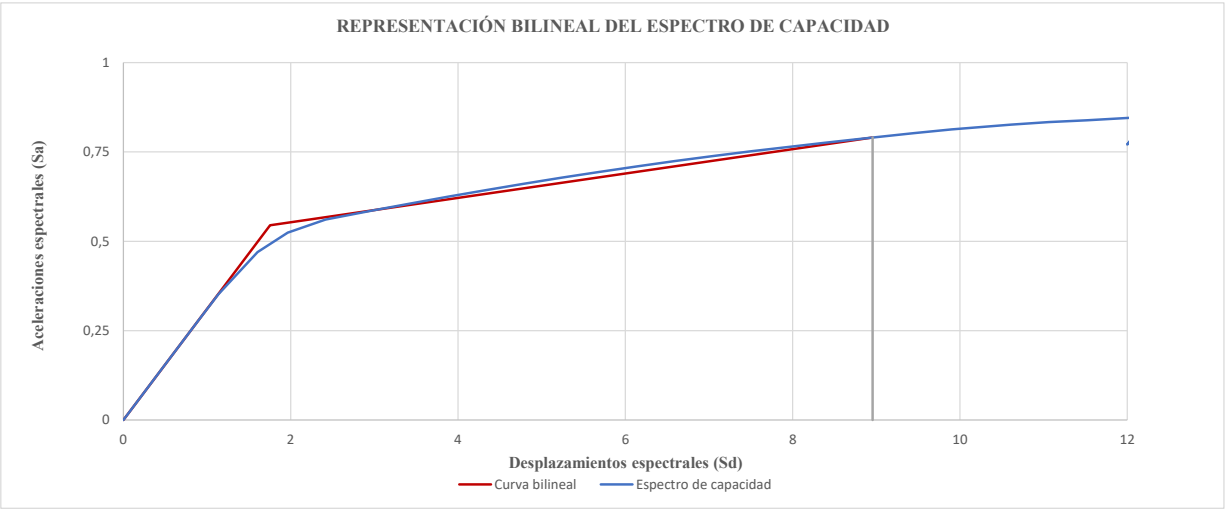
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,5450
api =	0,790

Sdi =	0
dy =	1,753
dpi =	8,9558



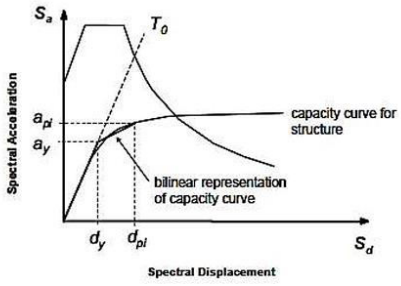
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,545
dy = 1,753



La linea To intersepta al espectro de demanda en

Sa = 2,784
Sd = 8,956

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,360 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} =$$ 0,110

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} =$$ 5,109

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **T eff =** 0,653

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **β eff =** 20,424 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

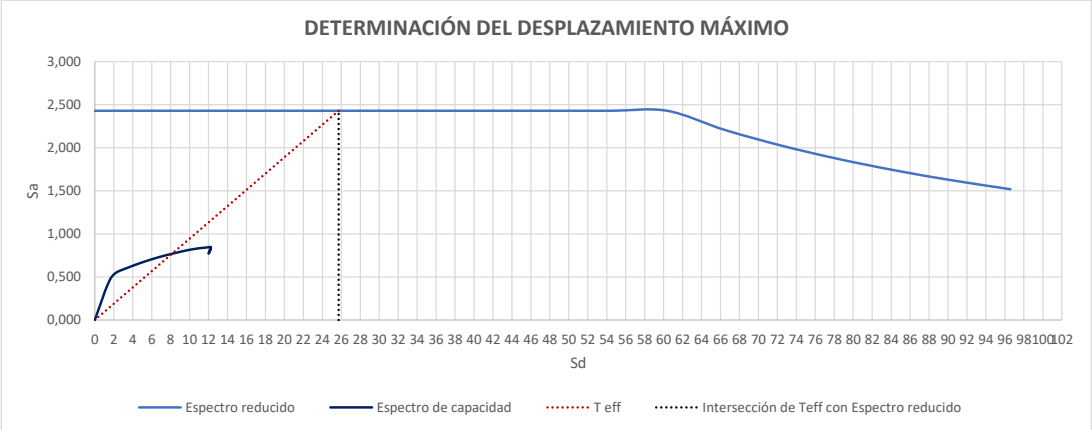
β = 1,548

T	Sismo Máximo	
	Sa	Sd
0,000	2,429	0,000
0,020	2,429	0,024
0,040	2,429	0,097
0,060	2,429	0,217
0,080	2,429	0,386
0,100	2,429	0,604
0,120	2,429	0,869
0,140	2,429	1,183
0,160	2,429	1,545
0,180	2,429	1,956
0,200	2,429	2,414
0,250	2,429	3,773
0,300	2,429	5,432
0,350	2,429	7,394
0,400	2,429	9,658
0,450	2,429	12,223
0,500	2,429	15,090
0,550	2,429	18,259
0,600	2,429	21,730
0,650	2,429	25,502
0,700	2,429	29,577
0,750	2,429	33,953
0,800	2,429	38,631
0,850	2,429	43,611
0,900	2,429	48,892
0,950	2,429	54,476
1,000	2,429	60,361
1,100	2,208	66,397
1,200	2,024	72,433
1,300	1,869	78,469
1,400	1,735	84,505
1,500	1,619	90,541
1,600	1,518	96,577

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

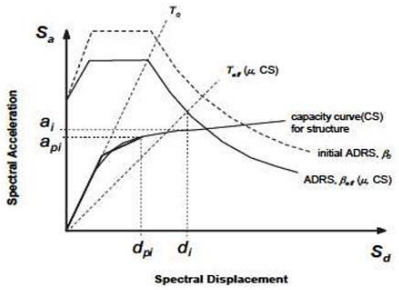
Para:

Teff =	0,653
Sa	Sd
2,429	25,722



El punto de desempeño será:

ai =	2,429
di =	25,722



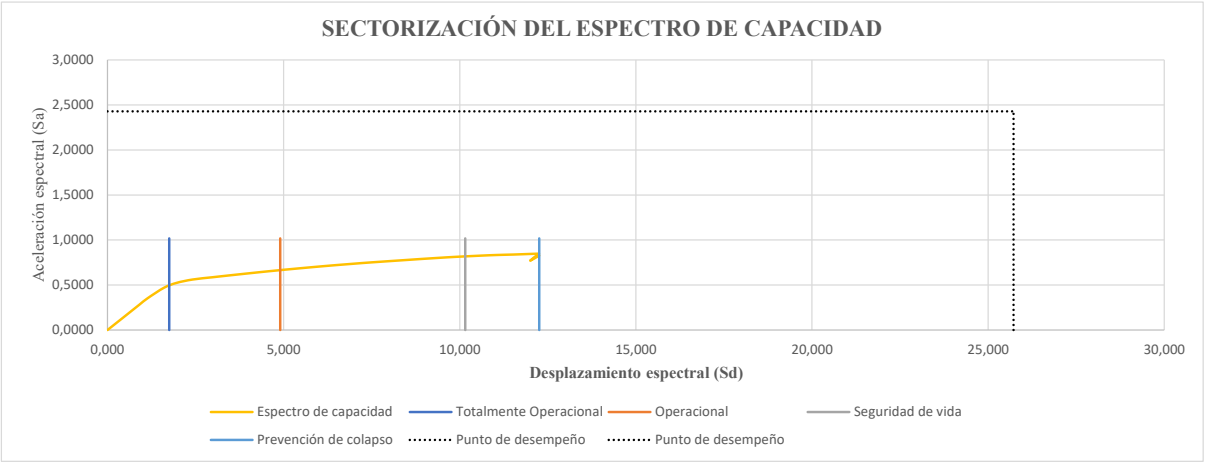
El desplazamiento máximo estimado di, no intercepta al espectro de capacidad por lo tanto no es posible la comparación con el desplazamiento supuesto inicial dpi

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	1,753
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	4,904
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	10,156
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	12,257

Nivel de desempeño sísmico:

Colapso



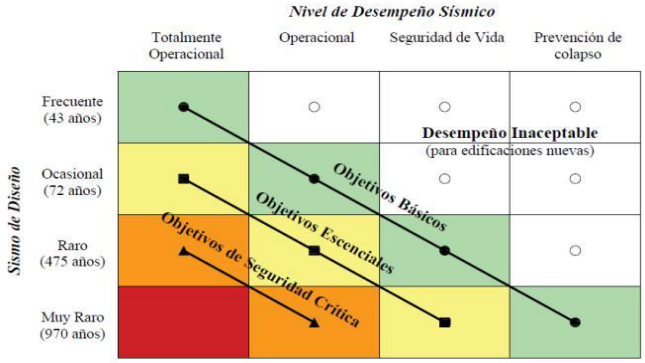


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

RESUMEN

SISMO DIRECCIÓN X-X	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	0,612	3,587	406,94	4,94
Sismo de Diseño	1,168	14,318	776,40	19,74
Sismo Máximo (BSE-2E)	-	-	-	-

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Colapso	No
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC-40, 1996)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Diseño	Colapso	No
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

ANEXO Nº 4:

CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN Y (FEMA 440)-BLOQUE IV.

Determinacion de espectros de aceleraciones

Tipo de sismo	Sismo de Servicio (SE)	Sismo de Diseño (DE)	Sismo Máximo (ME)
Probabilidad de excedencia	50%	10%	5%
Vida útil de la estructura	50	50	50
Periodo de retorno (TRD)	75	500	1000

	Aceleración espectral
Sismo de diseño (DE)	Sad = Z.U.C.S.g/R
Sismo de Servicio (SE)	Sa (DE) = 0.5 Sad
Sismo Máximo (ME)	Sa (ME) = 1.5 Sad

Determinación de los parámetros sísmicos:

Factor de zona: Z = 0,45
Factor de uso: U = 1,5
Factor de suelo: S = 1,1
Factor de amplificación sísmica "C":

Si: T < Tp , entonces: C = 2,5
Si: Tp < T < TL , entonces: C = 2.5 (Tp / T)
Si: T > TL , entonces: C = 2.5 (Tp . TL)/(T^2)

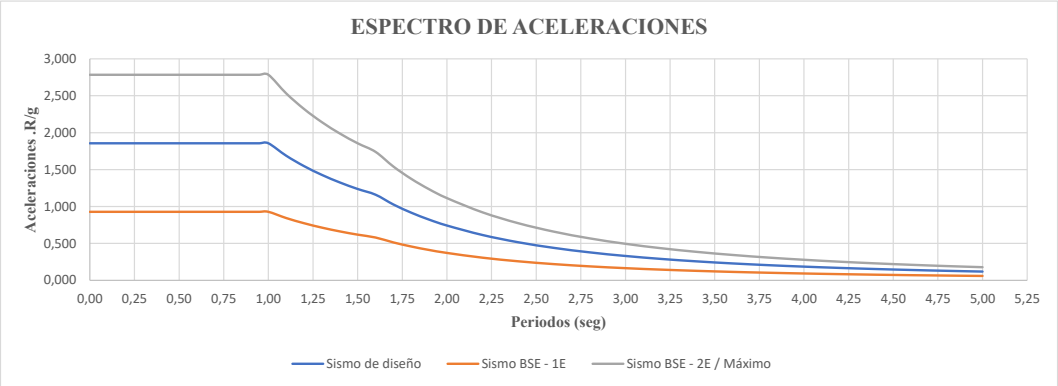
Donde:
T: Periodo de la estructura
Tp: Periodo largo de la estructura = 1,00 seg
TL: Periodo corto de la estructura = 1,60 seg

También sabemos que la aceleración de la gravedad es: g = 9,81 m/s2
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas: R = 1

Tabulacion de valores "T", "C" y "Sad"

T	C	Sad / g	Sa (SE) / g	Sa (ME) / g
0,00	2,500	1,856	0,928	2,784
0,02	2,500	1,856	0,928	2,784
0,04	2,500	1,856	0,928	2,784
0,06	2,500	1,856	0,928	2,784
0,08	2,500	1,856	0,928	2,784
0,10	2,500	1,856	0,928	2,784
0,12	2,500	1,856	0,928	2,784
0,14	2,500	1,856	0,928	2,784
0,16	2,500	1,856	0,928	2,784
0,18	2,500	1,856	0,928	2,784
0,20	2,500	1,856	0,928	2,784
0,25	2,500	1,856	0,928	2,784
0,30	2,500	1,856	0,928	2,784
0,35	2,500	1,856	0,928	2,784
0,40	2,500	1,856	0,928	2,784
0,45	2,500	1,856	0,928	2,784
0,50	2,500	1,856	0,928	2,784
0,55	2,500	1,856	0,928	2,784
0,60	2,500	1,856	0,928	2,784
0,65	2,500	1,856	0,928	2,784
0,70	2,500	1,856	0,928	2,784
0,75	2,500	1,856	0,928	2,784
0,80	2,500	1,856	0,928	2,784
0,85	2,500	1,856	0,928	2,784
0,90	2,500	1,856	0,928	2,784
0,95	2,500	1,856	0,928	2,784
1,00	2,500	1,856	0,928	2,784
1,10	2,273	1,688	0,844	2,531
1,20	2,083	1,547	0,773	2,320
1,30	1,923	1,428	0,714	2,142
1,40	1,786	1,326	0,663	1,989
1,50	1,667	1,238	0,619	1,856
1,60	1,563	1,160	0,580	1,740
1,70	1,384	1,028	0,514	1,542
1,80	1,235	0,917	0,458	1,375
1,90	1,108	0,823	0,411	1,234
2,00	1,000	0,743	0,371	1,114
2,20	0,826	0,614	0,307	0,920
2,40	0,694	0,516	0,258	0,773
2,60	0,592	0,439	0,220	0,659
2,80	0,510	0,379	0,189	0,568
3,00	0,444	0,330	0,165	0,495
3,20	0,391	0,290	0,145	0,435
3,40	0,346	0,257	0,128	0,385
3,60	0,309	0,229	0,115	0,344
3,80	0,277	0,206	0,103	0,309

4,00	0,250	0,186	0,093	0,278
4,20	0,227	0,168	0,084	0,253
4,40	0,207	0,153	0,077	0,230
4,60	0,189	0,140	0,070	0,211
4,80	0,174	0,129	0,064	0,193
5,00	0,160	0,119	0,059	0,178



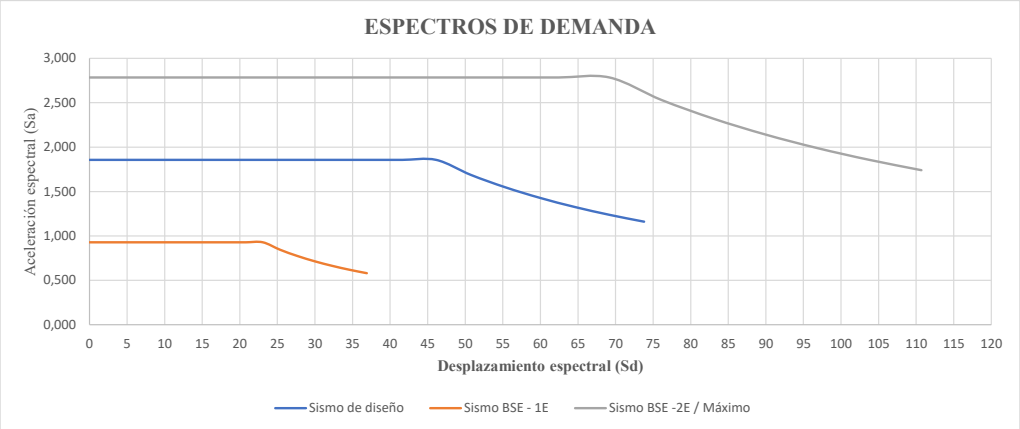
CONVERSION A ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

Conversion de espectro de aceleraciones a espectro de demanda

$$Sdi = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sai * g$$

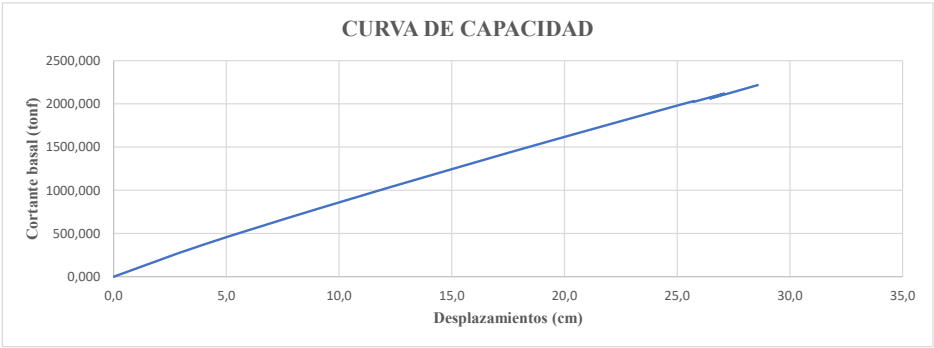
Donde: g = 981 cm/s

T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0,000	1,856	0,000	0,928	0,000	2,784	0,000
0,020	1,856	0,018	0,928	0,009	2,784	0,028
0,040	1,856	0,074	0,928	0,037	2,784	0,111
0,060	1,856	0,166	0,928	0,083	2,784	0,249
0,080	1,856	0,295	0,928	0,148	2,784	0,443
0,100	1,856	0,461	0,928	0,231	2,784	0,692
0,120	1,856	0,664	0,928	0,332	2,784	0,996
0,140	1,856	0,904	0,928	0,452	2,784	1,356
0,160	1,856	1,181	0,928	0,590	2,784	1,771
0,180	1,856	1,494	0,928	0,747	2,784	2,242
0,200	1,856	1,845	0,928	0,923	2,784	2,768
0,250	1,856	2,883	0,928	1,441	2,784	4,324
0,300	1,856	4,151	0,928	2,076	2,784	6,227
0,350	1,856	5,650	0,928	2,825	2,784	8,476
0,400	1,856	7,380	0,928	3,690	2,784	11,070
0,450	1,856	9,341	0,928	4,670	2,784	14,011
0,500	1,856	11,531	0,928	5,766	2,784	17,297
0,550	1,856	13,953	0,928	6,977	2,784	20,930
0,600	1,856	16,605	0,928	8,303	2,784	24,908
0,650	1,856	19,488	0,928	9,744	2,784	29,232
0,700	1,856	22,602	0,928	11,301	2,784	33,903
0,750	1,856	25,946	0,928	12,973	2,784	38,919
0,800	1,856	29,521	0,928	14,760	2,784	44,281
0,850	1,856	33,326	0,928	16,663	2,784	49,989
0,900	1,856	37,362	0,928	18,681	2,784	56,043
0,950	1,856	41,629	0,928	20,814	2,784	62,443
1,000	1,856	46,126	0,928	23,063	2,784	69,189
1,100	1,688	50,739	0,844	25,369	2,531	76,108
1,200	1,547	55,351	0,773	27,676	2,320	83,027
1,300	1,428	59,964	0,714	29,982	2,142	89,946
1,400	1,326	64,576	0,663	32,288	1,989	96,865
1,500	1,238	69,189	0,619	34,594	1,856	103,783
1,600	1,160	73,802	0,580	36,901	1,740	110,702



Curva de capacidad del análisis pushover obtenida a través del Software ETABS v20.0.0

Datos del Software Etabs v20.0.0		
Pasos guardados	**V**	**Desplazamiento**
	(ton)	**Δ roof (cm)**
1	0,000	0,000000
2	366,0517	3,9273
3	789,5042	9,1042
4	1241,1835	14,9572
5	1617,7599	19,9956
6	1996,9179	25,2317
7	2031,911	25,7312
8	2023,4057	25,7317
9	2119,2399	27,0836
10	2064,4135	26,4907
11	2217,472	28,574300



Conversion de curva de capacidad a espectro de capacidad

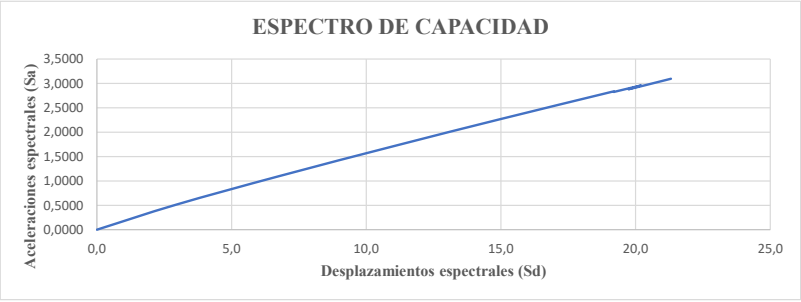
$$Sa = \frac{V}{\alpha_I * \sum W} \qquad Sd = \frac{\Delta roof}{PF1 * \emptyset_{roof1}}$$

Donde:

$$PF1 = [\frac{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g}{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g}] \qquad \alpha 1 = \frac{(\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g)^2}{[\sum_{i=1}^{N} wi/g][\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g]}$$

Nivel	Peso (Wi) (tonf)	Masa (m) (tonf.s2/m)	Desplazamiento modal	Amplitud Ø i	(Ø i) ^2	Wi . Ø i / g	Wi (Ø i ^2) / g
4	148,61	15,15	0,0050	1,000	1,000	15,149	15,149
3	231,53	23,60	0,0041	0,820	0,672	19,353	15,869
2	226,18	23,06	0,0029	0,580	0,336	13,372	7,756
1	230,68	23,52	0,0014	0,280	0,078	6,584	1,844
Suma	837,001	85,321				54,459	40,618
Factor de participación modal (PF1)						1,341	
Coeficiente de masa modal (α1)						0,856	

Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad			
Pasos guardados	V (ton)	Desplazamiento Δ roof (cm)	Sd	Sa		
1	0,000	0,000000	0,000	0,0000		
2	366,052	3,927300	2,929	0,5110	2,8173	0,559122
3	789,504	9,104200	6,790	1,1022	6,5132	1,212118
4	1241,184	14,957200	11,156	1,7328	10,6811	1,910344
5	1617,760	19,995600	14,914	2,2586	14,2669	2,494112
6	1996,918	25,231700	18,819	2,7879	17,9847	3,083634
7	2031,911	25,731200	19,192	2,8368	18,3394	3,138115
8	2023,406	25,731700	19,192	2,8249	18,3423	3,125894
9	2119,240	27,083600	20,200	2,9587	19,3007	3,275147
10	2064,414	26,490700	19,758	2,8821		
11	2217,472	28,574300	21,312	3,0958		



DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (PROPUESTA FEMA 440 - MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD)

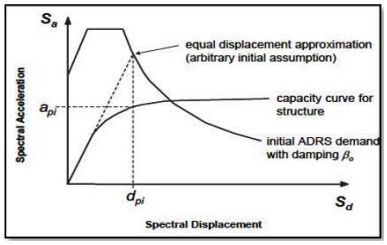
Dirección de análisis: Y

Patrón de cargas laterales: Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE DISEÑO (Según E.030)

1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo de diseño

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 1,856



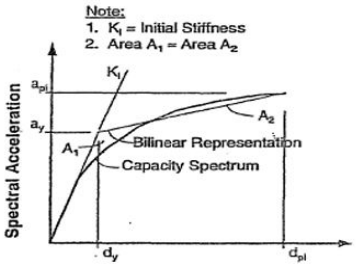
Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,5110
S af =	1,856
ap i =	1,658

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	2,9292
S df =	10,6395
dp i =	10,6395



2. Representación bilineal del espectro de capacidad

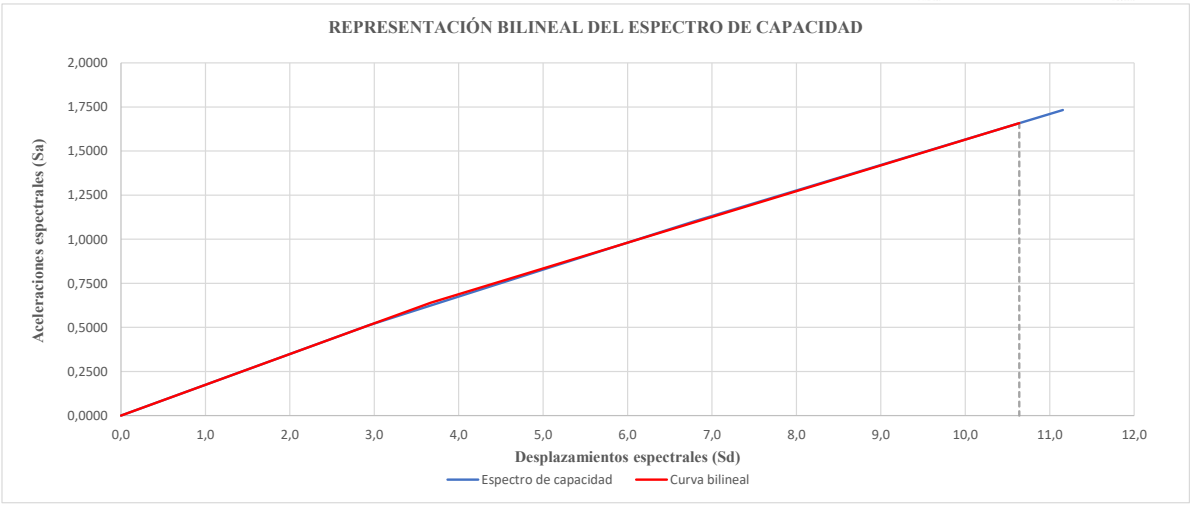
Mediante una serie de iteraciones:



Sai =	0
ay =	0,6400
api =	1,658

Sdi =	0
dy =	3,668
dpi =	10,6395

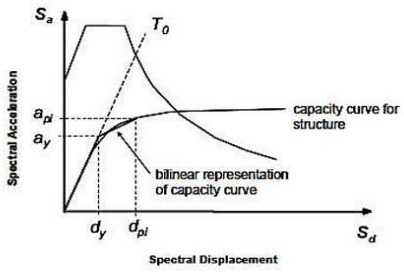
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,640
dy = 3,668



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 1,856
Sd = 10,640

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,480 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}837$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 2{,}900$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,702

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 15,147 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

β = 1,388

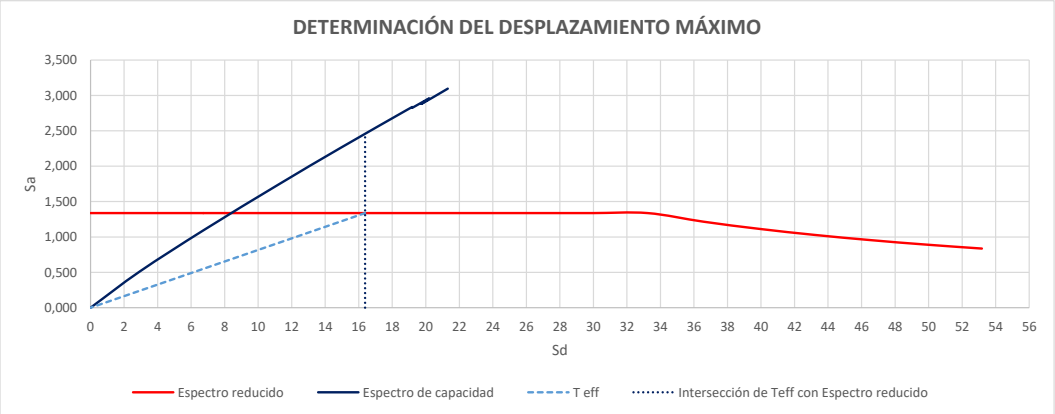
T	Sismo de diseño	
	Sa	Sd
0,000	1,338	0,000
0,020	1,338	0,013
0,040	1,338	0,053
0,060	1,338	0,120
0,080	1,338	0,213
0,100	1,338	0,332
0,120	1,338	0,479
0,140	1,338	0,651
0,160	1,338	0,851
0,180	1,338	1,077
0,200	1,338	1,329
0,250	1,338	2,077
0,300	1,338	2,991
0,350	1,338	4,071
0,400	1,338	5,318
0,450	1,338	6,730
0,500	1,338	8,309
0,550	1,338	10,054
0,600	1,338	11,965
0,650	1,338	14,042
0,700	1,338	16,286

0,750	1,338	18,695
0,800	1,338	21,271
0,850	1,338	24,013
0,900	1,338	26,921
0,950	1,338	29,996
1,000	1,338	33,236
1,100	1,216	36,560
1,200	1,115	39,884
1,300	1,029	43,207
1,400	0,955	46,531
1,500	0,892	49,854
1,600	0,836	53,178

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

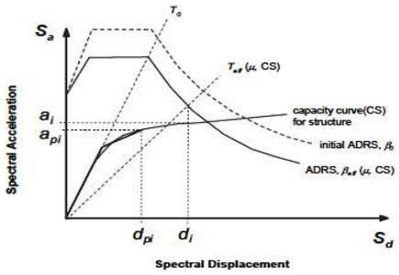
Para:

Teff =	0,702
Sa	Sd
1,338	16,378



El punto de desempeño será:

ai =	2,457
di =	16,378



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	1,658	10,640
Desempeño máximo estimado (di)	2,457	16,378
Diferencia (%)	32,51%	35,04%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

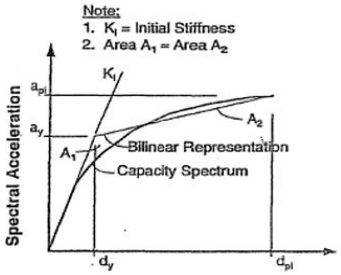
Se vuelve a iterar los procedimientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

2. Representación bilineal del espectro de capacidad

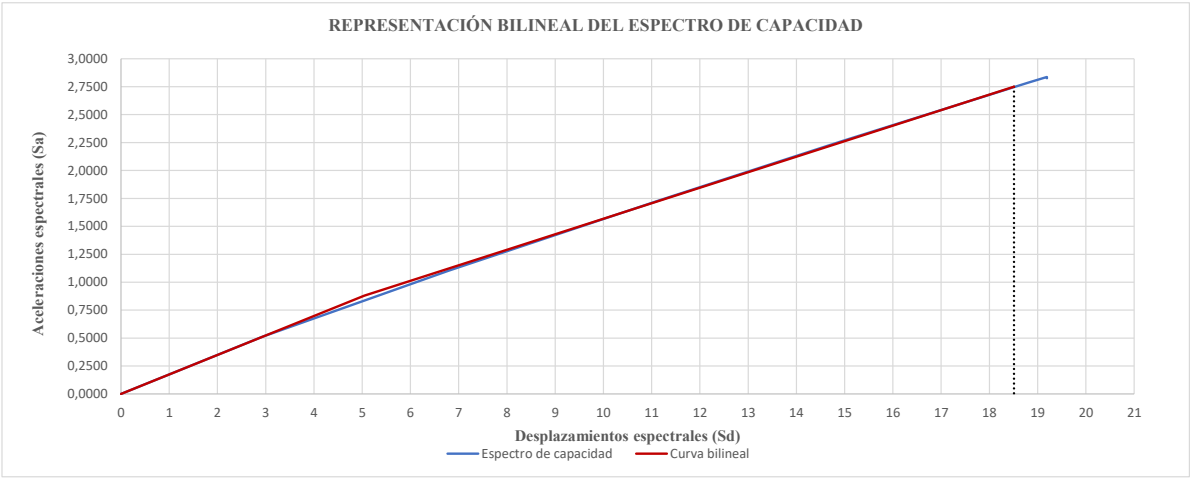
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,8800
api =	2,750

Sdi =	0
dy =	5,044
dpi =	18,5100



Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



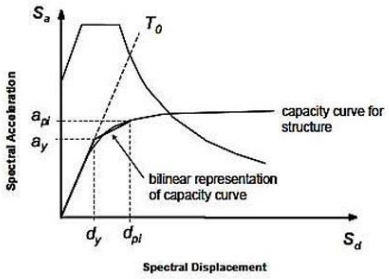
3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,880
dy = 5,044

La linea To intersecta al espectro de capacidad en

Sa = 0,511
Sd = 2,929



Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,480 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}796$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 3{,}670$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,818

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu-1)^2 - 1.1(\mu-1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu-1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 18,993 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

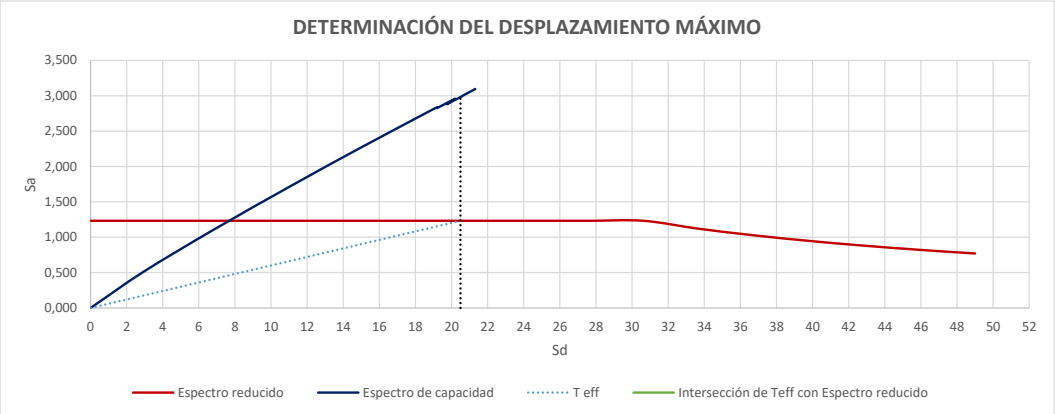
β = 1,506

T	Sismo de diseño	
	Sa	**Sd**
0,000	1,233	0,000
0,020	1,233	0,012
0,040	1,233	0,049
0,060	1,233	0,110
0,080	1,233	0,196
0,100	1,233	0,306
0,120	1,233	0,441
0,140	1,233	0,600
0,160	1,233	0,784
0,180	1,233	0,992
0,200	1,233	1,225
0,250	1,233	1,914
0,300	1,233	2,756
0,350	1,233	3,752
0,400	1,233	4,900
0,450	1,233	6,202
0,500	1,233	7,657
0,550	1,233	9,265
0,600	1,233	11,026
0,650	1,233	12,940
0,700	1,233	15,007
0,750	1,233	17,227
0,800	1,233	19,601
0,850	1,233	22,128
0,900	1,233	24,808
0,950	1,233	27,641
1,000	1,233	30,627
1,100	1,120	33,689
1,200	1,027	36,752
1,300	0,948	39,815
1,400	0,880	42,877
1,500	0,822	45,940
1,600	0,770	49,003

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

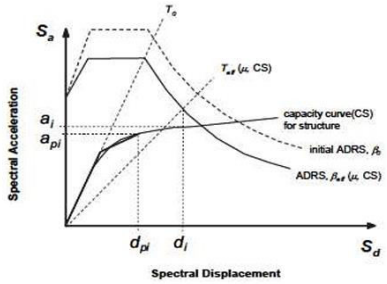
Para:

Teff =	0,818
Sa	Sd
1,233	20,492



El punto de desempeño será:

ai =	2,983
di =	20,492



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	2,750	18,510
Desempeño máximo estimado (di)	2,983	20,492
Diferencia (%)	7,81%	9,67%
< 10%	OK	OK

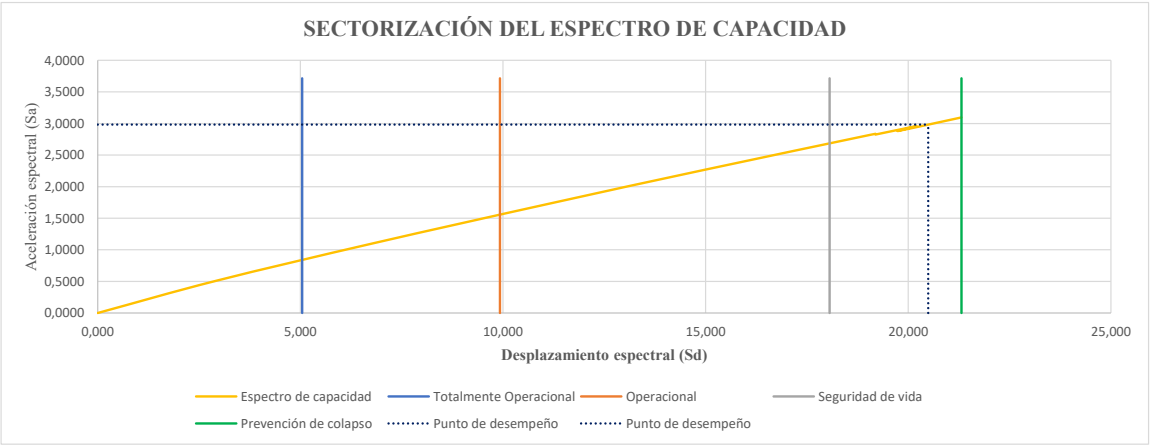
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	5,044
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	9,924
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	18,059
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	21,312

Nivel de desempeño sísmico:

Prevención de colapso



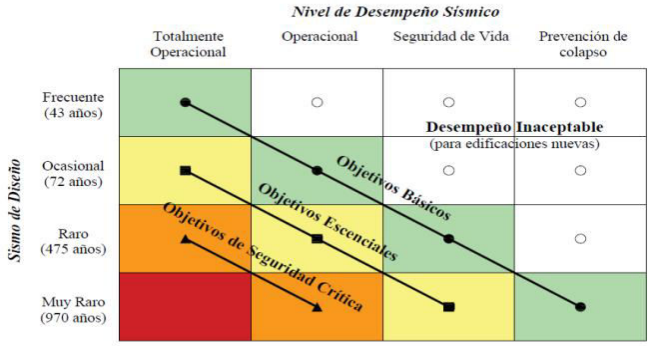
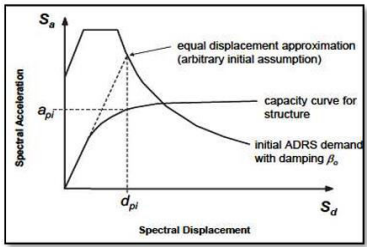


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE SERVICIO (Según E.030)

1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo de servicio

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 0,928



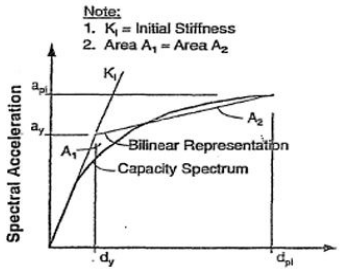
Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,5110
S af =	0,9281
ap i =	0,877

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	2,9292
S df =	5,3198
dp i =	5,3198



2. Representación bilineal del espectro de capacidad

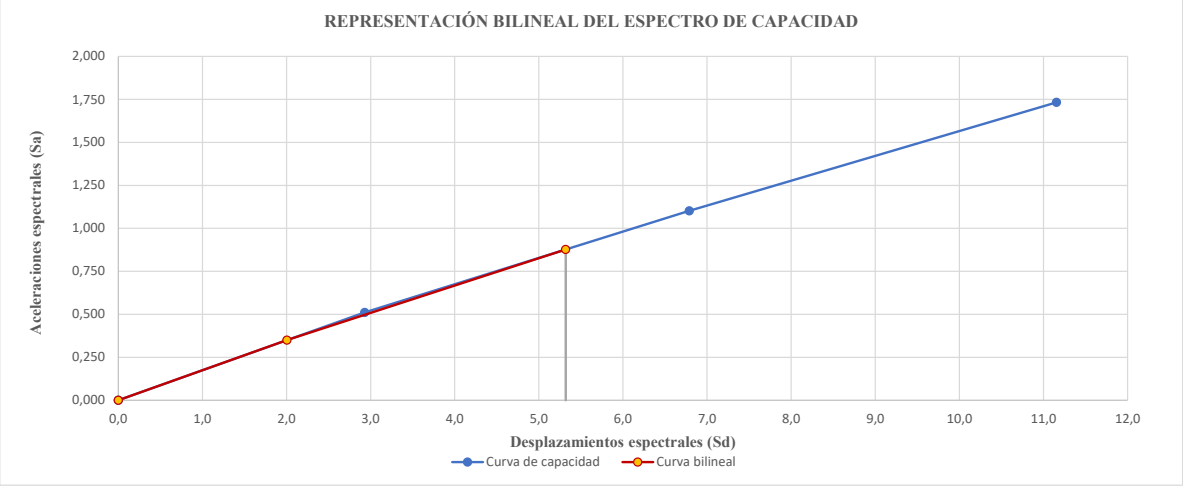
Mediante una serie de iteraciones:



Sai =	0
ay =	0,3500
api =	0,877

Sdi =	0
dy =	2,006
dpi =	5,3198

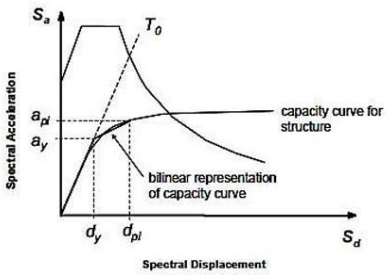
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,350
dy = 2,006



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 0,928
Sd = 5,320

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,480 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}912$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 2{,}652$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu-1)^2 - 0.038(\mu-1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: 1.0 < μ < 4.0

Luego: **T eff =** 0,660

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu-1)^2 - 1.1(\mu-1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu-1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: 1.0 < μ < 4.0

Luego: **β eff =** 13,412 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

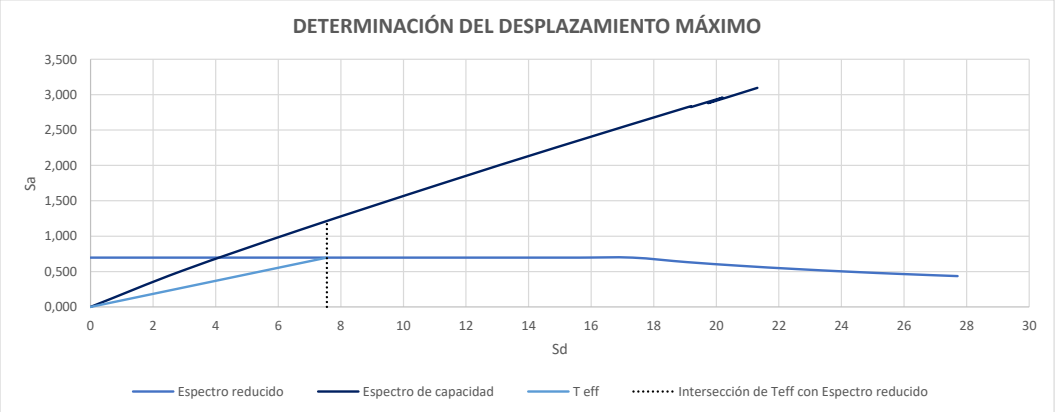
β = 1,332

T	Sismo de servicio	
	Sa	Sd
0,000	0,697	0,000
0,020	0,697	0,007
0,040	0,697	0,028
0,060	0,697	0,062
0,080	0,697	0,111
0,100	0,697	0,173
0,120	0,697	0,249
0,140	0,697	0,339
0,160	0,697	0,443
0,180	0,697	0,561
0,200	0,697	0,693
0,250	0,697	1,082
0,300	0,697	1,559
0,350	0,697	2,122
0,400	0,697	2,771
0,450	0,697	3,507
0,500	0,697	4,330
0,550	0,697	5,239
0,600	0,697	6,235
0,650	0,697	7,318
0,700	0,697	8,487
0,750	0,697	9,742
0,800	0,697	11,085
0,850	0,697	12,513
0,900	0,697	14,029
0,950	0,697	15,631
1,000	0,697	17,320
1,100	0,634	19,052
1,200	0,581	20,783
1,300	0,536	22,515
1,400	0,498	24,247
1,500	0,465	25,979
1,600	0,436	27,711

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

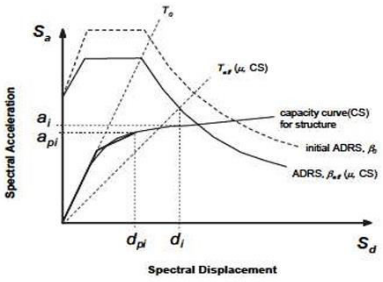
Para:

Teff =	0,660
Sa	Sd
0,697	7,554



El punto de desempeño será:

ai =	1,212
di =	7,554



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	Sd (cm)
Desempeño supuesto (dp)	0,877	5,320
Desempeño máximo estimado (di)	1,212	7,554
Diferencia (%)	27,66%	29,57%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

Se vuelve a iterar los precedmientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

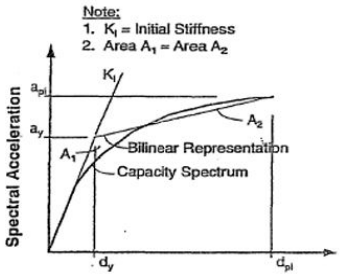
2. Representación bilineal del espectro de capacidad

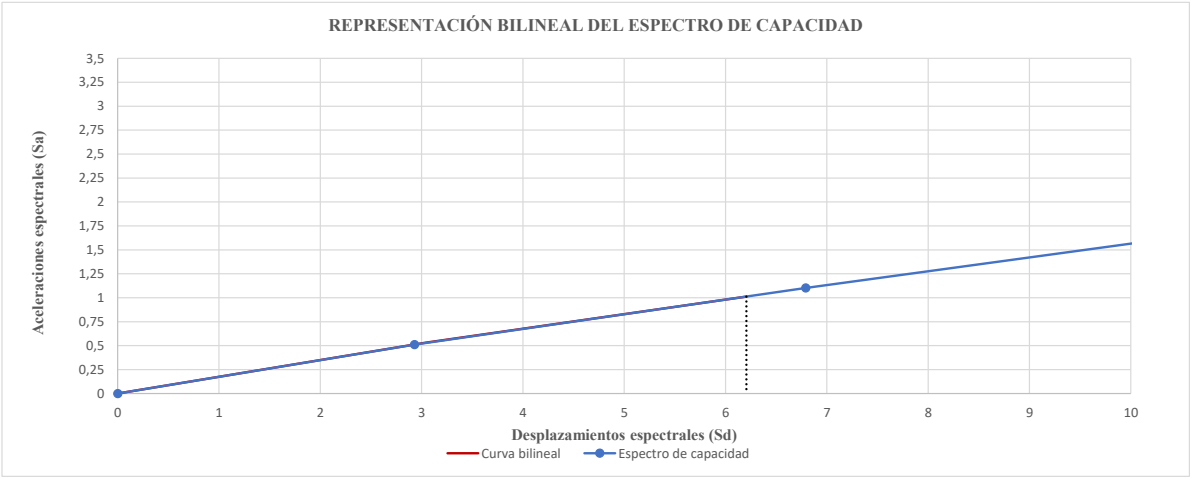
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,530
api =	1,012

Sdi =	0
dy =	3,038
dpi =	6,2060

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$

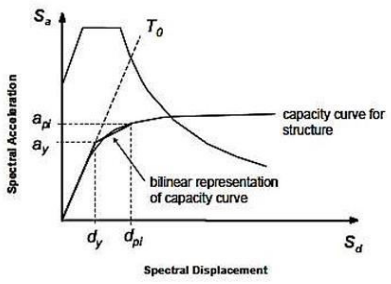




3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,530
dy = 3,038



La linea To intersepta al espectro de demanda en

Sa = 0,511
Sd = 2,929

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo:

To =	0,480	seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}872$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 2{,}043$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,564

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 9,082 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

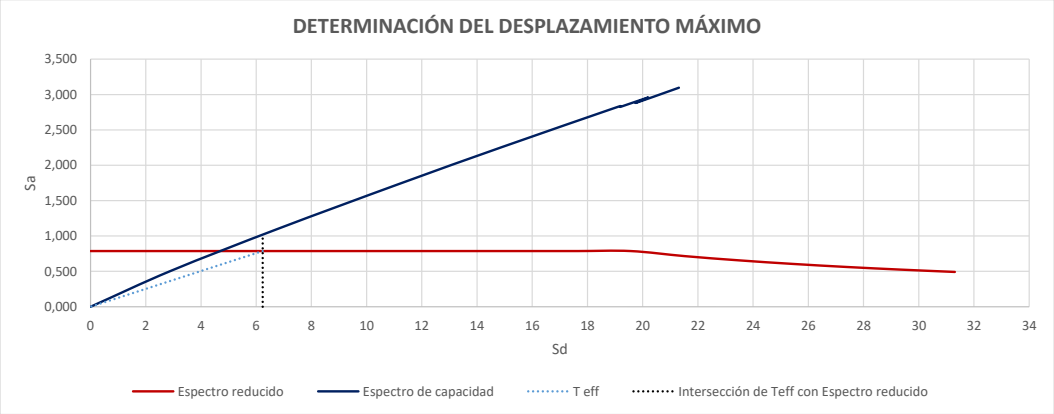
β = 1,179

T	Sismo de servicio	
	Sa	Sd
0,000	0,787	0,000
0,020	0,787	0,008
0,040	0,787	0,031
0,060	0,787	0,070
0,080	0,787	0,125
0,100	0,787	0,196
0,120	0,787	0,282
0,140	0,787	0,384
0,160	0,787	0,501
0,180	0,787	0,634
0,200	0,787	0,783
0,250	0,787	1,223
0,300	0,787	1,761
0,350	0,787	2,397
0,400	0,787	3,131
0,450	0,787	3,962
0,500	0,787	4,892
0,550	0,787	5,919
0,600	0,787	7,044
0,650	0,787	8,267
0,700	0,787	9,588
0,750	0,787	11,007
0,800	0,787	12,523
0,850	0,787	14,137
0,900	0,787	15,850
0,950	0,787	17,660
1,000	0,787	19,567
1,100	0,716	21,524
1,200	0,656	23,481
1,300	0,606	25,438
1,400	0,562	27,394
1,500	0,525	29,351
1,600	0,492	31,308

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

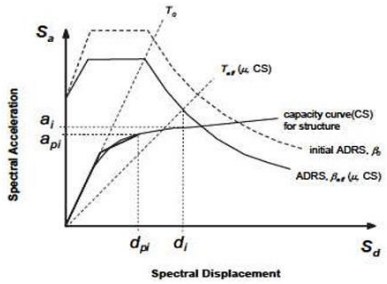
Para:

Teff =	0,564
Sa	Sd
0,787	6,235



El punto de desempeño será:

ai =	1,017
di =	6,235



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	1,012	6,206
Desempeño máximo estimado (di)	1,017	6,235
Diferencia (%)	0,51%	0,47%
< 10%	OK	OK

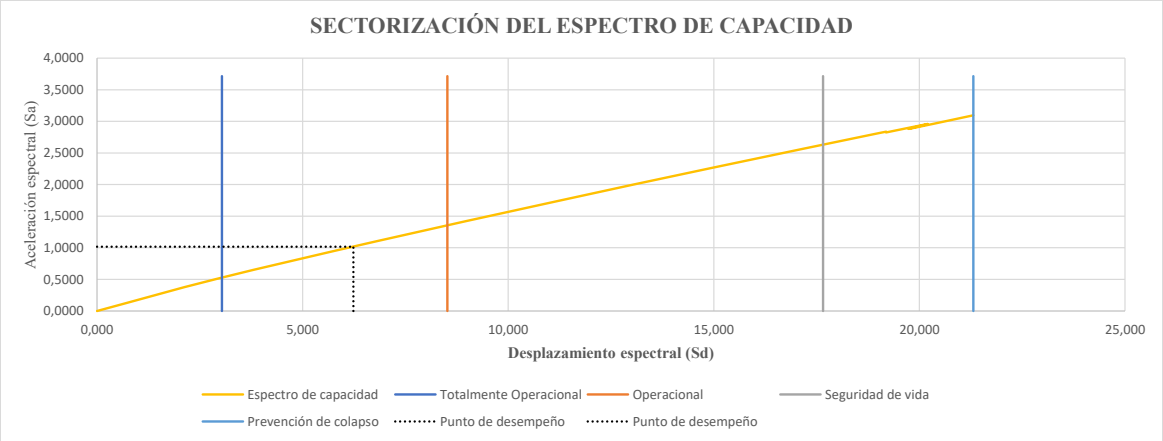
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	3,038
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	8,520
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	17,657
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	21,312

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



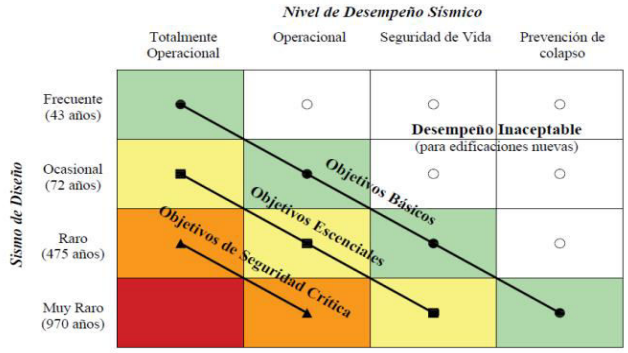
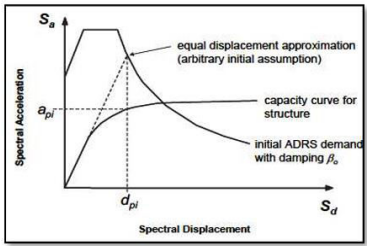


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO MÁXIMO (Según E.030)

1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo Máximo



Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 2,784

Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,5110
S af =	2,7844
ap i =	2,400

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	2,9292
S df =	15,9593
dp i =	15,9593

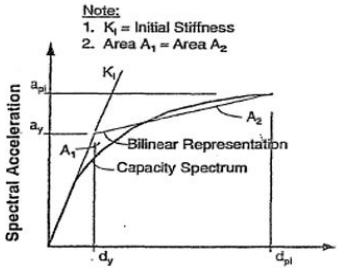


2. Representación bilineal del espectro de capacidad

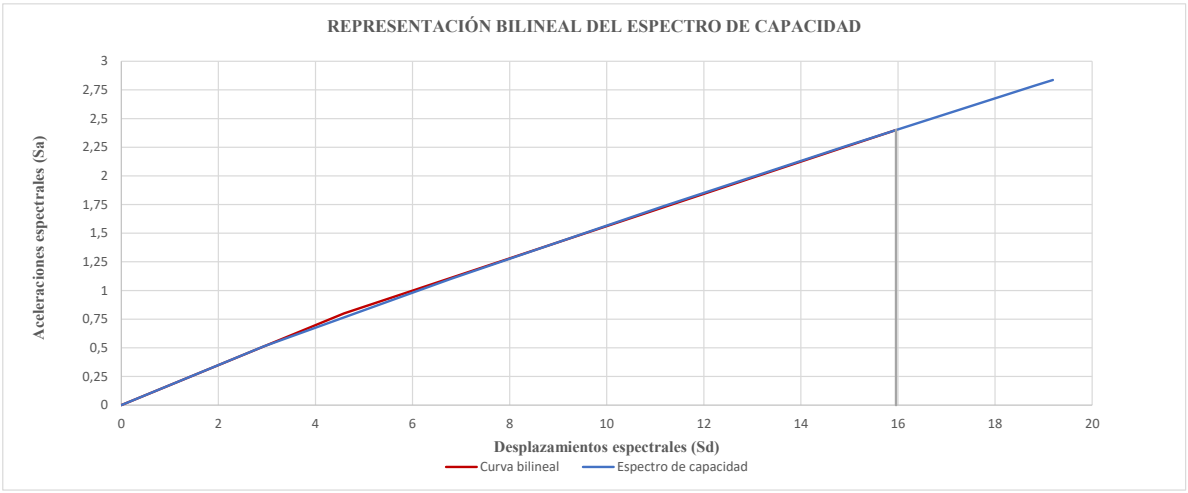
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,8000
api =	2,400

Sdi =	0
dy =	4,585
dpi =	15,9593



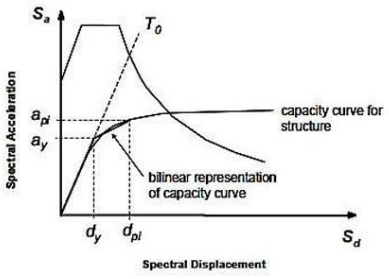
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,800
dy = 4,585



La linea To intersepta al espectro de demanda en

Sa = 2,784
Sd = 15,959

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,480 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\frac{a_{pi} - a_y}{}$$

4.2. Ductilidad:

$$\alpha = \frac{(\frac{d_{pi}}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} =$$ 0,806 $$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} =$$ 3,480

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu-1)^2 - 0.038(\mu-1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: 1.0 < μ < 4.0

Luego: **T eff =** 0,793

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu-1)^2 - 1.1(\mu-1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu-1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: 1.0 < μ < 4.0

Luego: **β eff =** 18,361 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

β = 1,487

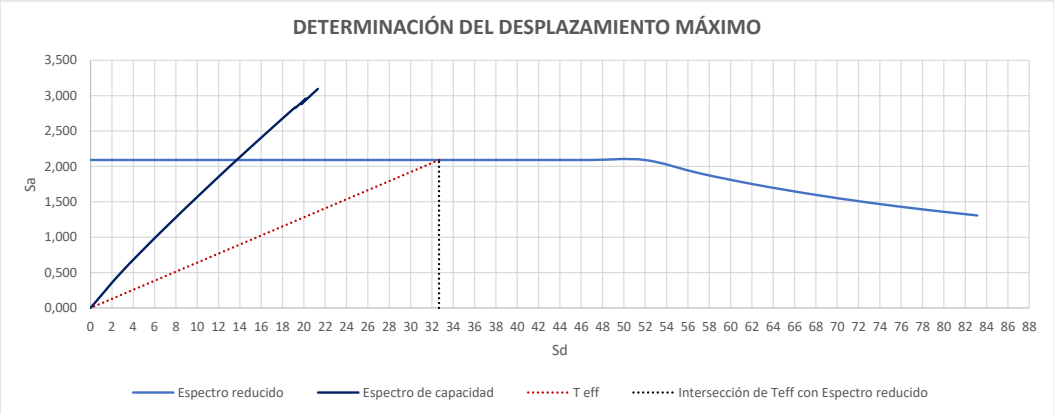
T	Sismo Máximo	
	Sa	Sd
0,000	2,091	0,000
0,020	2,091	0,021
0,040	2,091	0,083
0,060	2,091	0,187
0,080	2,091	0,333
0,100	2,091	0,520
0,120	2,091	0,748
0,140	2,091	1,018
0,160	2,091	1,330
0,180	2,091	1,683
0,200	2,091	2,078
0,250	2,091	3,247
0,300	2,091	4,676
0,350	2,091	6,365
0,400	2,091	8,313
0,450	2,091	10,522
0,500	2,091	12,990
0,550	2,091	15,717
0,600	2,091	18,705
0,650	2,091	21,953
0,700	2,091	25,460
0,750	2,091	29,227
0,800	2,091	33,254
0,850	2,091	37,540
0,900	2,091	42,087
0,950	2,091	46,893
1,000	2,091	51,959
1,100	1,901	57,155
1,200	1,742	62,350
1,300	1,608	67,546
1,400	1,494	72,742
1,500	1,394	77,938
1,600	1,307	83,134

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

Para:

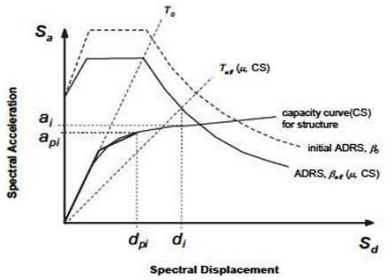
Teff =	0,793
Sa	Sd

2,091	32,669



El punto de desempeño será:

ai =	2,091
di =	32,669



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	2,400	15,959
Desempeño máximo estimado (di)	2,091	32,669
Diferencia (%)	14,79%	51,15%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

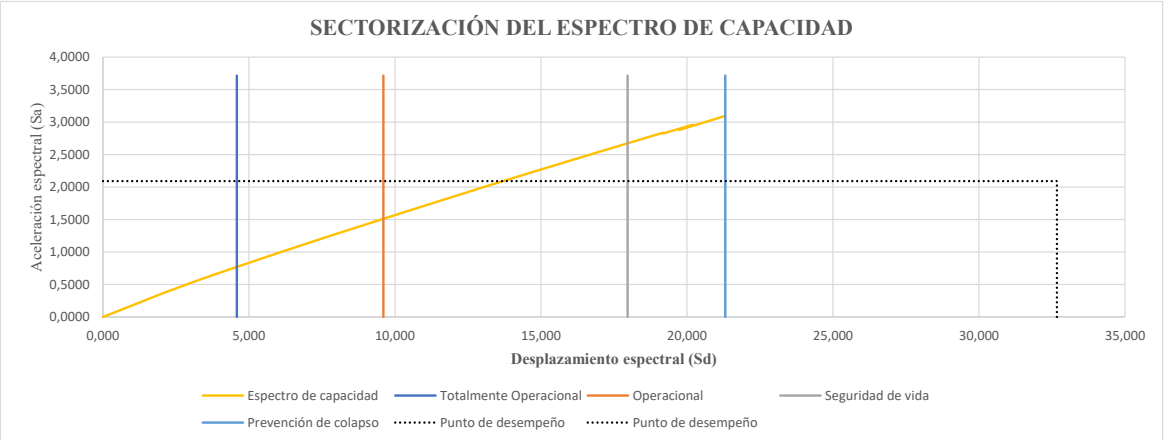
El desplazamiento máximo estimado di, no intercepta al espectro de capacidad por lo tanto no es posible la comparación con el desplazamiento supuesto inicial dpi

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	4,585
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	9,603
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	17,967
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	21,312

Nivel de desempeño sísmico:

Colapso



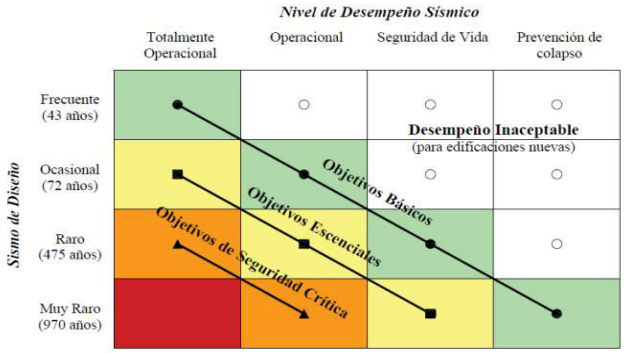


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

RESUMEN

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	1,017	6,235	728,62	6,86
Sismo de Diseño	2,983	20,492	2136,67	22,53
Sismo Máximo (BSE-2E)	2,091	32,669	1497,72	35,92

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Prevención de colapso	No
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC-40, 1996)

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Diseño	Prevención de colapso	No
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

ANEXO Nº 5:

CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN X (FEMA 440)-TANQUE ELEVADO.

Determinacion de espectros de aceleraciones

Tipo de sismo	Sismo de Servicio (SE)	Sismo de Diseño (DE)	Sismo Máximo (ME)
Probabilidad de excedencia	50%	10%	5%
Vida útil de la estructura	50	50	50
Periodo de retorno (TRD)	75	500	1000

	Aceleración espectral
Sismo de diseño (DE)	Sad = Z.U.C.S.g/R
Sismo de Servicio (SE)	$Sa_{(DE)}$ = 0.5 Sad
Sismo Máximo (ME)	$Sa_{(ME)}$ = 1.5 Sad

Determinación de los parámetros sísmicos:

Factor de zona: Z = 0,45
Factor de uso: U = 1,5
Factor de suelo: S = 1,1
Factor de amplificación sísmica "C":

Si: T < Tp , entonces: C = 2,5
Si: Tp < T < T_L , entonces: C = 2.5 (Tp / T)
Si: T > T_L , entonces: C = 2.5 (Tp . T_L)/(T^2)

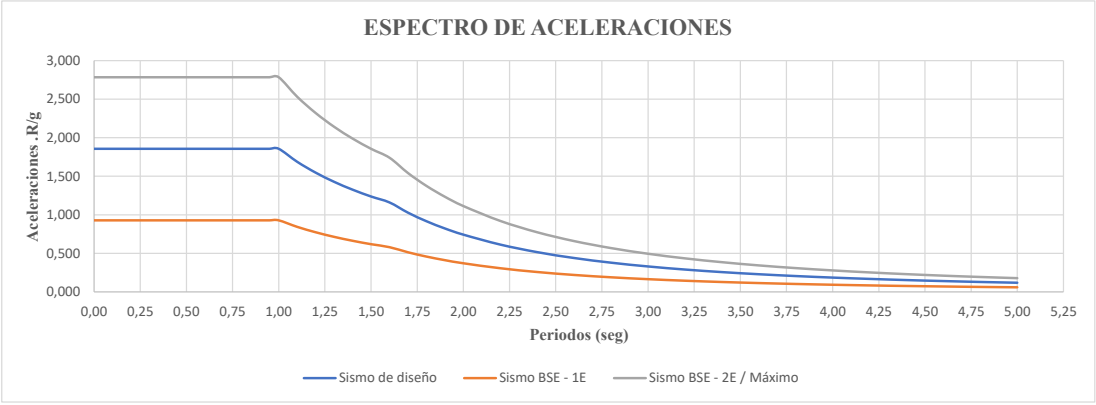
Donde:
T: Periodo de la estructura
Tp: Periodo largo de la estructura = 1,00 seg
T_L: Periodo corto de la estructura = 1,60 seg

También sabemos que la aceleración de la gravedad es: g = 9,81 m/s2
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas: R = 1

Tabulacion de valores "T", "C" y "Sad"

T	C	Sad / g	$Sa_{(SE)}$ / g	$Sa_{(ME)}$ / g
0,00	2,500	1,856	0,928	2,784
0,02	2,500	1,856	0,928	2,784
0,04	2,500	1,856	0,928	2,784
0,06	2,500	1,856	0,928	2,784
0,08	2,500	1,856	0,928	2,784
0,10	2,500	1,856	0,928	2,784
0,12	2,500	1,856	0,928	2,784
0,14	2,500	1,856	0,928	2,784
0,16	2,500	1,856	0,928	2,784
0,18	2,500	1,856	0,928	2,784
0,20	2,500	1,856	0,928	2,784
0,25	2,500	1,856	0,928	2,784
0,30	2,500	1,856	0,928	2,784
0,35	2,500	1,856	0,928	2,784
0,40	2,500	1,856	0,928	2,784
0,45	2,500	1,856	0,928	2,784
0,50	2,500	1,856	0,928	2,784
0,55	2,500	1,856	0,928	2,784
0,60	2,500	1,856	0,928	2,784
0,65	2,500	1,856	0,928	2,784
0,70	2,500	1,856	0,928	2,784
0,75	2,500	1,856	0,928	2,784
0,80	2,500	1,856	0,928	2,784
0,85	2,500	1,856	0,928	2,784
0,90	2,500	1,856	0,928	2,784
0,95	2,500	1,856	0,928	2,784
1,00	2,500	1,856	0,928	2,784
1,10	2,273	1,688	0,844	2,531
1,20	2,083	1,547	0,773	2,320
1,30	1,923	1,428	0,714	2,142
1,40	1,786	1,326	0,663	1,989
1,50	1,667	1,238	0,619	1,856
1,60	1,563	1,160	0,580	1,740
1,70	1,384	1,028	0,514	1,542
1,80	1,235	0,917	0,458	1,375
1,90	1,108	0,823	0,411	1,234
2,00	1,000	0,743	0,371	1,114
2,20	0,826	0,614	0,307	0,920
2,40	0,694	0,516	0,258	0,773
2,60	0,592	0,439	0,220	0,659
2,80	0,510	0,379	0,189	0,568
3,00	0,444	0,330	0,165	0,495
3,20	0,391	0,290	0,145	0,435

3,40	0,346	0,257	0,128	0,385
3,60	0,309	0,229	0,115	0,344
3,80	0,277	0,206	0,103	0,309
4,00	0,250	0,186	0,093	0,278
4,20	0,227	0,168	0,084	0,253
4,40	0,207	0,153	0,077	0,230
4,60	0,189	0,140	0,070	0,211
4,80	0,174	0,129	0,064	0,193
5,00	0,160	0,119	0,059	0,178



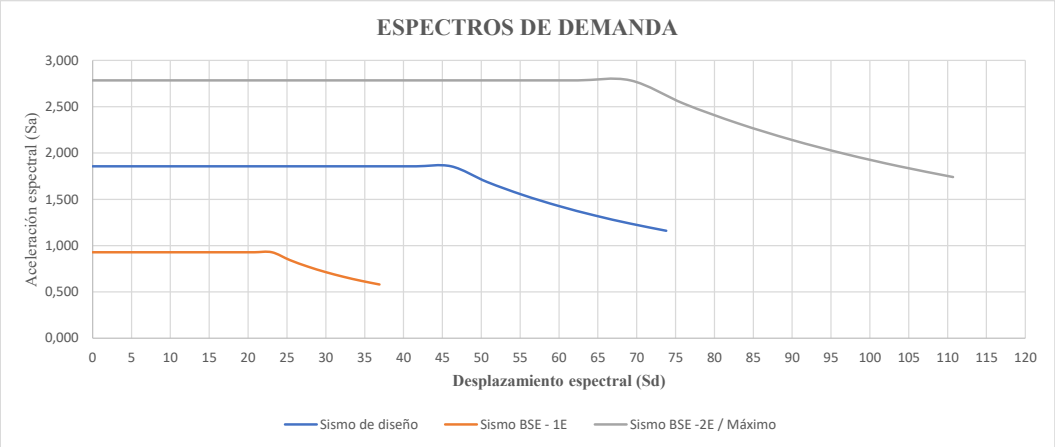
CONVERSION A ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

Conversion de espectro de aceleraciones a espectro de demanda

$$Sdi = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sai * g$$

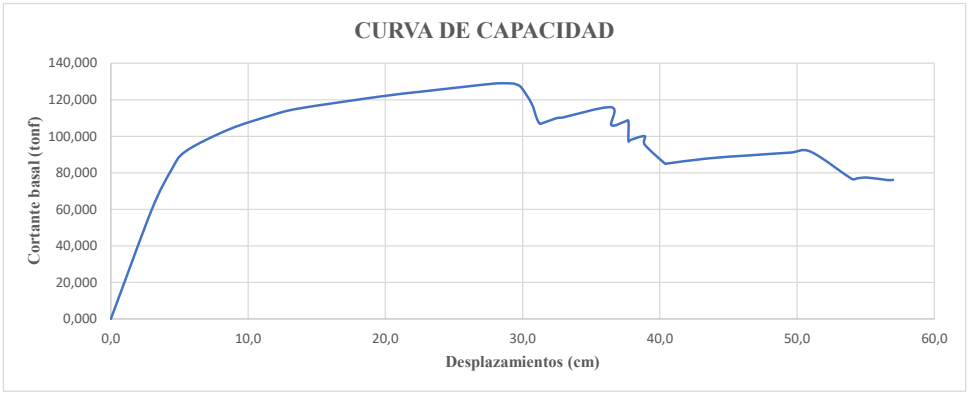
Donde: g = 981 cm/s

T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0,000	1,856	0,000	0,928	0,000	2,784	0,000
0,020	1,856	0,018	0,928	0,009	2,784	0,028
0,040	1,856	0,074	0,928	0,037	2,784	0,111
0,060	1,856	0,166	0,928	0,083	2,784	0,249
0,080	1,856	0,295	0,928	0,148	2,784	0,443
0,100	1,856	0,461	0,928	0,231	2,784	0,692
0,120	1,856	0,664	0,928	0,332	2,784	0,996
0,140	1,856	0,904	0,928	0,452	2,784	1,356
0,160	1,856	1,181	0,928	0,590	2,784	1,771
0,180	1,856	1,494	0,928	0,747	2,784	2,242
0,200	1,856	1,845	0,928	0,923	2,784	2,768
0,250	1,856	2,883	0,928	1,441	2,784	4,324
0,300	1,856	4,151	0,928	2,076	2,784	6,227
0,350	1,856	5,650	0,928	2,825	2,784	8,476
0,400	1,856	7,380	0,928	3,690	2,784	11,070
0,450	1,856	9,341	0,928	4,670	2,784	14,011
0,500	1,856	11,531	0,928	5,766	2,784	17,297
0,550	1,856	13,953	0,928	6,977	2,784	20,930
0,600	1,856	16,605	0,928	8,303	2,784	24,908
0,650	1,856	19,488	0,928	9,744	2,784	29,232
0,700	1,856	22,602	0,928	11,301	2,784	33,903
0,750	1,856	25,946	0,928	12,973	2,784	38,919
0,800	1,856	29,521	0,928	14,760	2,784	44,281
0,850	1,856	33,326	0,928	16,663	2,784	49,989
0,900	1,856	37,362	0,928	18,681	2,784	56,043
0,950	1,856	41,629	0,928	20,814	2,784	62,443
1,000	1,856	46,126	0,928	23,063	2,784	69,189
1,100	1,688	50,739	0,844	25,369	2,531	76,108
1,200	1,547	55,351	0,773	27,676	2,320	83,027
1,300	1,428	59,964	0,714	29,982	2,142	89,946
1,400	1,326	64,576	0,663	32,288	1,989	96,865
1,500	1,238	69,189	0,619	34,594	1,856	103,783
1,600	1,160	73,802	0,580	36,901	1,740	110,702



Curva de capacidad del análisis pushover obtenida a través del Software ETABS v20.0.0

Datos del Software Etabs v20.0.0		
Pasos guardados	V	Desplazamiento
	(ton)	Δ roof (cm)
1	0,000	0,000000
2	60,224	3,000000
3	81,425	4,400300
4	91,787	5,456400
5	103,708	8,587800
6	111,380	11,656800
7	115,088	13,602000
8	121,644	19,489800
9	124,339	22,489800
10	126,876	25,489800
11	128,726	27,739800
12	129,033	28,489800
13	128,895	29,239800
14	128,419	29,529800
15	126,710	29,904800
16	117,967	30,654800
17	109,825	31,029800
18	107,151	31,217300
19	106,828	31,311000
20	109,837	32,433400
21	110,140	32,744000
22	110,219	32,895100
23	115,886	36,468900
24	106,099	36,469500
25	108,079	37,460800
26	108,387	37,712200
27	97,258	37,712800
28	97,985	37,867100
29	100,048	38,899000
30	95,433	38,899600
31	84,887	40,399600
32	85,049	40,493300
33	87,879	43,493300
34	89,530	46,493300
35	91,062	49,493300
36	91,559	50,993300
37	76,625	53,993300
38	76,967	54,368300
39	77,387	55,118300
40	76,017	56,618300
41	76,141	56,993300
42	76,144	56,994100



Conversion de curva de capacidad a espectro de capacidad

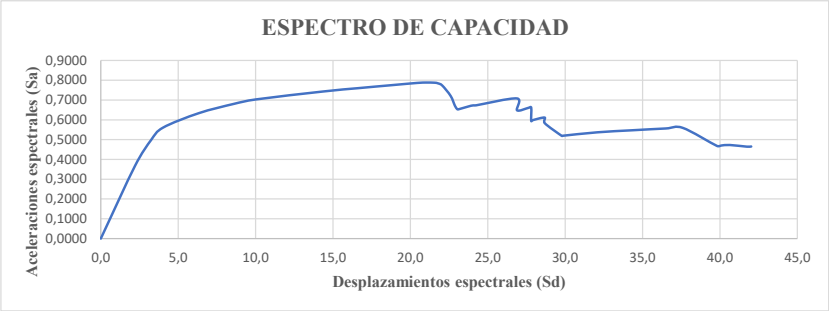
$$Sa = \frac{V}{\alpha_I * \sum W} \qquad Sd = \frac{\Delta roof}{PF1 * \emptyset_{roof1}}$$

Donde:

$$PF1 = [\frac{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g}{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g}] \qquad \alpha 1 = \frac{(\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g)^2}{[\sum_{i=1}^{N} wi/g][\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g]}$$

Nivel	Peso (Wi) (tonf)	Masa (m) (tonf.s2/m)	Desplazamiento modal	Amplitud Ø i	(Ø i) ^2	Wi . Ø i / g	Wi (Ø i ^2) / g
7	13,50	1,38	0,0075	1,000	1,000	1,376	1,376
6	44,94	4,58	0,0069	0,920	0,846	4,215	3,877
5	30,44	3,10	0,0058	0,773	0,598	2,400	1,856
4	30,44	3,10	0,0046	0,613	0,376	1,903	1,167
3	30,44	3,10	0,0032	0,427	0,182	1,324	0,565
2	30,44	3,10	0,0019	0,253	0,064	0,786	0,199
1	31,06	3,17	0,0007	0,093	0,009	0,296	0,028
Suma	211,280	21,537				12,300	9,069
Factor de participación modal (PF1)						1,356	
Coeficiente de masa modal (α1)						0,775	

Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad	
Pasos guardados	**V (ton)**	**Desplazamiento Δ roof (cm)**	**Sd**	**Sa**
1	0,000	0,000000	0,000	0,0000
2	60,224	3,000000	2,212	0,3680
3	81,425	4,400300	3,244	0,4975
4	91,787	5,456400	4,023	0,5608
5	103,708	8,587800	6,332	0,6337
6	111,380	11,656800	8,595	0,6806
7	115,088	13,602000	10,029	0,7032
8	121,644	19,489800	14,370	0,7433
9	124,339	22,489800	16,582	0,7597
10	126,876	25,489800	18,794	0,7752
11	128,726	27,739800	20,452	0,7866
12	129,033	28,489800	21,005	0,7884
13	128,895	29,239800	21,558	0,7876
14	128,419	29,529800	21,772	0,7847
15	126,710	29,904800	22,049	0,7742
16	117,967	30,654800	22,602	0,7208
17	109,825	31,029800	22,878	0,6711
18	107,151	31,217300	23,016	0,6547
19	106,828	31,311000	23,085	0,6528
20	109,837	32,433400	23,913	0,6711
21	110,140	32,744000	24,142	0,6730
22	110,219	32,895100	24,253	0,6735
23	115,886	36,468900	26,888	0,7081
24	106,099	36,469500	26,889	0,6483
25	108,079	37,460800	27,620	0,6604
26	108,387	37,712200	27,805	0,6623
27	97,258	37,712800	27,806	0,5943
28	97,985	37,867100	27,919	0,5987
29	100,048	38,899000	28,680	0,6113
30	95,433	38,899600	28,681	0,5831
31	84,887	40,399600	29,786	0,5187
32	85,049	40,493300	29,856	0,5197
33	87,879	43,493300	32,067	0,5370
34	89,530	46,493300	34,279	0,5471
35	91,062	49,493300	36,491	0,5564
36	91,559	50,993300	37,597	0,5595
37	76,625	53,993300	39,809	0,4682
38	76,967	54,368300	40,086	0,4703
39	77,387	55,118300	40,639	0,4729
40	76,017	56,618300	41,744	0,4645
41	76,141	56,993300	42,021	0,4652
42	76,144	56,994100	42,022	0,4653



DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (PROPUESTA FEMA 440 - MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD)

Dirección de análisis: X

Patrón de cargas laterales: Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

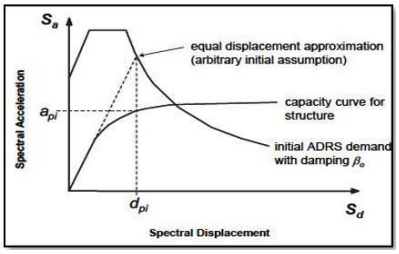
PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE DISEÑO (Según E.030)

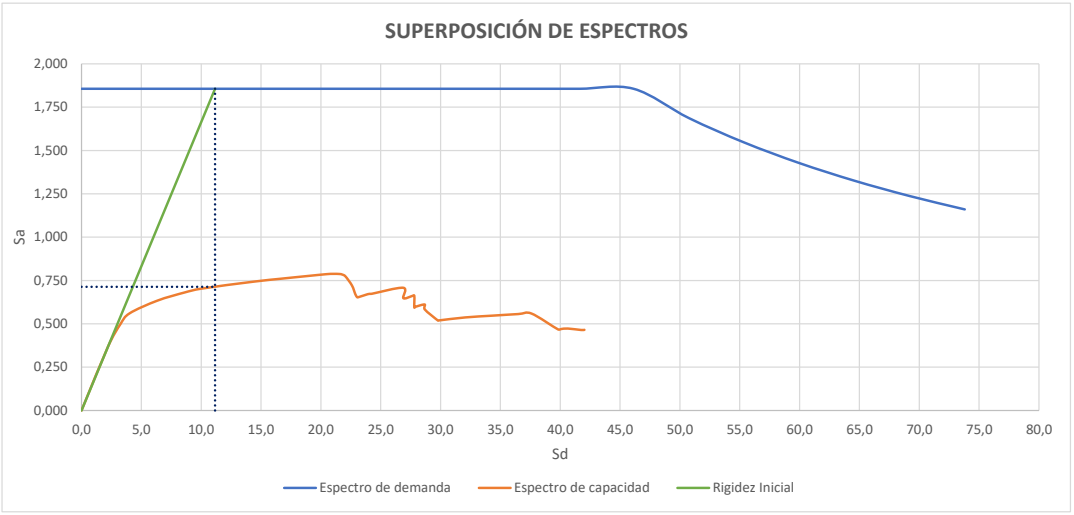
1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo de diseño

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 1,856

Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,3680
S af =	1,856
ap i =	0,714

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	2,2119
S df =	11,1575
dp i =	11,1575



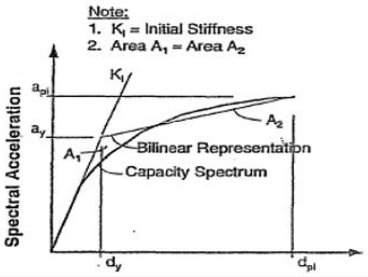


2. Representación bilineal del espectro de capacidad

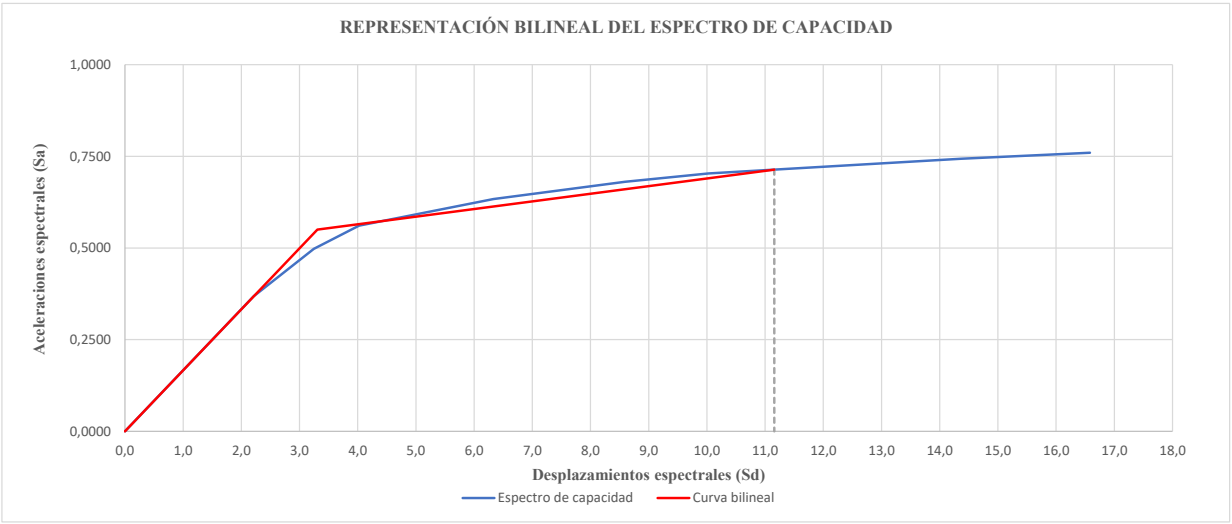
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,5500
api =	0,714

Sdi =	0
dy =	3,306
dpi =	11,1575



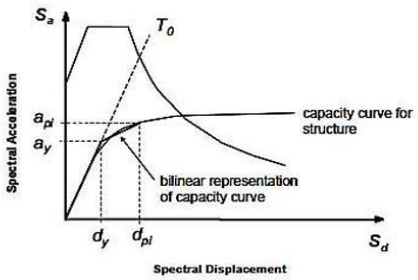
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,550
dy = 3,306



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 1,856
Sd = 11,157

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo:

To =	0,492	seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}125$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 3{,}375$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,796

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 17,903 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

β = 1,473

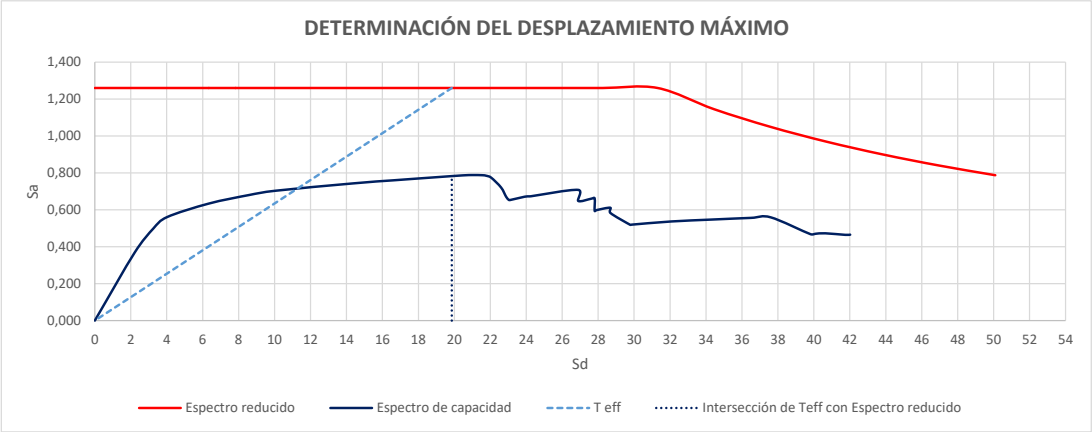
T	Sismo de diseño	
	Sa	Sd
0,000	1,260	0,000
0,020	1,260	0,013
0,040	1,260	0,050
0,060	1,260	0,113
0,080	1,260	0,200
0,100	1,260	0,313
0,120	1,260	0,451
0,140	1,260	0,614
0,160	1,260	0,801
0,180	1,260	1,014
0,200	1,260	1,252
0,250	1,260	1,957
0,300	1,260	2,818
0,350	1,260	3,835
0,400	1,260	5,009
0,450	1,260	6,340
0,500	1,260	7,827
0,550	1,260	9,471
0,600	1,260	11,271
0,650	1,260	13,228
0,700	1,260	15,341
0,750	1,260	17,611
0,800	1,260	20,037
0,850	1,260	22,620
0,900	1,260	25,360
0,950	1,260	28,256
1,000	1,260	31,308
1,100	1,145	34,439
1,200	1,050	37,570
1,300	0,969	40,701
1,400	0,900	43,832
1,500	0,840	46,963

1,600	0,787	50,093

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

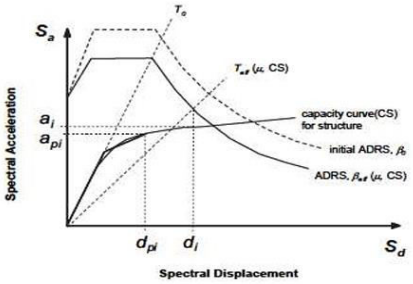
Para:

Teff =	0,796
Sa	Sd
1,260	19,857



El punto de desempeño será:

ai =	0,782
di =	19,857



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	0,714	11,157
Desempeño máximo estimado (di)	0,782	19,857
Diferencia (%)	8,80%	43,81%
< 10%	OK	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

Se vuelve a iterar los procedmientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

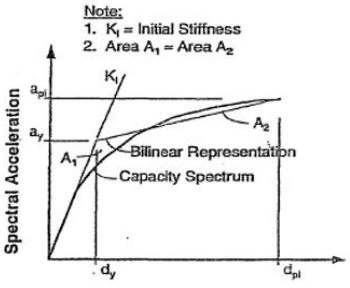
2. Representación bilineal del espectro de capacidad

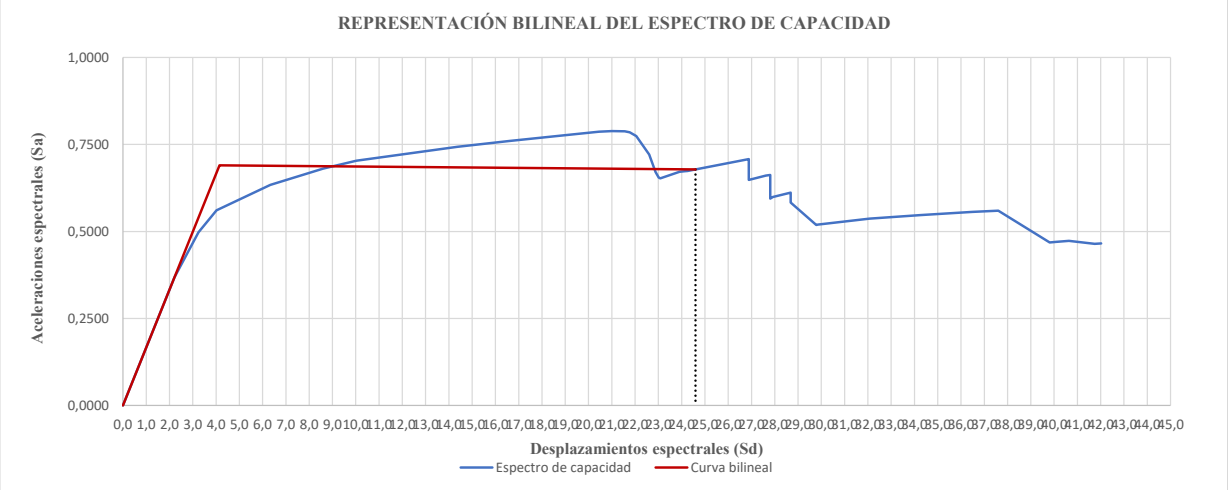
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,6900
api =	0,678

Sdi =	0
dy =	4,147
dpi =	24,5950

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$

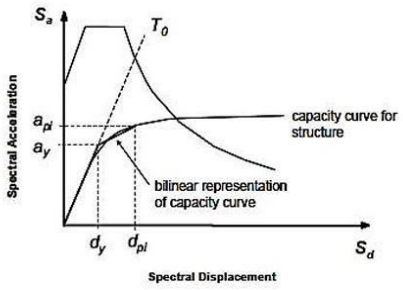




3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,690
dy = 4,147



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 0,368
Sd = 2,212

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,492 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad -0{,}004$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 5{,}930$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **T eff =** 0,945

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **β eff =** 21,508 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a) = \frac{(S_a)_0}{B} \qquad B = \frac{4}{}$$

$(S_a)_\beta = \frac{}{B(\beta_{eff})}$ $\beta = 5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)$

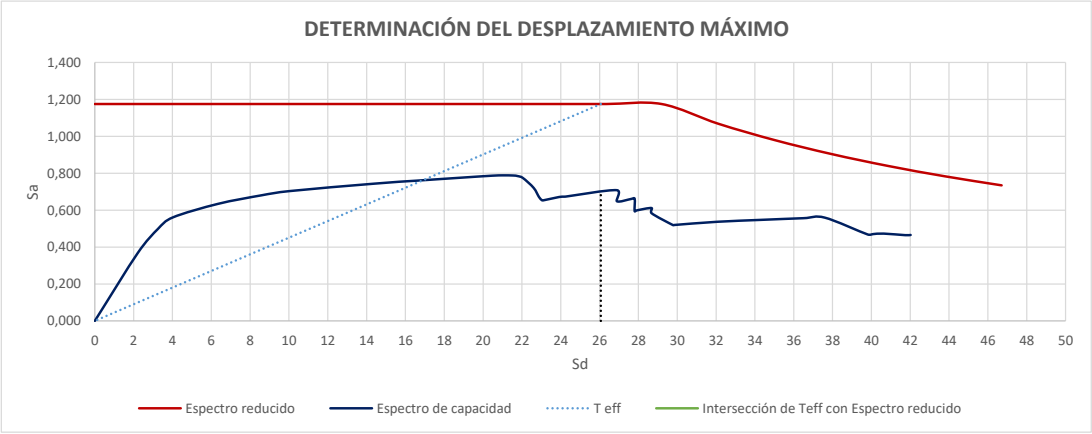
β = 1,580

T	Sismo de diseño	
	Sa	Sd
0,000	1,175	0,000
0,020	1,175	0,012
0,040	1,175	0,047
0,060	1,175	0,105
0,080	1,175	0,187
0,100	1,175	0,292
0,120	1,175	0,420
0,140	1,175	0,572
0,160	1,175	0,747
0,180	1,175	0,946
0,200	1,175	1,168
0,250	1,175	1,825
0,300	1,175	2,627
0,350	1,175	3,576
0,400	1,175	4,671
0,450	1,175	5,912
0,500	1,175	7,298
0,550	1,175	8,831
0,600	1,175	10,509
0,650	1,175	12,334
0,700	1,175	14,305
0,750	1,175	16,421
0,800	1,175	18,683
0,850	1,175	21,092
0,900	1,175	23,646
0,950	1,175	26,347
1,000	1,175	29,193
1,100	1,068	32,112
1,200	0,979	35,032
1,300	0,904	37,951
1,400	0,839	40,870
1,500	0,783	43,789
1,600	0,734	46,709

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

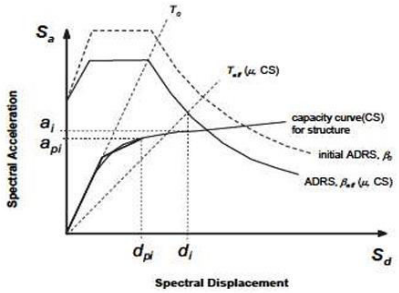
Para:

Teff =	0,945
Sa	Sd
1,175	26,063



El punto de desempeño será:

ai =	0,697
di =	26,063



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	Sd (cm)
Desempeño supuesto (dp)	0,678	24,595
Desempeño máximo estimado (di)	0,697	26,063
Diferencia (%)	2,76%	5,63%
< 10%	OK	OK

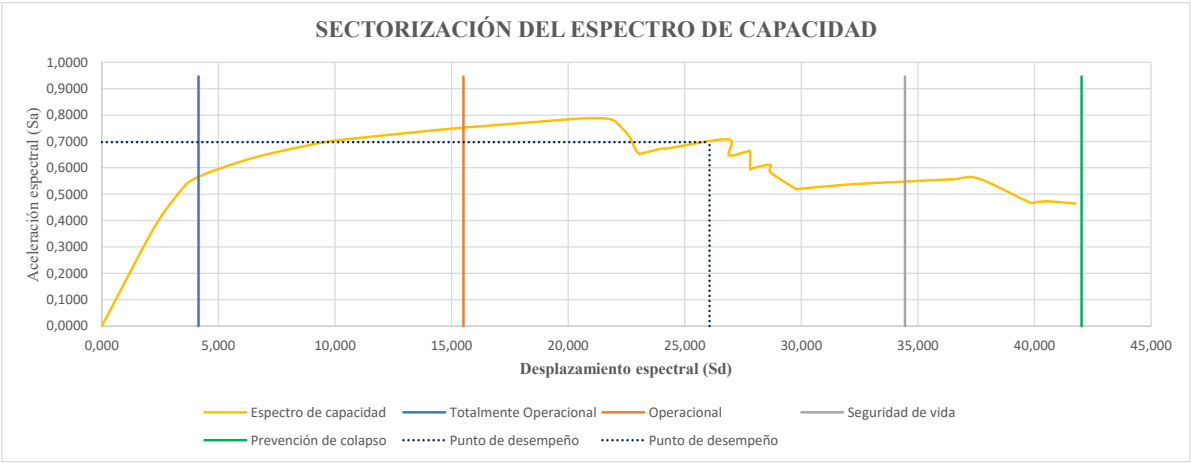
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	4,147
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	15,510
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	34,447
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	42,022

Nivel de desempeño sísmico:

Seguridad de vida



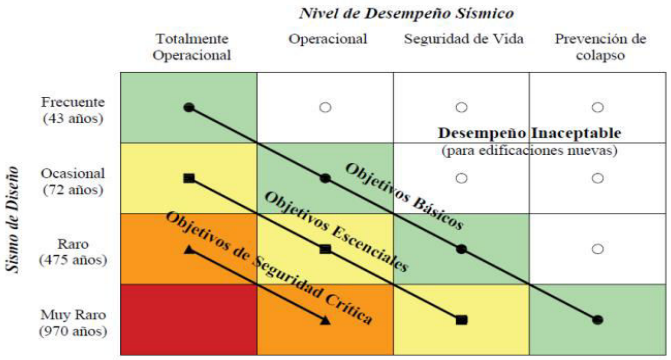
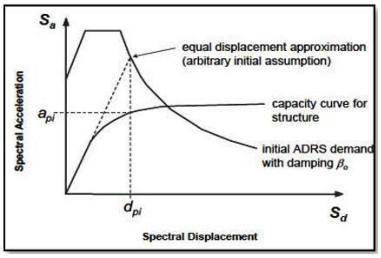


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE SERVICIO (Según E.030)

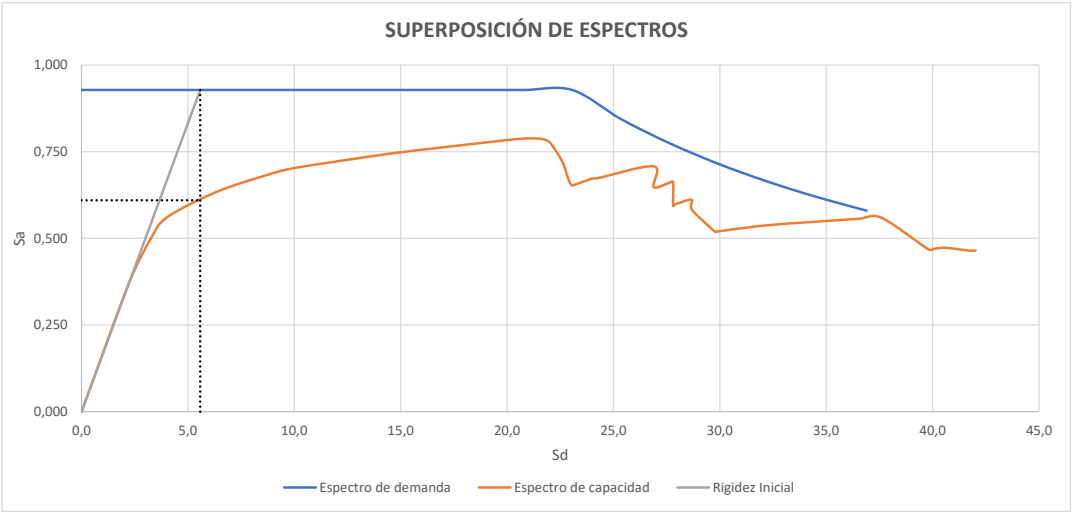
1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo de servicio



Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 0,928

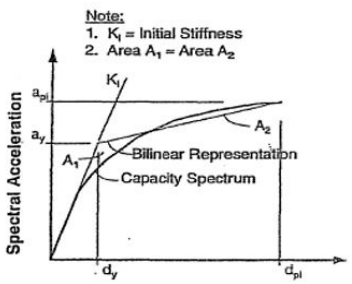
Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,3680
S af =	0,9281
ap i =	0,610

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	2,2119
S df =	5,5787
dp i =	5,5787



2. Representación bilineal del espectro de capacidad

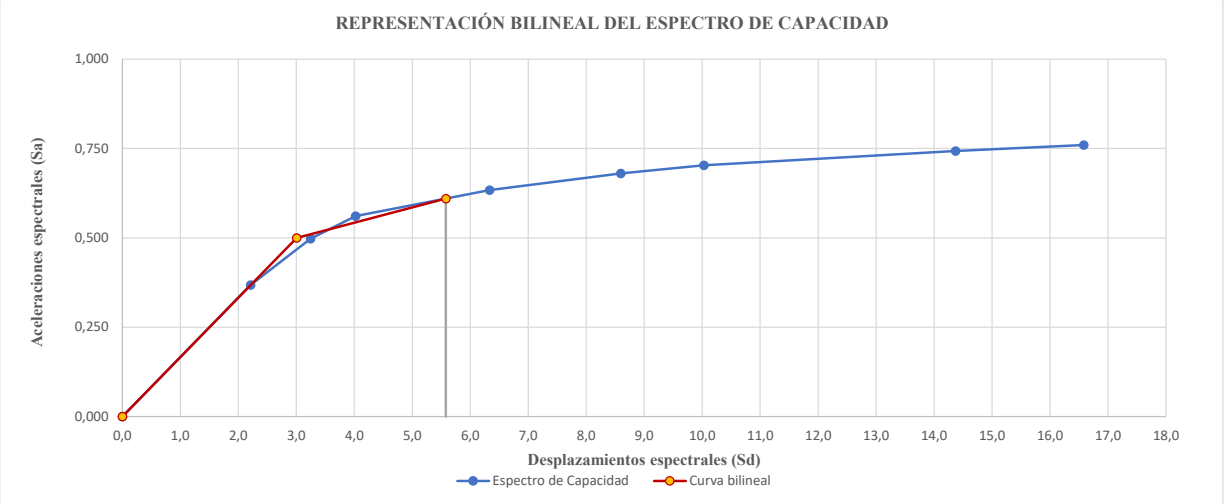
Mediante una serie de iteraciones:



Sai =	0
ay =	0,5000
api =	0,610

Sdi =	0
dy =	3,005
dpi =	5,5787

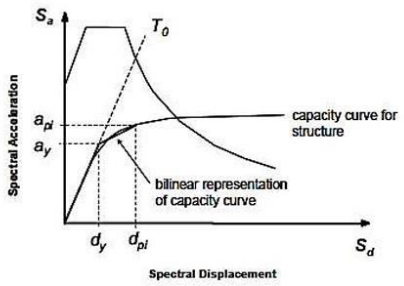
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,500
dy = 3,005



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 0,928
Sd = 5,579

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,492 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}257$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 1{,}856$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,552

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 7,902 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

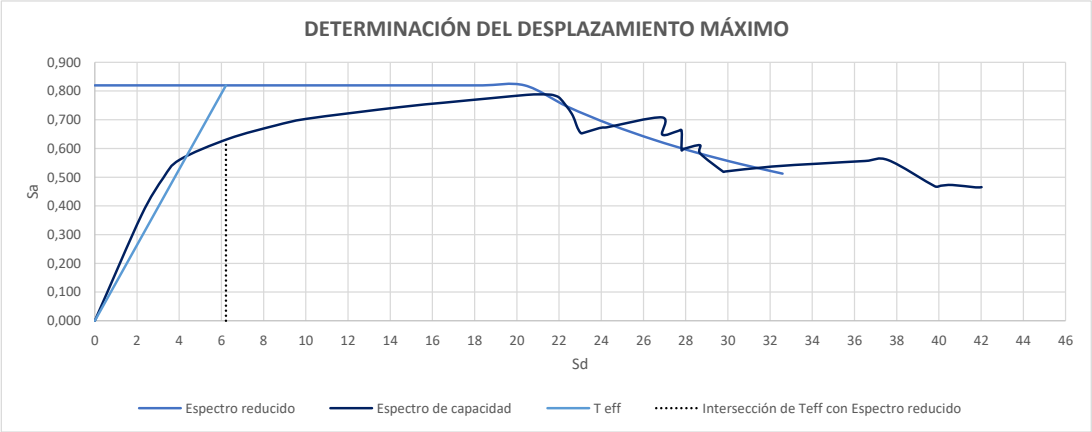
β = 1,132

T	Sismo de servicio	
	Sa	**Sd**
0,000	0,820	0,000
0,020	0,820	0,008
0,040	0,820	0,033
0,060	0,820	0,073
0,080	0,820	0,130
0,100	0,820	0,204
0,120	0,820	0,293
0,140	0,820	0,399
0,160	0,820	0,521
0,180	0,820	0,660
0,200	0,820	0,815
0,250	0,820	1,273
0,300	0,820	1,833
0,350	0,820	2,495
0,400	0,820	3,259
0,450	0,820	4,125
0,500	0,820	5,092
0,550	0,820	6,162
0,600	0,820	7,333
0,650	0,820	8,606
0,700	0,820	9,981
0,750	0,820	11,458
0,800	0,820	13,037
0,850	0,820	14,717
0,900	0,820	16,500
0,950	0,820	18,384
1,000	0,820	20,370
1,100	0,745	22,407
1,200	0,683	24,444
1,300	0,631	26,481
1,400	0,586	28,518
1,500	0,546	30,555
1,600	0,512	32,592

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

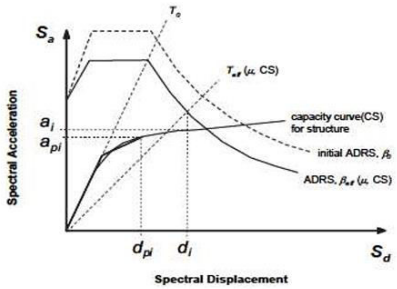
Para:

Teff =	0,552
Sa	Sd
0,820	6,214



El punto de desempeño será:

ai =	0,630
di =	6,214



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	Sd (cm)
Desempeño supuesto (dp)	0,610	5,579
Desempeño máximo estimado (di)	0,630	6,214
Diferencia (%)	3,18%	10,22%
< 10%	OK	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

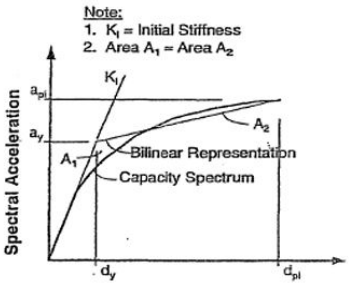
Se vuelve a iterar los procedmientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

2. Representación bilineal del espectro de capacidad

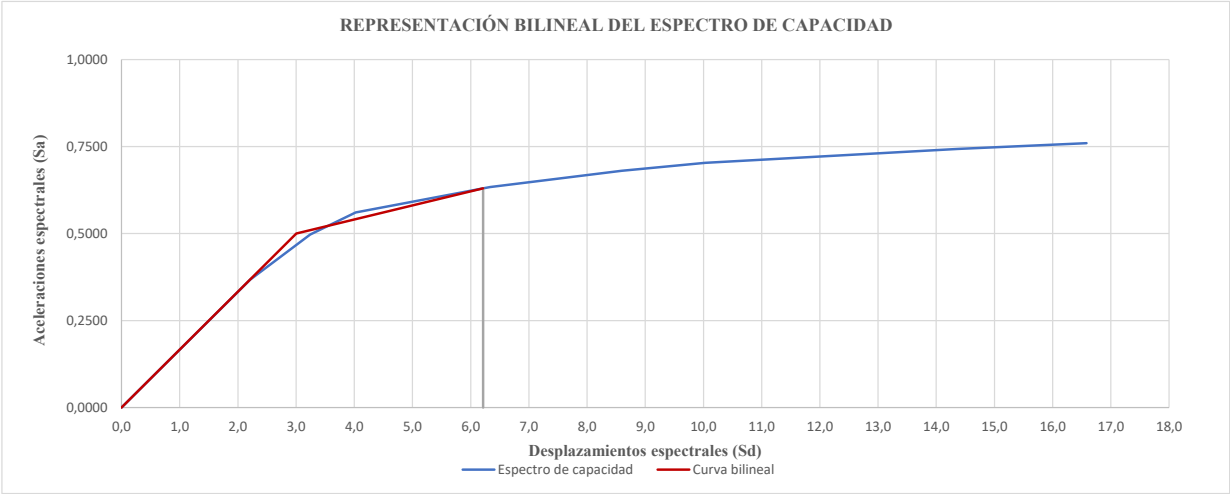
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,5000
api =	0,630

Sdi =	0
dy =	3,005
dpi =	6,2136



Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



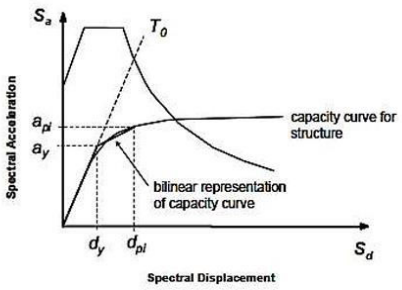
3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,500
dy = 3,005

La linea To intersepta al espectro de demanda en

Sa = 0,368
Sd = 2,212



Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo:

To =	0,492	seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} =$$ 0,243

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} =$$ 2,067

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,581

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 9,246 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

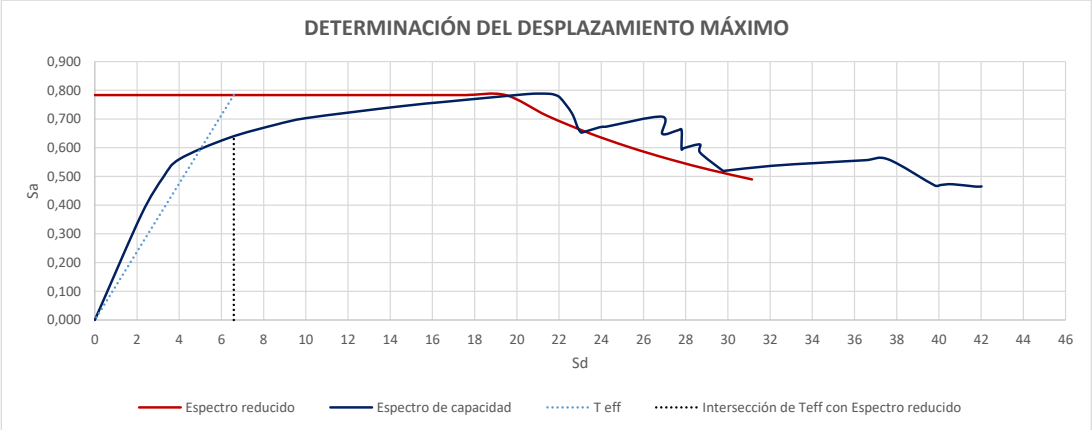
β = 1,185

T	Sismo de servicio	
	Sa	Sd
0,000	0,783	0,000
0,020	0,783	0,008
0,040	0,783	0,031
0,060	0,783	0,070
0,080	0,783	0,125
0,100	0,783	0,195
0,120	0,783	0,280
0,140	0,783	0,381
0,160	0,783	0,498
0,180	0,783	0,631
0,200	0,783	0,779
0,250	0,783	1,217
0,300	0,783	1,752
0,350	0,783	2,384
0,400	0,783	3,114
0,450	0,783	3,942
0,500	0,783	4,866
0,550	0,783	5,888
0,600	0,783	7,007
0,650	0,783	8,224
0,700	0,783	9,537
0,750	0,783	10,949
0,800	0,783	12,457
0,850	0,783	14,063
0,900	0,783	15,766
0,950	0,783	17,567
1,000	0,783	19,464
1,100	0,712	21,411
1,200	0,653	23,357
1,300	0,603	25,304
1,400	0,560	27,250
1,500	0,522	29,196
1,600	0,490	31,143

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

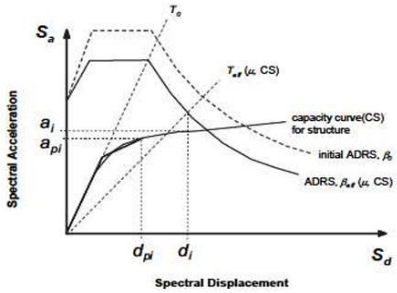
Para:

Teff =	0,581
Sa	Sd
0,783	6,586



El punto de desempeño será:

ai =	0,639
di =	6,586



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	0,630	6,214
Desempeño máximo estimado (di)	0,639	6,586
Diferencia (%)	1,41%	5,65%
< 10%	OK	OK

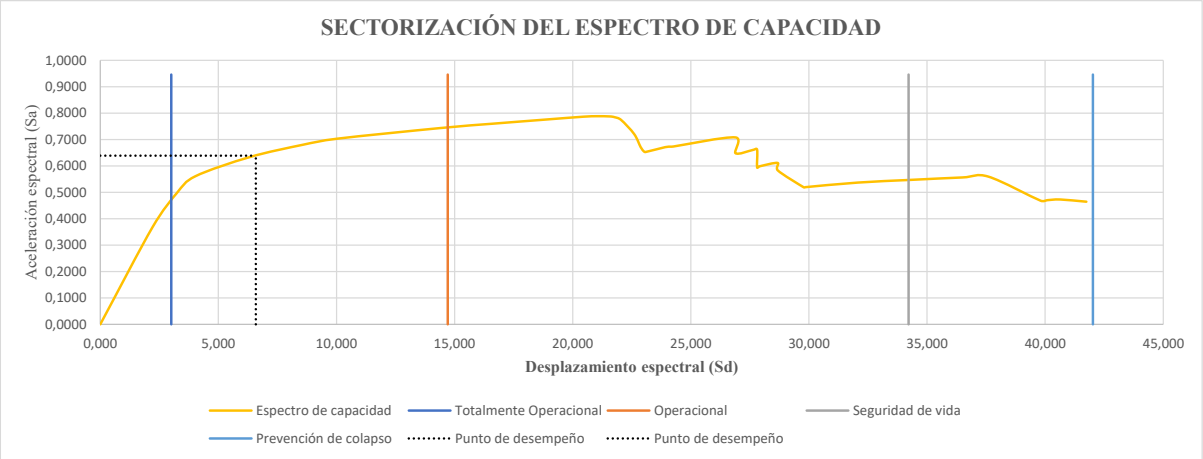
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	3,005
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	14,710
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	34,218
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	42,022

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



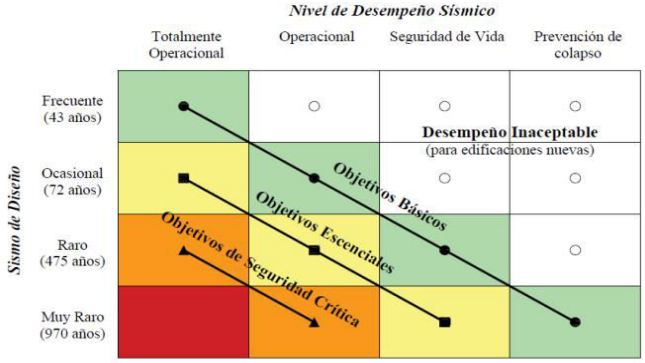
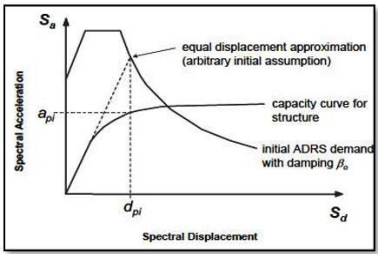


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO MÁXIMO (Según E.030)

1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo Máximo

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 2,784



Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,3680
S af =	2,7844
ap i =	0,758

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	2,2119
S df =	16,7362
dp i =	16,7362

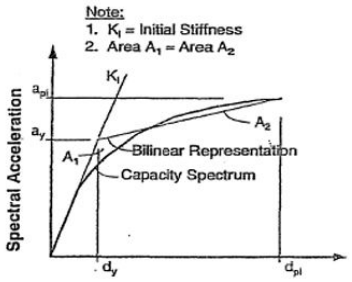


2. Representación bilineal del espectro de capacidad

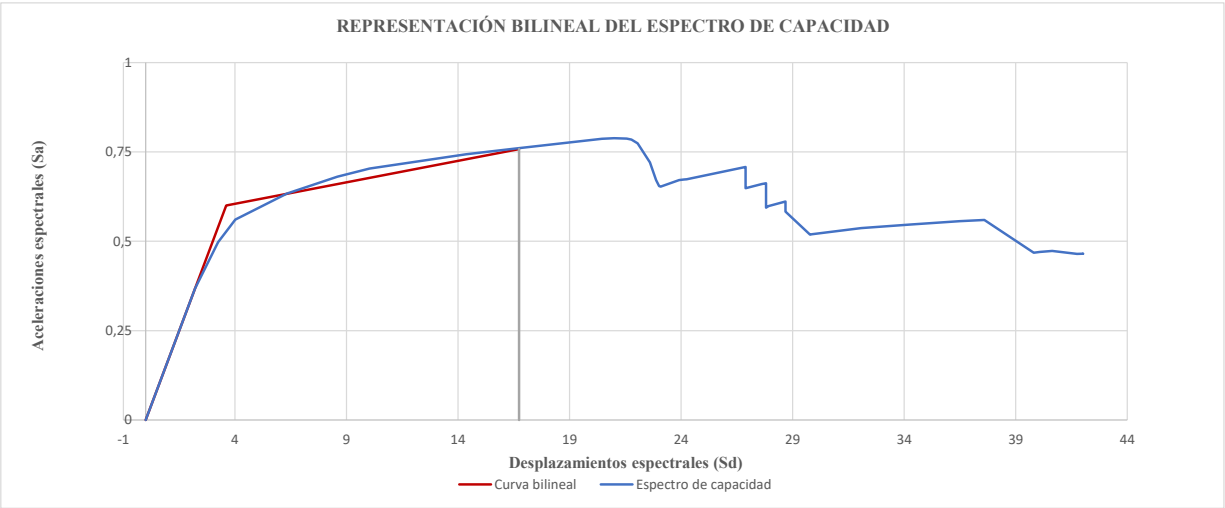
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,6000
api =	0,758

Sdi =	0
dy =	3,606
dpi =	16,7362



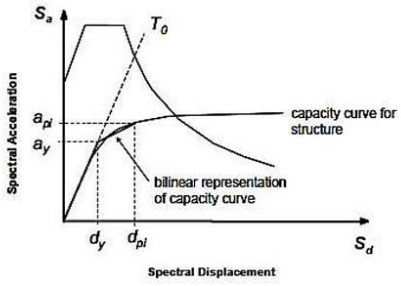
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,600
dy = 3,606



La linea To intersepta al espectro de demanda en

Sa = 2,784
Sd = 16,736

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo:

To =	0,492	seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} =$$ 0,072

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} =$$ 4,641

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **T eff =** 0,862

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **β eff =** 19,806 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

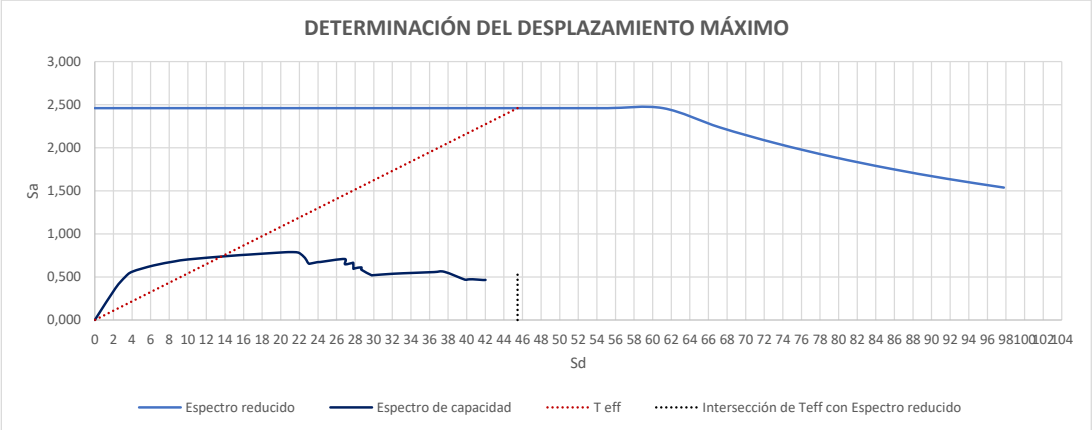
β = 1,530

T	Sismo Máximo	
	Sa	Sd
0,000	2,459	0,000
0,020	2,459	0,024
0,040	2,459	0,098
0,060	2,459	0,220
0,080	2,459	0,391
0,100	2,459	0,611
0,120	2,459	0,880
0,140	2,459	1,198
0,160	2,459	1,564
0,180	2,459	1,980
0,200	2,459	2,444
0,250	2,459	3,819
0,300	2,459	5,500
0,350	2,459	7,486
0,400	2,459	9,777
0,450	2,459	12,375
0,500	2,459	15,277
0,550	2,459	18,486
0,600	2,459	21,999
0,650	2,459	25,819
0,700	2,459	29,944
0,750	2,459	34,374
0,800	2,459	39,110
0,850	2,459	44,151
0,900	2,459	49,499
0,950	2,459	55,151
1,000	2,459	61,109
1,100	2,236	67,220
1,200	2,049	73,331
1,300	1,892	79,442
1,400	1,757	85,553
1,500	1,639	91,664
1,600	1,537	97,775

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

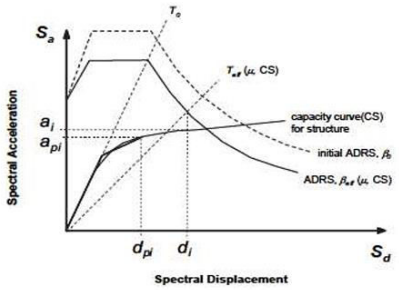
Para:

Teff =	0,862
Sa	Sd
2,459	45,467



El punto de desempeño será:

ai =	0,547
di =	45,467



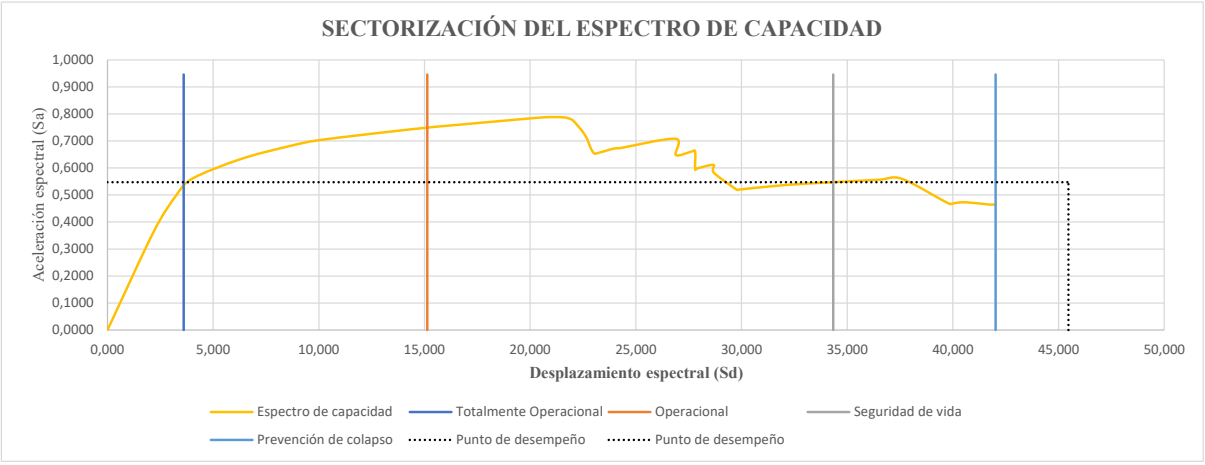
El desplazamiento máximo estimado di, no intercepta al espectro de capacidad por lo tanto no es posible la comparación con el desplazamiento supuesto inicial dpi

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	3,606
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	15,131
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	34,339
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	42,022

Nivel de desempeño sísmico:

Colapso



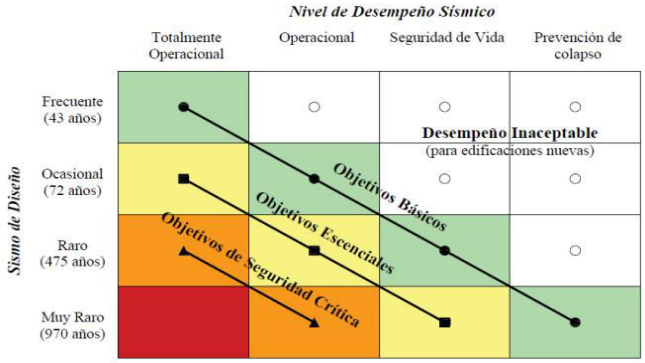


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

RESUMEN

SISMO DIRECCIÓN X-X	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	0,639	6,586	104,57	8,93
Sismo de Diseño	0,697	26,063	114,11	35,35
Sismo Máximo (BSE-2E)	-	-	-	-

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Seguridad de vida	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC-40, 1996)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Diseño	Seguridad de vida	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

ANEXO Nº 6:

CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD EN LA DIRECCIÓN Y (FEMA 440)-TANQUE ELEVADO.

Determinacion de espectros de aceleraciones

Tipo de sismo	Sismo de Servicio (SE)	Sismo de Diseño (DE)	Sismo Máximo (ME)
Probabilidad de excedencia	50%	10%	5%
Vida útil de la estructura	50	50	50
Periodo de retorno (TRD)	75	500	1000

	Aceleración espectral
Sismo de diseño (DE)	Sad = Z.U.C.S.g/R
Sismo de Servicio (SE)	Sa (DE) = 0.5 Sad
Sismo Máximo (ME)	Sa (ME) = 1.5 Sad

Determinación de los parámetros sísmicos:

Factor de zona: Z = 0,45
Factor de uso: U = 1,5
Factor de suelo: S = 1,1
Factor de amplificación sísmica "C":

Si: T < Tp , entonces: C = 2,5
Si: Tp < T < TL , entonces: C = 2.5 (Tp / T)
Si: T > TL , entonces: C = 2.5 (Tp . TL)/(T^2)

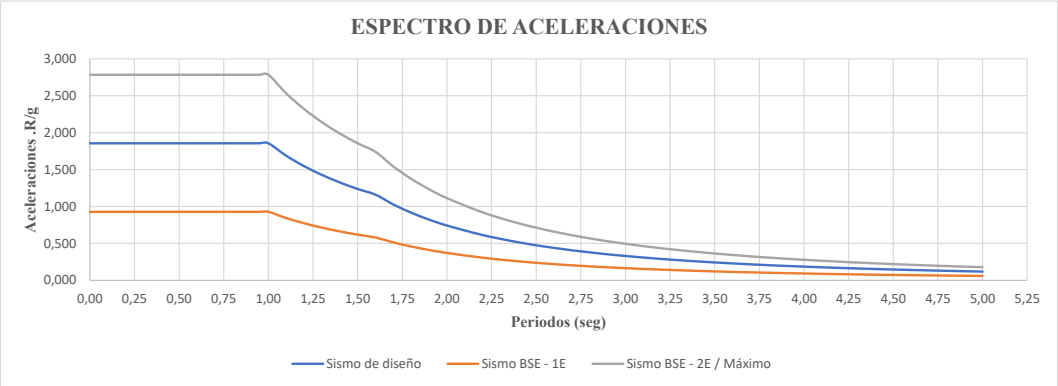
Donde:
T: Periodo de la estructura
Tp: Periodo largo de la estructura = 1,00 seg
TL: Periodo corto de la estructura = 1,60 seg

También sabemos que la aceleración de la gravedad es: g = 9,81 m/s2
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas: R = 1

Tabulacion de valores "T", "C" y "Sad"

T	C	Sad / g	Sa (SE) / g	Sa (ME) / g
0,00	2,500	1,856	0,928	2,784
0,02	2,500	1,856	0,928	2,784
0,04	2,500	1,856	0,928	2,784
0,06	2,500	1,856	0,928	2,784
0,08	2,500	1,856	0,928	2,784
0,10	2,500	1,856	0,928	2,784
0,12	2,500	1,856	0,928	2,784
0,14	2,500	1,856	0,928	2,784
0,16	2,500	1,856	0,928	2,784
0,18	2,500	1,856	0,928	2,784
0,20	2,500	1,856	0,928	2,784
0,25	2,500	1,856	0,928	2,784
0,30	2,500	1,856	0,928	2,784
0,35	2,500	1,856	0,928	2,784
0,40	2,500	1,856	0,928	2,784
0,45	2,500	1,856	0,928	2,784
0,50	2,500	1,856	0,928	2,784
0,55	2,500	1,856	0,928	2,784
0,60	2,500	1,856	0,928	2,784
0,65	2,500	1,856	0,928	2,784
0,70	2,500	1,856	0,928	2,784
0,75	2,500	1,856	0,928	2,784
0,80	2,500	1,856	0,928	2,784
0,85	2,500	1,856	0,928	2,784
0,90	2,500	1,856	0,928	2,784
0,95	2,500	1,856	0,928	2,784
1,00	2,500	1,856	0,928	2,784
1,10	2,273	1,688	0,844	2,531
1,20	2,083	1,547	0,773	2,320
1,30	1,923	1,428	0,714	2,142
1,40	1,786	1,326	0,663	1,989
1,50	1,667	1,238	0,619	1,856
1,60	1,563	1,160	0,580	1,740
1,70	1,384	1,028	0,514	1,542
1,80	1,235	0,917	0,458	1,375
1,90	1,108	0,823	0,411	1,234
2,00	1,000	0,743	0,371	1,114
2,20	0,826	0,614	0,307	0,920
2,40	0,694	0,516	0,258	0,773
2,60	0,592	0,439	0,220	0,659
2,80	0,510	0,379	0,189	0,568
3,00	0,444	0,330	0,165	0,495
3,20	0,391	0,290	0,145	0,435
3,40	0,346	0,257	0,128	0,385
3,60	0,309	0,229	0,115	0,344
3,80	0,277	0,206	0,103	0,309

4,00	0,250	0,186	0,093	0,278
4,20	0,227	0,168	0,084	0,253
4,40	0,207	0,153	0,077	0,230
4,60	0,189	0,140	0,070	0,211
4,80	0,174	0,129	0,064	0,193
5,00	0,160	0,119	0,059	0,178



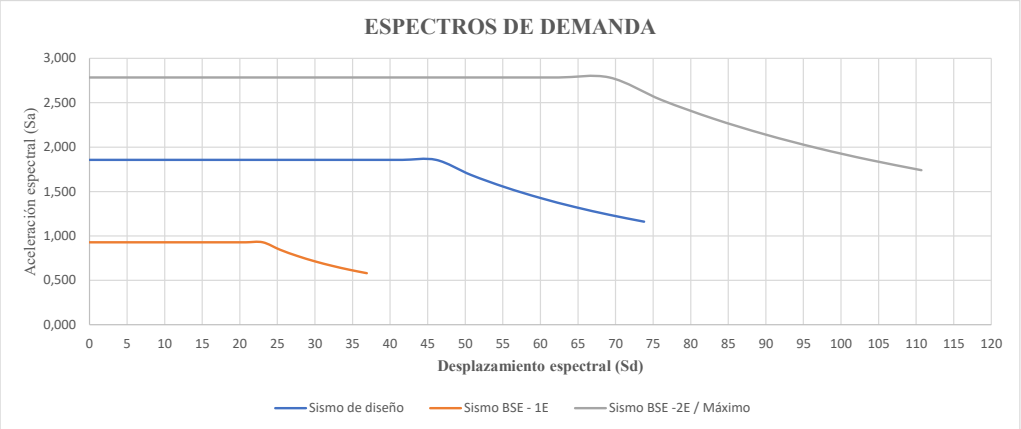
CONVERSION A ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

Conversion de espectro de aceleraciones a espectro de demanda

$$Sdi = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sai * g$$

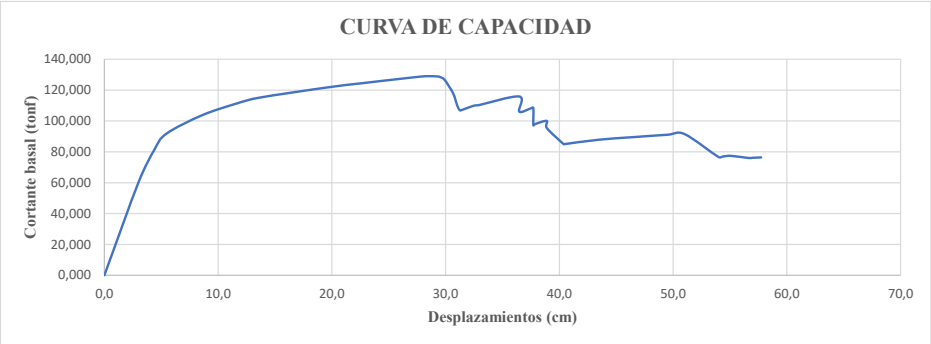
Donde: g = 981 cm/s

T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0,000	1,856	0,000	0,928	0,000	2,784	0,000
0,020	1,856	0,018	0,928	0,009	2,784	0,028
0,040	1,856	0,074	0,928	0,037	2,784	0,111
0,060	1,856	0,166	0,928	0,083	2,784	0,249
0,080	1,856	0,295	0,928	0,148	2,784	0,443
0,100	1,856	0,461	0,928	0,231	2,784	0,692
0,120	1,856	0,664	0,928	0,332	2,784	0,996
0,140	1,856	0,904	0,928	0,452	2,784	1,356
0,160	1,856	1,181	0,928	0,590	2,784	1,771
0,180	1,856	1,494	0,928	0,747	2,784	2,242
0,200	1,856	1,845	0,928	0,923	2,784	2,768
0,250	1,856	2,883	0,928	1,441	2,784	4,324
0,300	1,856	4,151	0,928	2,076	2,784	6,227
0,350	1,856	5,650	0,928	2,825	2,784	8,476
0,400	1,856	7,380	0,928	3,690	2,784	11,070
0,450	1,856	9,341	0,928	4,670	2,784	14,011
0,500	1,856	11,531	0,928	5,766	2,784	17,297
0,550	1,856	13,953	0,928	6,977	2,784	20,930
0,600	1,856	16,605	0,928	8,303	2,784	24,908
0,650	1,856	19,488	0,928	9,744	2,784	29,232
0,700	1,856	22,602	0,928	11,301	2,784	33,903
0,750	1,856	25,946	0,928	12,973	2,784	38,919
0,800	1,856	29,521	0,928	14,760	2,784	44,281
0,850	1,856	33,326	0,928	16,663	2,784	49,989
0,900	1,856	37,362	0,928	18,681	2,784	56,043
0,950	1,856	41,629	0,928	20,814	2,784	62,443
1,000	1,856	46,126	0,928	23,063	2,784	69,189
1,100	1,688	50,739	0,844	25,369	2,531	76,108
1,200	1,547	55,351	0,773	27,676	2,320	83,027
1,300	1,428	59,964	0,714	29,982	2,142	89,946
1,400	1,326	64,576	0,663	32,288	1,989	96,865
1,500	1,238	69,189	0,619	34,594	1,856	103,783
1,600	1,160	73,802	0,580	36,901	1,740	110,702



Curva de capacidad del análisis pushover obtenida a través del Software ETABS v20.0.0

Datos del Software Etabs v20.0.0		
Pasos guardados	**V**	**Desplazamiento**
	(ton)	**Δ roof (cm)**
1	0,000	0,000000
2	60,224	3,000000
3	81,425	4,400300
4	91,787	5,456400
5	103,708	8,587800
6	111,380	11,656800
7	115,088	13,602000
8	121,644	19,489800
9	124,339	22,489800
10	126,876	25,489800
11	128,726	27,739800
12	129,033	28,489800
13	128,895	29,239800
14	128,419	29,529800
15	126,710	29,904800
16	117,967	30,654800
17	109,825	31,029800
18	107,151	31,217300
19	106,828	31,311000
20	109,837	32,433400
21	110,140	32,744000
22	110,219	32,895100
23	115,886	36,468900
24	106,099	36,469500
25	108,079	37,460800
26	108,387	37,712200
27	97,258	37,712800
28	97,985	37,867100
29	100,048	38,899000
30	95,433	38,899600
31	84,887	40,399600
32	85,049	40,493300
33	87,879	43,493300
34	89,530	46,493300
35	91,062	49,493300
36	91,559	50,993300
37	76,625	53,993300
38	76,967	54,368300
39	77,387	55,118300
40	76,017	56,618300
41	76,141	56,993300
42	76,265	57,368300
43	76,389	57,743300



Conversion de curva de capacidad a espectro de capacidad

$$Sa = \frac{V}{\alpha_I * \sum W} \qquad Sd = \frac{\Delta roof}{PF1 * \emptyset_{roof1}}$$

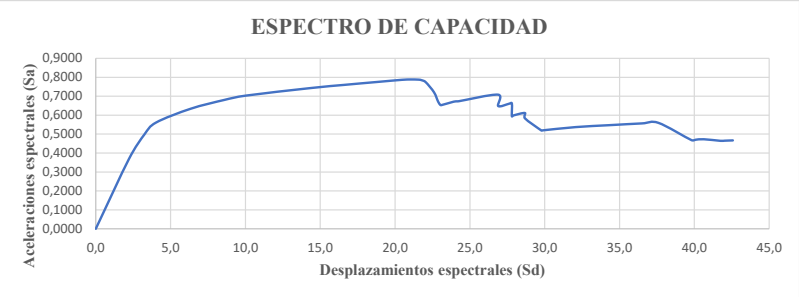
Donde:

$$PF1 = [\frac{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g}{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g}] \qquad \alpha 1 = \frac{(\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g)^2}{[\sum_{i=1}^{N} wi/g][\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g]}$$

Nivel	Peso (Wi) (tonf)	Masa (m) (tonf.s2/m)	Desplazamiento modal	Amplitud Ø i	(Ø i) ^2	Wi . Ø i / g	Wi (Ø i ^2) / g
7	13,50	1,38	0,0075	1,000	1,000	1,376	1,376
6	44,94	4,58	0,0069	0,920	0,846	4,215	3,877
5	30,44	3,10	0,0058	0,773	0,598	2,400	1,856
4	30,44	3,10	0,0046	0,613	0,376	1,903	1,167
3	30,44	3,10	0,0032	0,427	0,182	1,324	0,565
2	30,44	3,10	0,0019	0,253	0,064	0,786	0,199
1	31,06	3,17	0,0007	0,093	0,009	0,296	0,028
Suma	211,280	21,537				12,300	9,069
Factor de participación modal (PF1)						1,356	
Coeficiente de masa modal (α1)						0,775	

Datos del Software Etabs v20.0.0			**Espectro de capacidad**	
Pasos guardados	**V (ton)**	**Desplazamiento Δ roof (cm)**	**Sd**	**Sa**
1	0,000	0,000000	0,000	0,0000
2	60,224	3,000000	2,212	0,3680
3	81,425	4,400300	3,244	0,4975
4	91,787	5,456400	4,023	0,5608
5	103,708	8,587800	6,332	0,6337
6	111,380	11,656800	8,595	0,6806
7	115,088	13,602000	10,029	0,7032
8	121,644	19,489800	14,370	0,7433
9	124,339	22,489800	16,582	0,7597
10	126,876	25,489800	18,794	0,7752
11	128,726	27,739800	20,452	0,7866
12	129,033	28,489800	21,005	0,7884
13	128,895	29,239800	21,558	0,7876
14	128,419	29,529800	21,772	0,7847
15	126,710	29,904800	22,049	0,7742
16	117,967	30,654800	22,602	0,7208
17	109,825	31,029800	22,878	0,6711
18	107,151	31,217300	23,016	0,6547
19	106,828	31,311000	23,085	0,6528
20	109,837	32,433400	23,913	0,6711
21	110,140	32,744000	24,142	0,6730
22	110,219	32,895100	24,253	0,6735
23	115,886	36,468900	26,888	0,7081
24	106,099	36,469500	26,889	0,6483
25	108,079	37,460800	27,620	0,6604
26	108,387	37,712200	27,805	0,6623
27	97,258	37,712800	27,806	0,5943
28	97,985	37,867100	27,919	0,5987
29	100,048	38,899000	28,680	0,6113
30	95,433	38,899600	28,681	0,5831
31	84,887	40,399600	29,786	0,5187
32	85,049	40,493300	29,856	0,5197
33	87,879	43,493300	32,067	0,5370

34	89,530	46,493300	34,279	0,5471
35	91,062	49,493300	36,491	0,5564
36	91,559	50,993300	37,597	0,5595
37	76,625	53,993300	39,809	0,4682
38	76,967	54,368300	40,086	0,4703
39	77,387	55,118300	40,639	0,4729
40	76,017	56,618300	41,744	0,4645
41	76,141	56,993300	42,021	0,4652
42	76,265	57,368300	42,297	0,4660
43	76,389	57,743300	42,574	0,4668



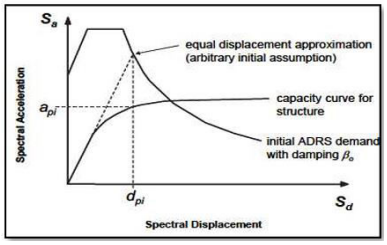
DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (PROPUESTA FEMA 440 - MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD)

Dirección de análisis: Y

Patrón de cargas laterales: Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE DISEÑO (Según E.030)

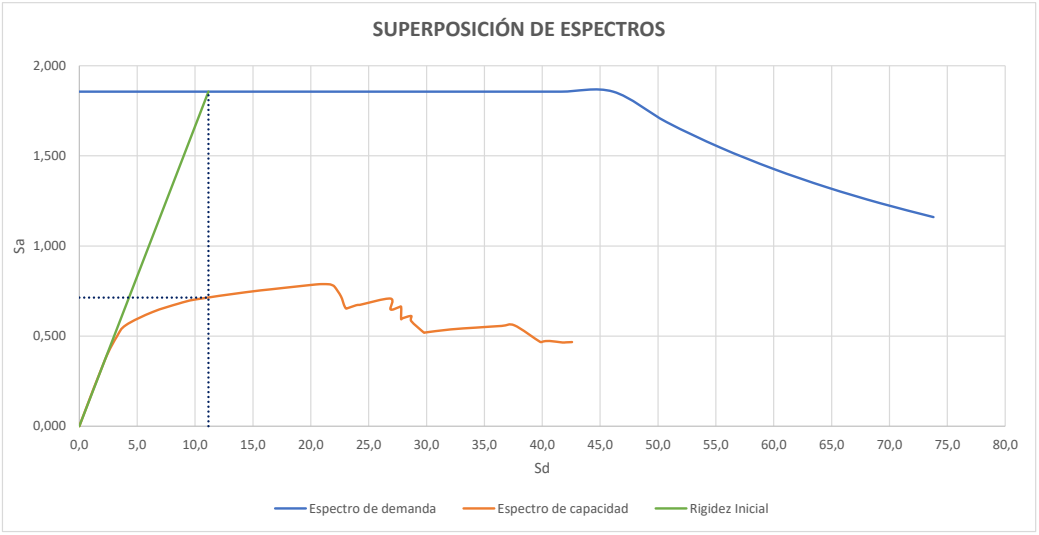
1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo de diseño



Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 1,856

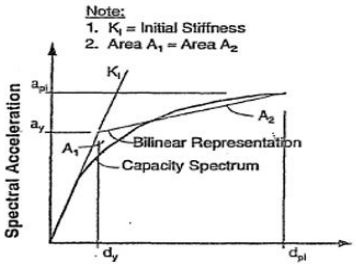
Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,3680
S af =	1,856
ap i =	0,714

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	2,2119
S df =	11,1575
dp i =	11,1575



2. Representación bilineal del espectro de capacidad

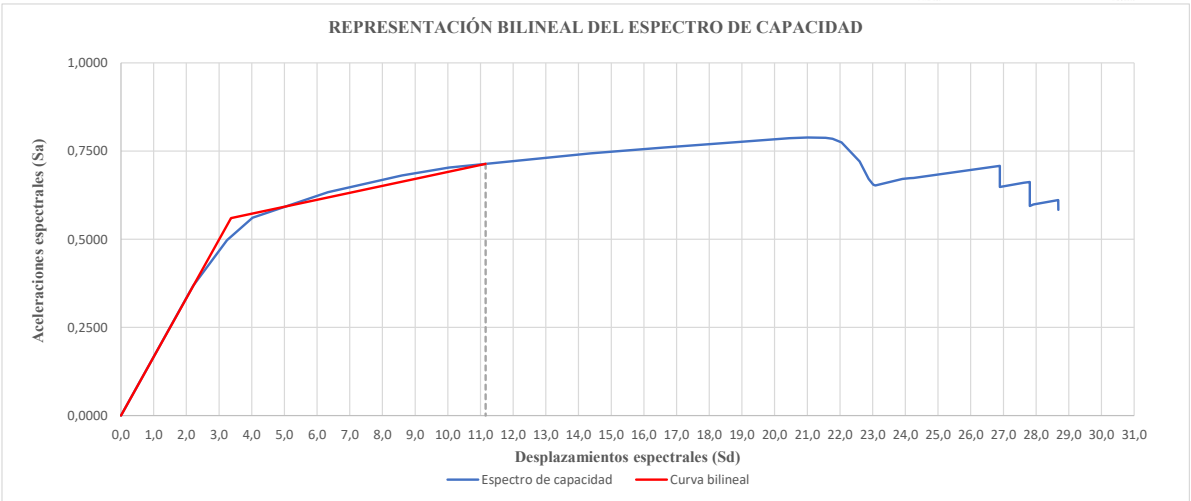
Mediante una serie de iteraciones:



Sai =	0
ay =	0,5600
api =	0,714

Sdi =	0
dy =	3,366
dpi =	11,1575

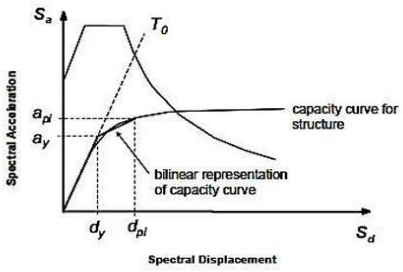
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,560
dy = 3,366



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 1,856
Sd = 11,157

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,492 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}119$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 3{,}315$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,787

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 17,612 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

β = 1,464

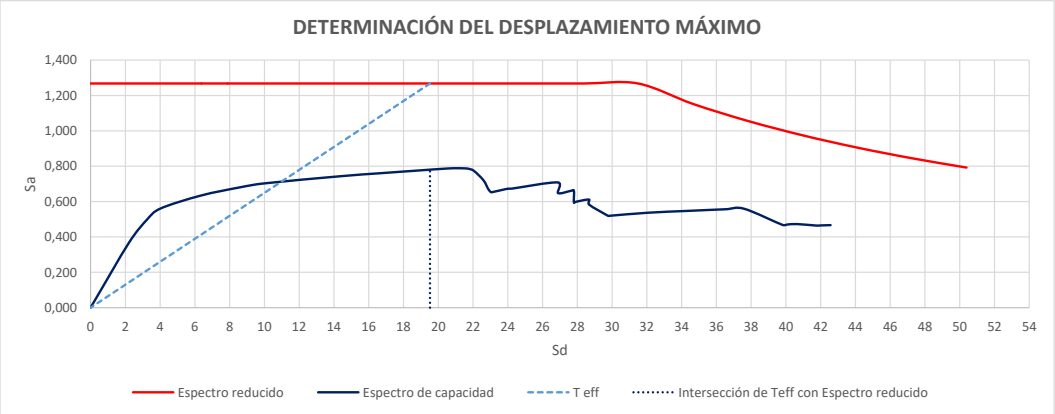
T	Sismo de diseño	
	Sa	Sd
0,000	1,268	0,000
0,020	1,268	0,013
0,040	1,268	0,050
0,060	1,268	0,113
0,080	1,268	0,202
0,100	1,268	0,315
0,120	1,268	0,454
0,140	1,268	0,617
0,160	1,268	0,806
0,180	1,268	1,021
0,200	1,268	1,260
0,250	1,268	1,969
0,300	1,268	2,835
0,350	1,268	3,858
0,400	1,268	5,040
0,450	1,268	6,378
0,500	1,268	7,874
0,550	1,268	9,528
0,600	1,268	11,339
0,650	1,268	13,308
0,700	1,268	15,434

0,750	1,268	17,717
0,800	1,268	20,158
0,850	1,268	22,757
0,900	1,268	25,513
0,950	1,268	28,427
1,000	1,268	31,498
1,100	1,152	34,647
1,200	1,056	37,797
1,300	0,975	40,947
1,400	0,905	44,097
1,500	0,845	47,246
1,600	0,792	50,396

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

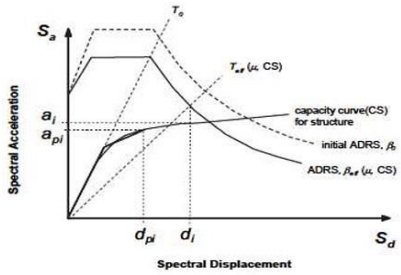
Para:

Teff =	0,787
Sa	Sd
1,268	19,527



El punto de desempeño será:

ai =	0,780
di =	19,527



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	0,714	11,157
Desempeño máximo estimado (di)	0,780	19,527
Diferencia (%)	8,54%	42,86%
< 10%	OK	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

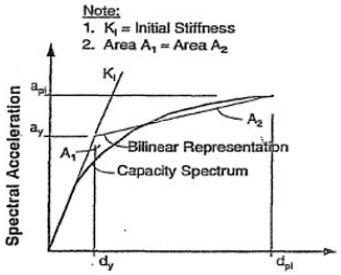
Se vuelve a iterar los procedimientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

2. Representación bilineal del espectro de capacidad

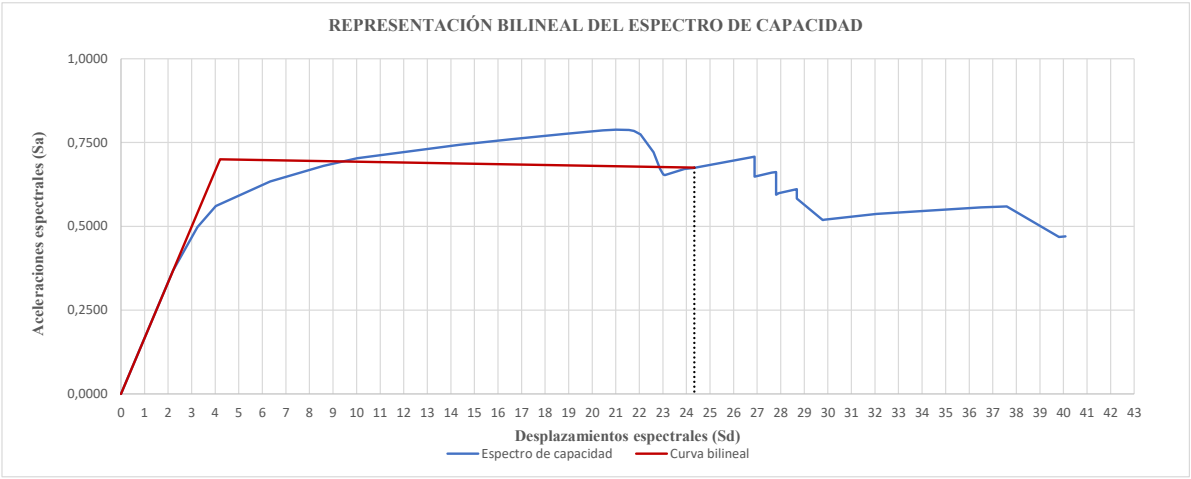
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,7000
api =	0,675

Sdi =	0
dy =	4,208
dpi =	24,3340



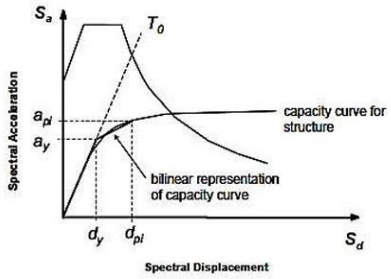
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,700
dy = 4,208



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 0,368
Sd = 2,212

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,492 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad -0{,}007$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 5{,}783$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **T eff =** 0,935

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu-1)^2 - 1.1(\mu-1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu-1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **β eff =** 21,314 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

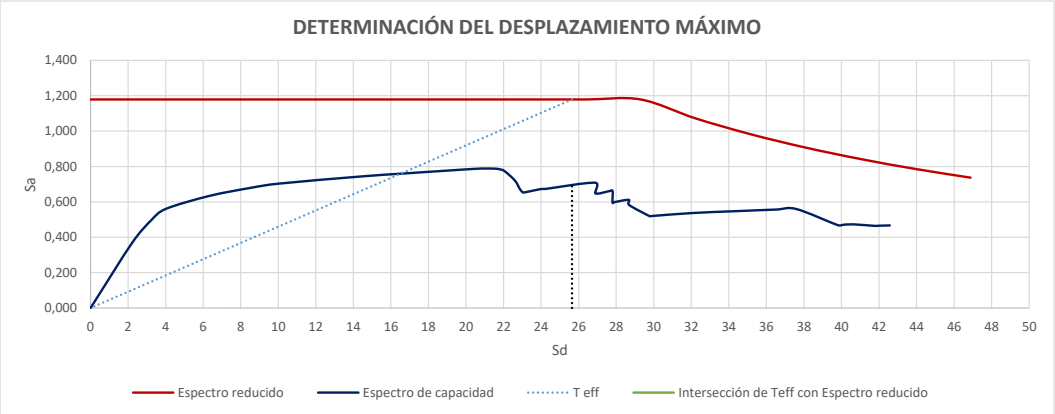
β = 1,574

T	Sismo de diseño	
	Sa	Sd
0,000	1,179	0,000
0,020	1,179	0,012
0,040	1,179	0,047
0,060	1,179	0,105
0,080	1,179	0,188
0,100	1,179	0,293
0,120	1,179	0,422
0,140	1,179	0,574
0,160	1,179	0,750
0,180	1,179	0,949
0,200	1,179	1,172
0,250	1,179	1,831
0,300	1,179	2,637
0,350	1,179	3,589
0,400	1,179	4,688
0,450	1,179	5,933
0,500	1,179	7,324
0,550	1,179	8,862
0,600	1,179	10,547
0,650	1,179	12,378
0,700	1,179	14,356
0,750	1,179	16,480
0,800	1,179	18,750
0,850	1,179	21,167
0,900	1,179	23,731
0,950	1,179	26,441
1,000	1,179	29,297
1,100	1,072	32,227
1,200	0,983	35,157
1,300	0,907	38,086
1,400	0,842	41,016
1,500	0,786	43,946
1,600	0,737	46,876

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

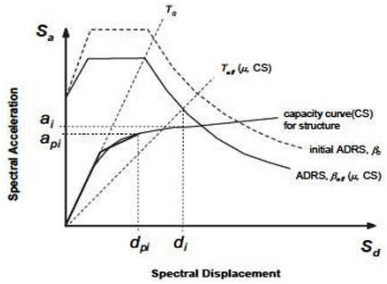
Para:

Teff =	0,935
Sa	Sd
1,179	25,648



El punto de desempeño será:

ai =	0,692
di =	25,648



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	0,675	24,334
Desempeño máximo estimado (di)	0,692	25,648
Diferencia (%)	2,43%	5,12%
< 10%	OK	OK

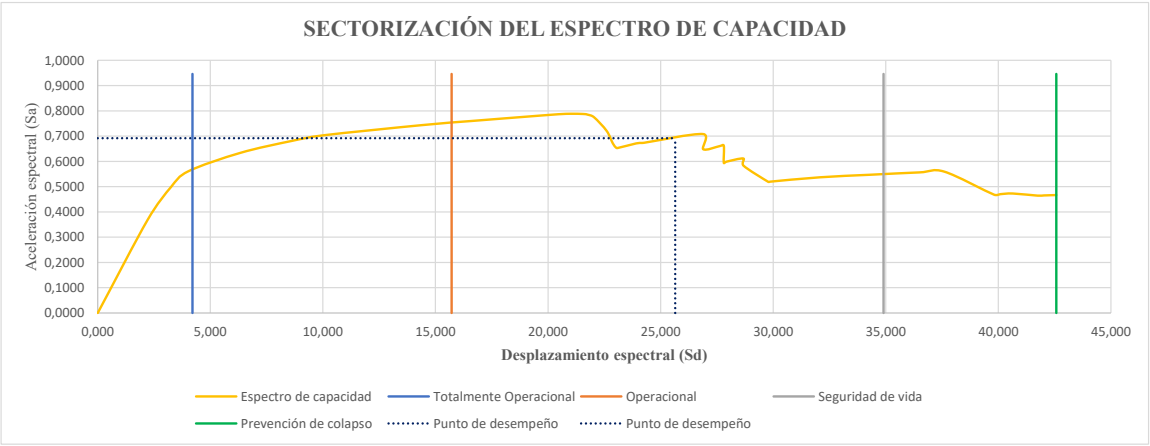
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	4,208
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	15,717
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	34,901
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	42,574

Nivel de desempeño sísmico:

Seguridad de vida



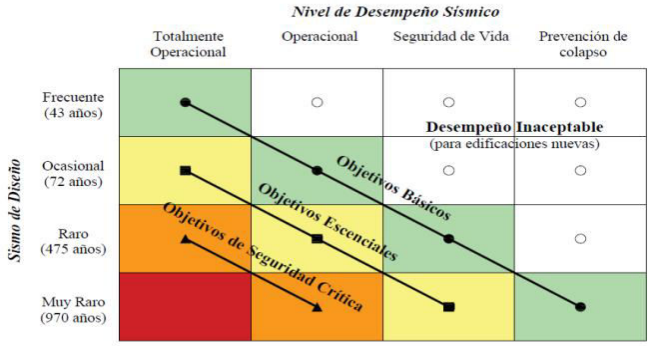
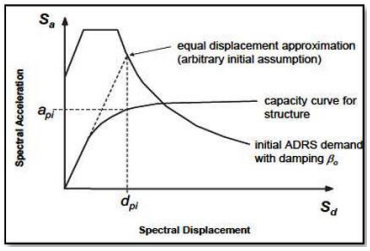


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE SERVICIO (Según E.030)

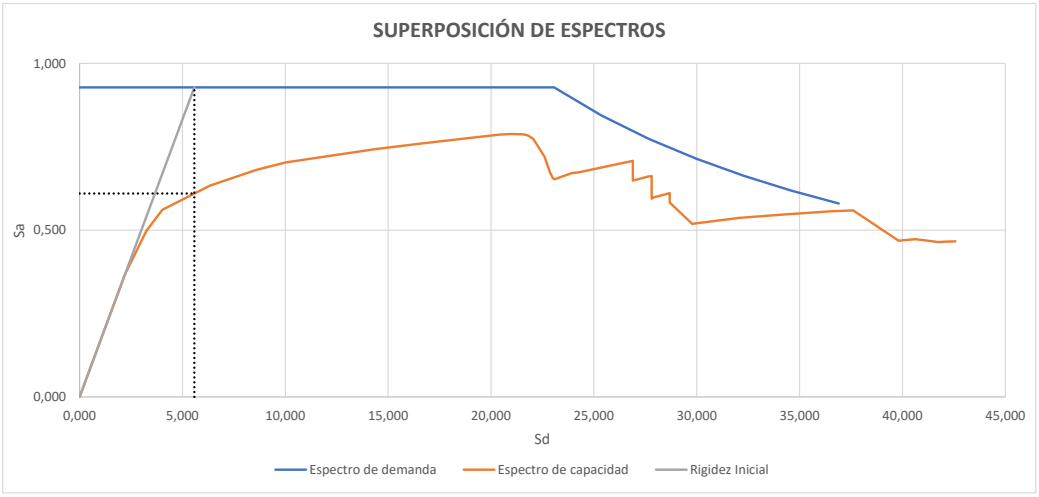
1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo de servicio

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 0,928



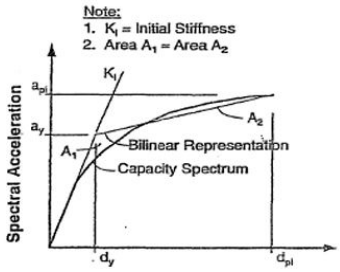
Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,3680
S af =	0,9281
ap i =	0,610

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	2,2119
S df =	5,5787
dp i =	5,5787



2. Representación bilineal del espectro de capacidad

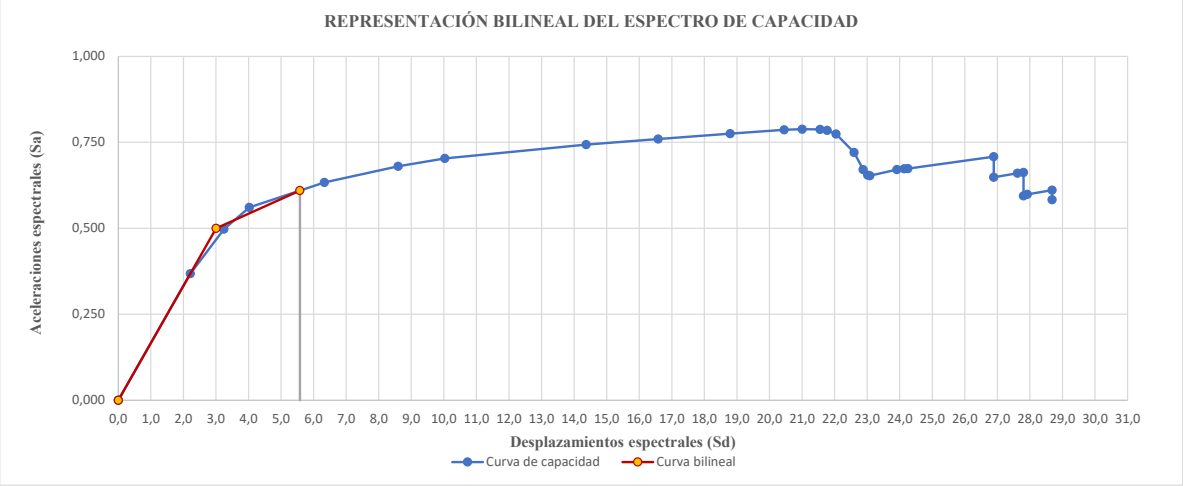
Mediante una serie de iteraciones:



Sai =	0
ay =	0,5000
api =	0,610

Sdi =	0
dy =	3,005
dpi =	5,5787

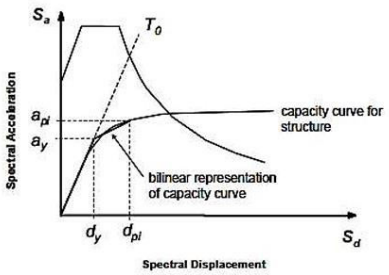
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,500
dy = 3,005



La linea To intersecta al espectro de demanda en

Sa = 0,928
Sd = 5,579

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,492 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}257$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 1{,}856$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu-1)^2 - 0.038(\mu-1)^3 + 1]T_0$ (2-47)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu-1) + 1]T_0$ (2-48)
Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,552

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu-1)^2 - 1.1(\mu-1)^3 + \beta_0$ (2-41)
Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu-1) + \beta_0$ (2-42)
Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 7,902 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

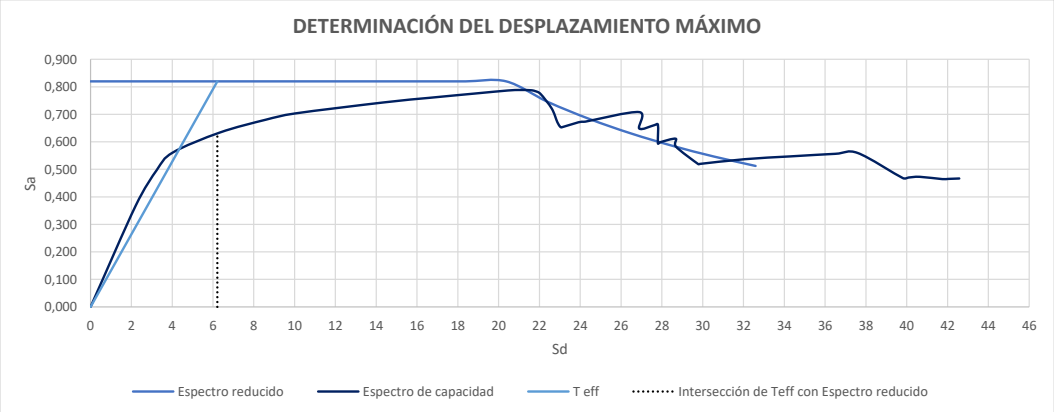
β = 1,132

T	Sismo de servicio	
	Sa	Sd
0,000	0,820	0,000
0,020	0,820	0,008
0,040	0,820	0,033
0,060	0,820	0,073
0,080	0,820	0,130
0,100	0,820	0,204
0,120	0,820	0,293
0,140	0,820	0,399
0,160	0,820	0,521
0,180	0,820	0,660
0,200	0,820	0,815
0,250	0,820	1,273
0,300	0,820	1,833
0,350	0,820	2,495
0,400	0,820	3,259
0,450	0,820	4,125
0,500	0,820	5,092
0,550	0,820	6,162
0,600	0,820	7,333
0,650	0,820	8,606
0,700	0,820	9,981
0,750	0,820	11,458
0,800	0,820	13,037
0,850	0,820	14,717
0,900	0,820	16,500
0,950	0,820	18,384
1,000	0,820	20,370
1,100	0,745	22,407
1,200	0,683	24,444
1,300	0,631	26,481
1,400	0,586	28,518
1,500	0,546	30,555
1,600	0,512	32,592

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

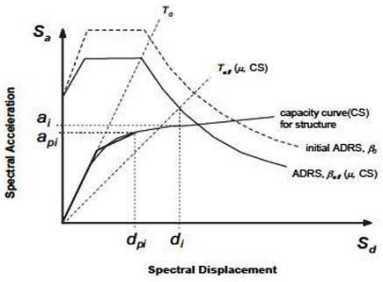
Para:

Teff =	0,552
Sa	Sd
0,820	6,214



El punto de desempeño será:

ai =	0,630
di =	6,214



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	Sd (cm)
Desempeño supuesto (dp)	0,610	5,579
Desempeño máximo estimado (di)	0,630	6,214
Diferencia (%)	3,18%	10,22%
< 10%	OK	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

Se vuelve a iterar los precedmientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

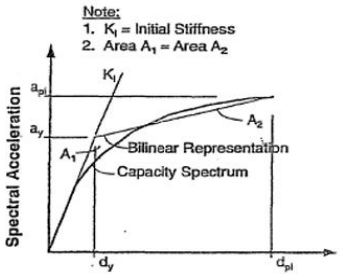
2. Representación bilineal del espectro de capacidad

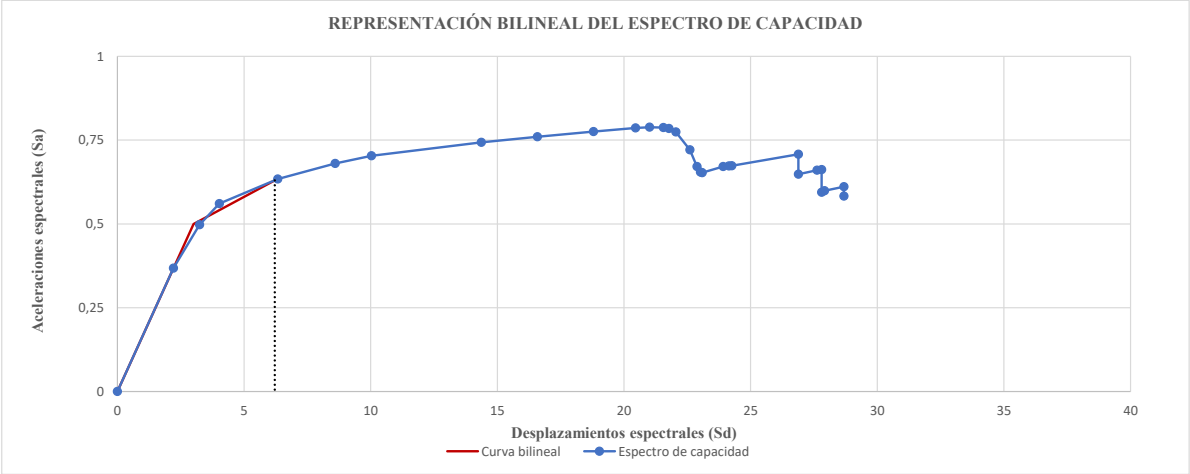
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,5000
api =	0,630

Sdi =	0
dy =	3,005
dpi =	6,2136

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$

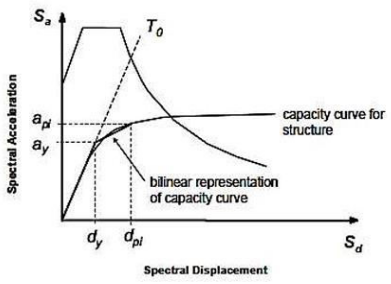




3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,500
dy = 3,005



La linea To intersepta al espectro de demanda en

Sa = 0,368
Sd = 2,212

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo:

To =	0,492	seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\alpha = \frac{(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} = \quad 0{,}243$$

4.2. Ductilidad:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = \quad 2{,}067$$

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **T eff =** 0,581

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $1.0 < \mu < 4.0$

Luego: **β eff =** 9,246 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

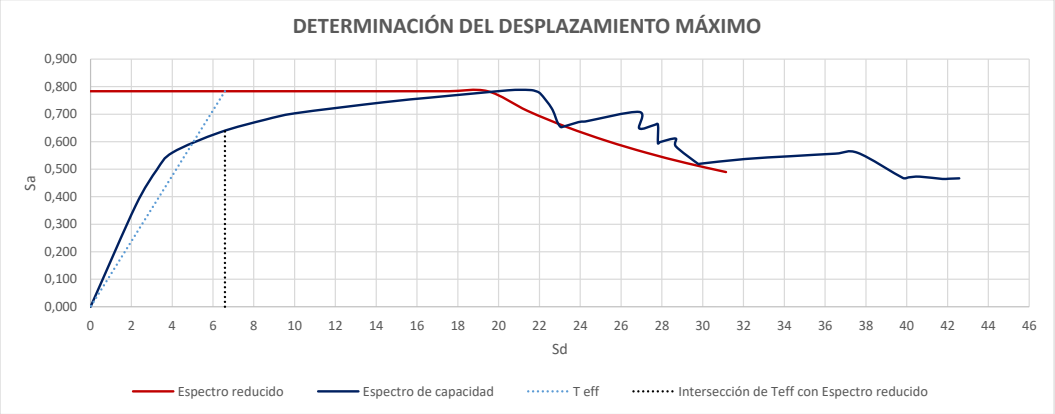
β = 1,185

T	Sismo de servicio	
	Sa	Sd
0,000	0,783	0,000
0,020	0,783	0,008
0,040	0,783	0,031
0,060	0,783	0,070
0,080	0,783	0,125
0,100	0,783	0,195
0,120	0,783	0,280
0,140	0,783	0,381
0,160	0,783	0,498
0,180	0,783	0,631
0,200	0,783	0,779
0,250	0,783	1,217
0,300	0,783	1,752
0,350	0,783	2,384
0,400	0,783	3,114
0,450	0,783	3,942
0,500	0,783	4,866
0,550	0,783	5,888
0,600	0,783	7,007
0,650	0,783	8,224
0,700	0,783	9,537
0,750	0,783	10,949
0,800	0,783	12,457
0,850	0,783	14,063
0,900	0,783	15,766
0,950	0,783	17,567
1,000	0,783	19,464
1,100	0,712	21,411
1,200	0,653	23,357
1,300	0,603	25,304
1,400	0,560	27,250
1,500	0,522	29,196
1,600	0,490	31,143

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

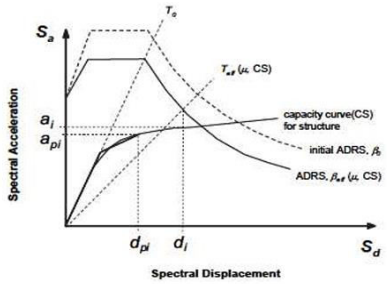
Para:

Teff =	0,581
Sa	Sd
0,783	6,586



El punto de desempeño será:

ai =	0,639
di =	6,586



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	**Sd (cm)**
Desempeño supuesto (dp)	0,630	6,214
Desempeño máximo estimado (di)	0,639	6,586
Diferencia (%)	1,41%	5,65%
< 10%	OK	OK

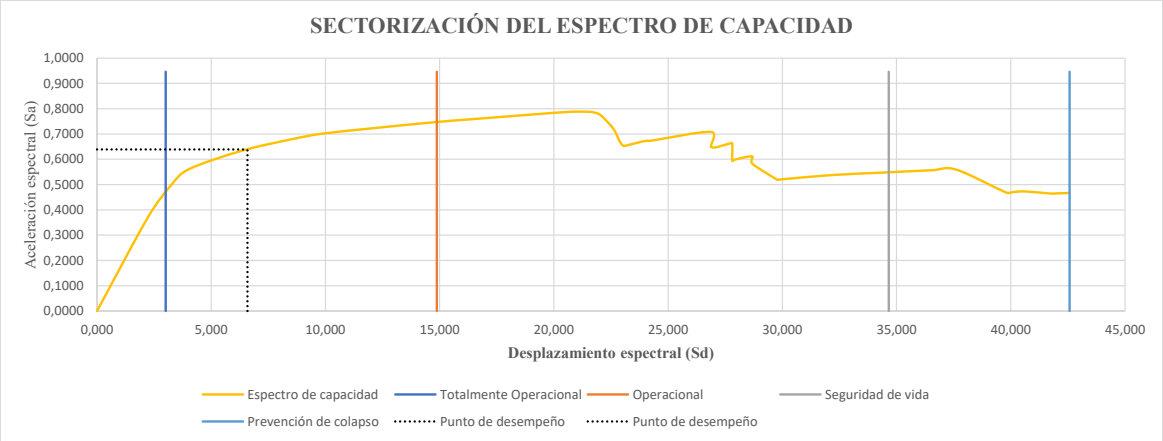
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	3,005
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	14,876
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	34,660
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	42,574

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



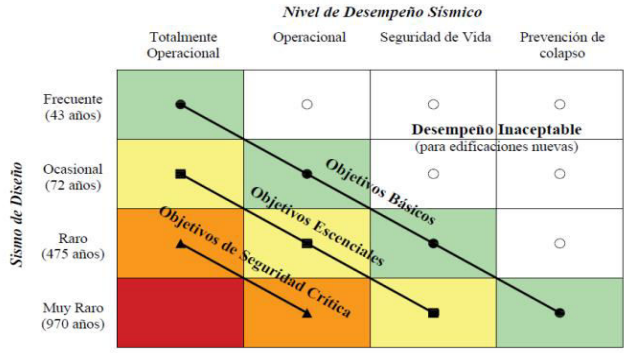
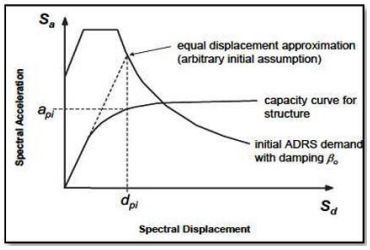


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO MÁXIMO (Según E.030)

1. Superposición de espectro de capacidad y espectro de demanda del sismo Máximo

Punto de intersección de la recta con el espectro de demanda: Sa = 2,784



Sa 0 =	0,0000
Sa i =	0,3680
S af =	2,7844
ap i =	0,761

Sd 0 =	0,0000
Sd i =	2,2119
S df =	16,7362
dp i =	16,7362

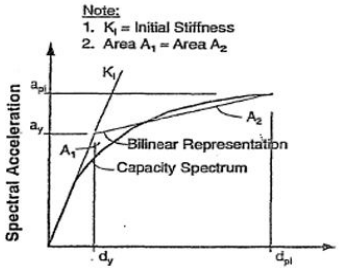


2. Representación bilineal del espectro de capacidad

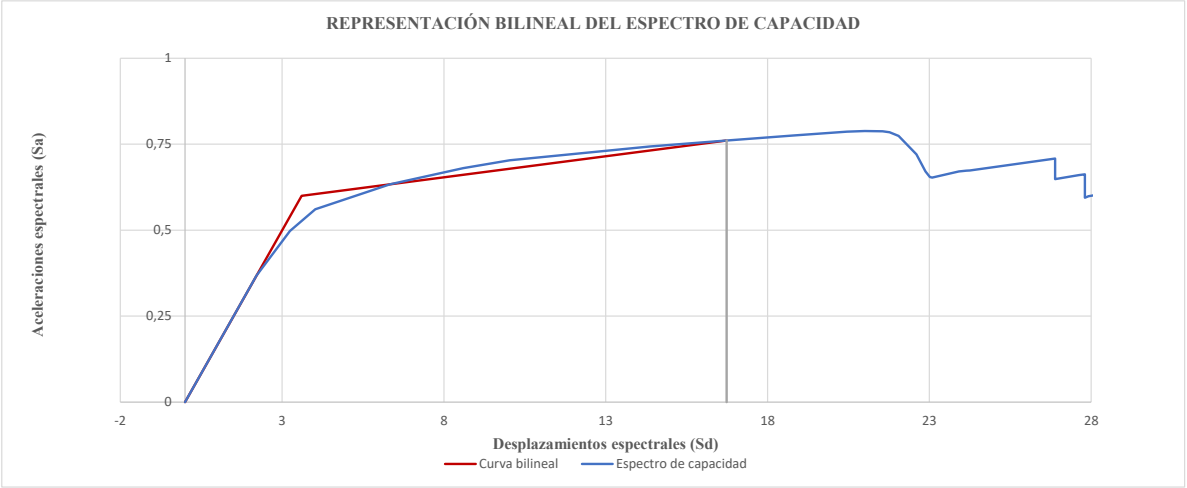
Mediante una serie de iteraciones:

Sai =	0
ay =	0,6000
api =	0,761

Sdi =	0
dy =	3,606
dpi =	16,7362



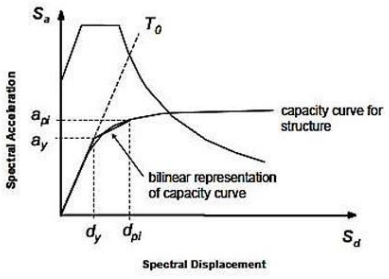
Debe cumplirse que: $\varepsilon = |\text{Acurva} - \text{A bilineal}| \leq 0.001$



3. Calcular el periodo inicial, To

De acuerdo a FEMA 440, de la prolongación del primer tramo de la curva bilineal, determinar el periodo inicial To

Si: **ay =** 0,600
dy = 3,606



La linea To intersepta al espectro de demanda en

Sa = 2,784
Sd = 16,736

Por lo tanto hallaremos To:

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} * g$$

Despejando obtengo: **To =** 0,492 seg

4. Calcular rigidez post elástica y ductilidad para la curva bilineal

4.1. Rigidez post elástica:

$$\frac{a_{pi} - a_y}{}$$

4.2. Ductilidad:

$$\alpha = \frac{(\frac{d_{pi}}{d_{pi} - d_y})}{(\frac{a_y}{d_y})} =$$ 0,074 $$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} =$$ 4,641

5. Determinación del amortiguamiento efectivo, βeff y periodo efectivo, T eff

5.1. Periodo efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$ (2-47)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$ (2-48)

Para $\mu > 6.5$: $T_{eff} = \left\{0.89\left[\sqrt{\frac{(\mu-1)}{1+0.05(\mu-2)}} - 1\right] + 1\right\}T_0$ (2-49)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **T eff =** 0,862

5.2. Amortiguamiento efectivo:

Para $1.0 < \mu < 4.0$: $\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$ (2-41)

Para $4.0 \leq \mu \leq 6.5$: $\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$ (2-42)

Para $\mu > 6.5$: $\beta_{eff} = 19\left[\frac{0.64(\mu-1)-1}{[0.64(\mu-1)-1]^2}\right]\left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 + \beta_0$ (2-43)

Para: $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

Luego: **β eff =** 19,806 %

6. Reducción del espectro de demanda

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \qquad B = \frac{4}{5.6 - ln.\beta_{eff}(in\%)}$$

β = 1,530

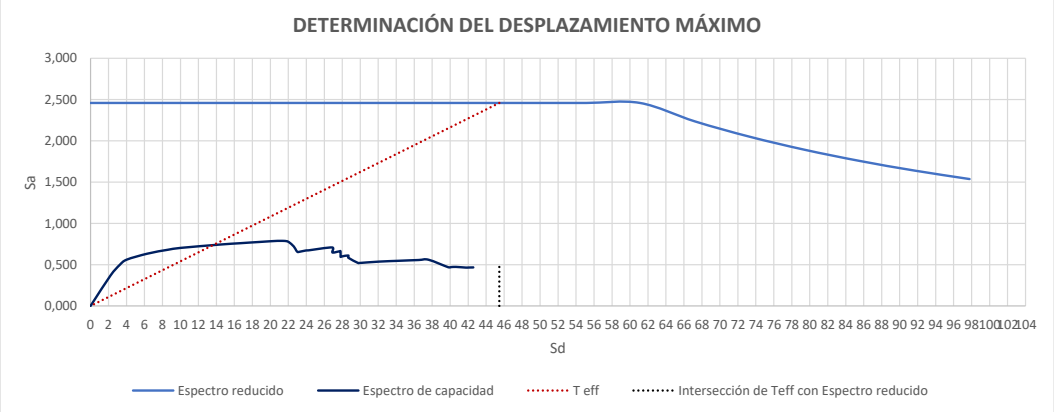
T	Sismo Máximo	
	Sa	Sd
0,000	2,459	0,000
0,020	2,459	0,024
0,040	2,459	0,098
0,060	2,459	0,220
0,080	2,459	0,391
0,100	2,459	0,611
0,120	2,459	0,880
0,140	2,459	1,198
0,160	2,459	1,564
0,180	2,459	1,980
0,200	2,459	2,444
0,250	2,459	3,819
0,300	2,459	5,500
0,350	2,459	7,486
0,400	2,459	9,777
0,450	2,459	12,375
0,500	2,459	15,277
0,550	2,459	18,486
0,600	2,459	21,999
0,650	2,459	25,819
0,700	2,459	29,944
0,750	2,459	34,374
0,800	2,459	39,110
0,850	2,459	44,151
0,900	2,459	49,499
0,950	2,459	55,151
1,000	2,459	61,109
1,100	2,236	67,220
1,200	2,049	73,331
1,300	1,892	79,442
1,400	1,757	85,553
1,500	1,639	91,664
1,600	1,537	97,775

7. Determinación de desplazamiento máximo di , intersectando espectro de demanda reducido con el Teff

Para:

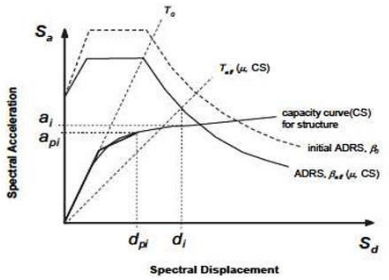
Teff =	0,862
Sa	Sd

2,459	45,467



El punto de desempeño será:

ai =	0,475
di =	45,467



8. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	Sa (g)	Sd (cm)
Desempeño supuesto (dp)	0,761	16,736
Desempeño máximo estimado (di)	0,475	45,467
Diferencia (%)	60,28%	63,19%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

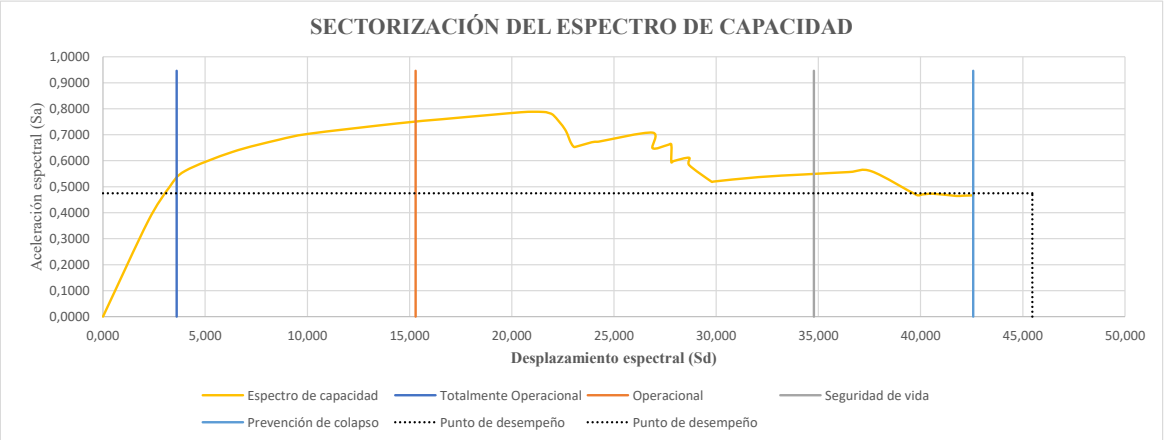
El desplazamiento máximo estimado di, no intercepta al espectro de capacidad por lo tanto no es posible la comparación con el desplazamiento supuesto inicial dpi

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	3,606
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	15,297
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	34,780
Prevención de colapso:	dy +1 (du - dy)	42,574

Nivel de desempeño sísmico:

Colapso



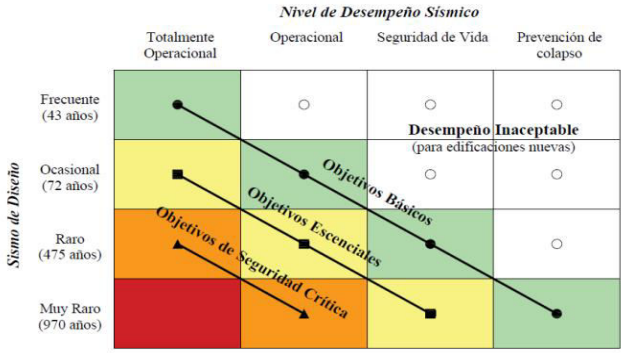


Figura 2-3 Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

RESUMEN

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	0,639	6,586	104,57	8,93
Sismo de Diseño	0,692	25,648	113,22	34,79
Sismo Máximo (BSE-2E)	-	-	-	-

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Seguridad de vida	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC-40, 1996)

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Diseño	Seguridad de vida	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

ANEXO Nº 7:

CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN X (ASCE/SEI 41-13)-BLOQUE III.

Determinacion de espectros de aceleraciones

Tipo de sismo	Diseño	BSE - 1E	BSE - 2E / Máximo
Probabilidad de excedencia	10	20	5
Vida útil de la estructura	50	50	50
Periodo de retorno (TRD)	475	225	975

	Aceleración espectral
Sismo de diseño	Sad = Z.U.C.S.g/R
Sismo BSE - 1E	Sa (BSE-1E) = 0.5 Sad
Sismo BSE - 2E / Máximo	Sa (BSE-2E) = 1.5 Sad

Determinación de los parámetros sísmicos:

Factor de zona: Z = 0,45
Factor de uso: U = 1,5
Factor de suelo: S = 1,1
Factor de amplificación sísmica "C":

Si: T < Tp , entonces: C = 2,5
Si: Tp < T < TL , entonces: C = 2.5 (Tp / T)
Si: T > TL , entonces: C = 2.5 (Tp . TL)/(T^2)

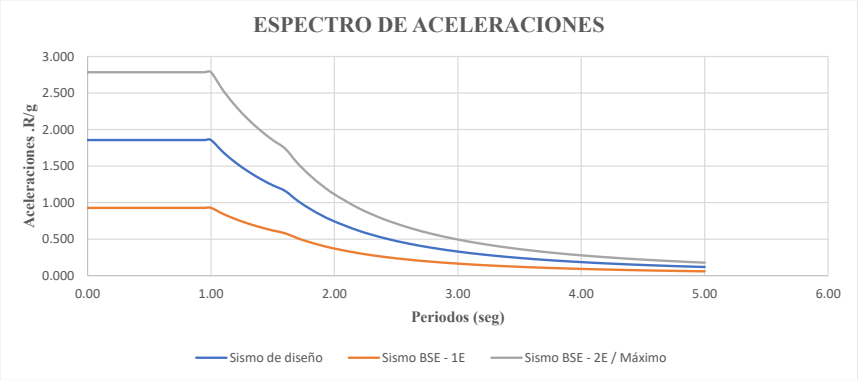
Donde:
T: Periodo de la estructura
Tp: Periodo largo de la estructura = 1,00 seg
TL: Periodo corto de la estructura = 1,60 seg

También sabemos que la aceleración de la gravedad es: g = 9,81 m/s2
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas: R = 1

Tabulacion de valores "T", "C" y "Sad"

T	C	Sad / g	Sa (BSE-1E) / g	Sa (BSE-2E) / g
0,00	2,500	1,856	0,928	2,784
0,02	2,500	1,856	0,928	2,784
0,04	2,500	1,856	0,928	2,784
0,06	2,500	1,856	0,928	2,784
0,08	2,500	1,856	0,928	2,784
0,10	2,500	1,856	0,928	2,784
0,12	2,500	1,856	0,928	2,784
0,14	2,500	1,856	0,928	2,784
0,16	2,500	1,856	0,928	2,784
0,18	2,500	1,856	0,928	2,784
0,20	2,500	1,856	0,928	2,784
0,25	2,500	1,856	0,928	2,784
0,30	2,500	1,856	0,928	2,784
0,35	2,500	1,856	0,928	2,784
0,40	2,500	1,856	0,928	2,784
0,45	2,500	1,856	0,928	2,784
0,50	2,500	1,856	0,928	2,784
0,55	2,500	1,856	0,928	2,784
0,60	2,500	1,856	0,928	2,784
0,65	2,500	1,856	0,928	2,784
0,70	2,500	1,856	0,928	2,784
0,75	2,500	1,856	0,928	2,784
0,80	2,500	1,856	0,928	2,784
0,85	2,500	1,856	0,928	2,784
0,90	2,500	1,856	0,928	2,784
0,95	2,500	1,856	0,928	2,784
1,00	2,500	1,856	0,928	2,784
1,10	2,273	1,688	0,844	2,531
1,20	2,083	1,547	0,773	2,320
1,30	1,923	1,428	0,714	2,142
1,40	1,786	1,326	0,663	1,989
1,50	1,667	1,238	0,619	1,856
1,60	1,563	1,160	0,580	1,740
1,70	1,384	1,028	0,514	1,542
1,80	1,235	0,917	0,458	1,375
1,90	1,108	0,823	0,411	1,234
2,00	1,000	0,743	0,371	1,114
2,20	0,826	0,614	0,307	0,920
2,40	0,694	0,516	0,258	0,773
2,60	0,592	0,439	0,220	0,659
2,80	0,510	0,379	0,189	0,568
3,00	0,444	0,330	0,165	0,495
3,20	0,391	0,290	0,145	0,435
3,40	0,346	0,257	0,128	0,385
3,60	0,309	0,229	0,115	0,344
3,80	0,277	0,206	0,103	0,309
4,00	0,250	0,186	0,093	0,278

4,20	0,227	0,168	0,084	0,253
4,40	0,207	0,153	0,077	0,230
4,60	0,189	0,140	0,070	0,211
4,80	0,174	0,129	0,064	0,193
5,00	0,160	0,119	0,059	0,178



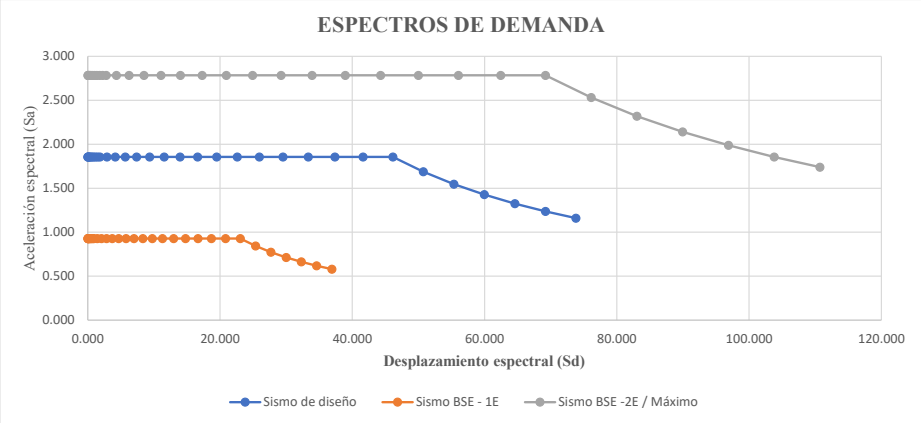
CONVERSION A ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

Conversion de espectro de aceleraciones a espectro de demanda

$$Sdi = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sai * g$$

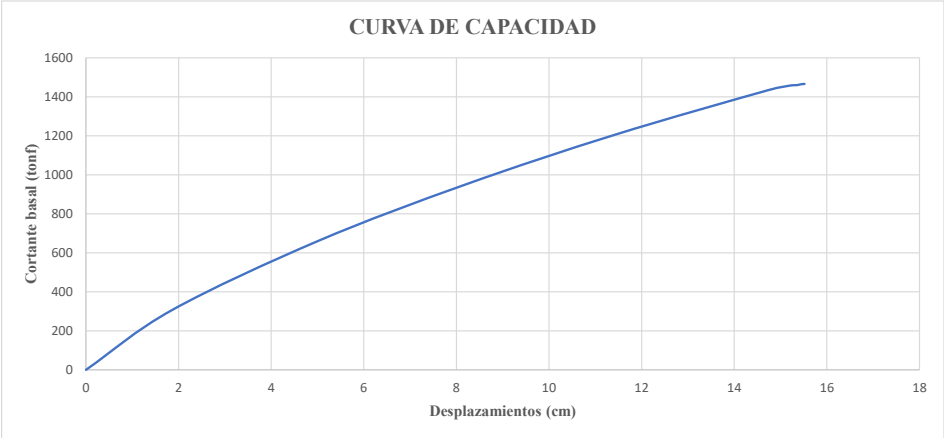
Donde: g = 981 cm/s

T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0,000	1,856	0,000	0,928	0,000	2,784	0,000
0,020	1,856	0,018	0,928	0,009	2,784	0,028
0,040	1,856	0,074	0,928	0,037	2,784	0,111
0,060	1,856	0,166	0,928	0,083	2,784	0,249
0,080	1,856	0,295	0,928	0,148	2,784	0,443
0,100	1,856	0,461	0,928	0,231	2,784	0,692
0,120	1,856	0,664	0,928	0,332	2,784	0,996
0,140	1,856	0,904	0,928	0,452	2,784	1,356
0,160	1,856	1,181	0,928	0,590	2,784	1,771
0,180	1,856	1,494	0,928	0,747	2,784	2,242
0,200	1,856	1,845	0,928	0,923	2,784	2,768
0,250	1,856	2,883	0,928	1,441	2,784	4,324
0,300	1,856	4,151	0,928	2,076	2,784	6,227
0,350	1,856	5,650	0,928	2,825	2,784	8,476
0,400	1,856	7,380	0,928	3,690	2,784	11,070
0,450	1,856	9,341	0,928	4,670	2,784	14,011
0,500	1,856	11,531	0,928	5,766	2,784	17,297
0,550	1,856	13,953	0,928	6,977	2,784	20,930
0,600	1,856	16,605	0,928	8,303	2,784	24,908
0,650	1,856	19,488	0,928	9,744	2,784	29,232
0,700	1,856	22,602	0,928	11,301	2,784	33,903
0,750	1,856	25,946	0,928	12,973	2,784	38,919
0,800	1,856	29,521	0,928	14,760	2,784	44,281
0,850	1,856	33,326	0,928	16,663	2,784	49,989
0,900	1,856	37,362	0,928	18,681	2,784	56,043
0,950	1,856	41,629	0,928	20,814	2,784	62,443
1,000	1,856	46,126	0,928	23,063	2,784	69,189
1,100	1,688	50,739	0,844	25,369	2,531	76,108
1,200	1,547	55,351	0,773	27,676	2,320	83,027
1,300	1,428	59,964	0,714	29,982	2,142	89,946
1,400	1,326	64,576	0,663	32,288	1,989	96,865
1,500	1,238	69,189	0,619	34,594	1,856	103,783
1,600	1,160	73,802	0,580	36,901	1,740	110,702



Curva de capacidad del análisis pushover obtenida a través del Software ETABS v17.0.1

Datos del Software Etabs v20.0.0		
Pasos guardados	**V**	**Desplazamiento**
	(ton)	**Δ roof (cm)**
1	0	0
2	307,4509	1,8664
3	660,5205	5,0106
4	949,1371	8,1823
5	1206,0074	11,4315
6	1435,9717	14,7622
7	1458,6341	15,2365
8	1459,5123	15,3429
9	1464,5596	15,4485
10	1465,4853	15,5016
11	1465,841	15,5098
12	1465,876	15,5127
13	1466,146	15,5175



Conversion de curva de capacidad a espectro de capacidad

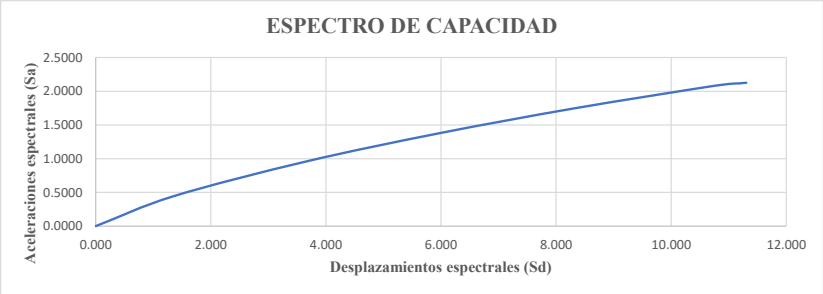
$$Sa = \frac{V}{\alpha_I * \sum W} \qquad Sd = \frac{\Delta roof}{PF1 * \emptyset_{roof1}}$$

Donde:

$$PF1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g}{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g}\right] \qquad \alpha 1 = \frac{(\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g)^2}{[\sum_{i=1}^{N} wi/g][\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g]}$$

Nivel	Peso (Wi) (tonf)	Masa (m) (tonf.s2/m)	Desplazamiento modal	Amplitud Ø i	(Ø i) ^2	Wi . Ø i / g	Wi (Ø i ^2) / g
3	222,41	22,67	0,0052	1,000	1,000	22,671	22,671
2	334,38	34,09	0,0032	0,615	0,379	20,976	12,908
1	322,95	32,92	0,0012	0,231	0,053	7,597	1,753
Suma	879,733	89,677				51,244	37,333
Factor de participación modal (PF1)						1,373	
Coeficiente de masa modal (α1)						0,784	

Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad	
Pasos guardados	Desplazamiento Δ roof (cm)	V (ton)	Sd	Sa
1	0	0	0,000	0,0000
2	1,8664	307,4509	1,360	0,4456
3	5,0106	660,5205	3,650	0,9572
4	8,1823	949,1371	5,961	1,3755
5	11,4315	1206,0074	8,328	1,7478
6	14,7622	1435,9717	10,755	2,0810
7	15,2365	1458,6341	11,100	2,1139
8	15,3429	1459,5123	11,178	2,1151
9	15,4485	1464,5596	11,255	2,1225
10	15,5016	1465,4853	11,293	2,1238
11	15,5098	1465,841	11,299	2,1243
12	15,5127	1465,876	11,301	2,1244
13	15,5175	1466,146	11,305	2,1248



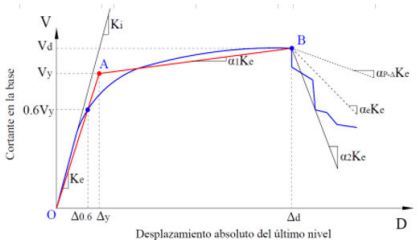
DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (PROPUESTA ASCE -SEI 41-13 - MÉTODO DE LOS COEFICIENTES)

Dirección de análisis: X

Patrón de cargas laterales: Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE DISEÑO (Según E.030)

1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	1466,15	tonf	**Δ d:**	15,52	cm
Iterando:	**Vy:**	570,00	tonf	**Δ y:**	3,46	cm
	0.6 Vy:	342,00	tonf	**0.6 Δ y:**	2,08	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 164,729 ton/cm

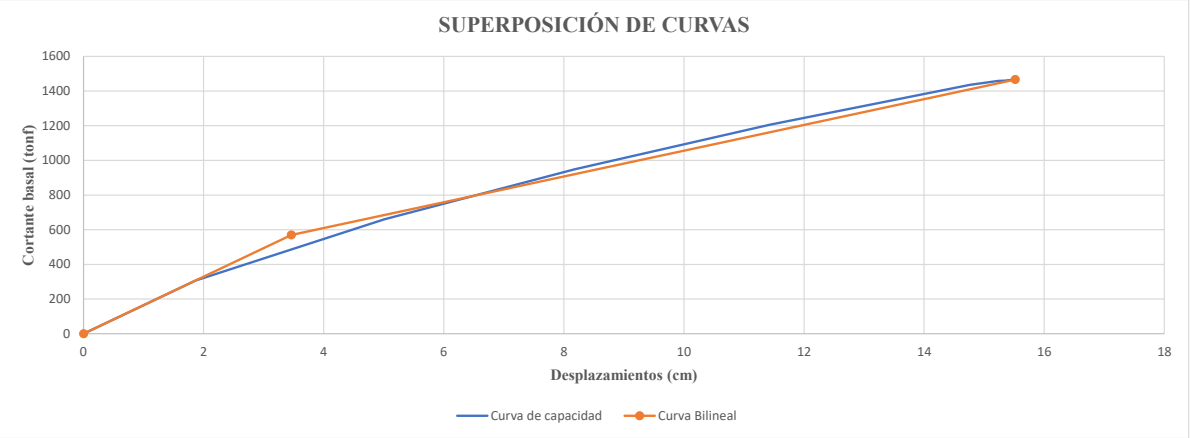
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 3,460 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	570,00	3,46
B	1466,15	15,52

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,451

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,347	seg
Ke =	164,729	ton/cm
Ki =	164,729	ton/cm

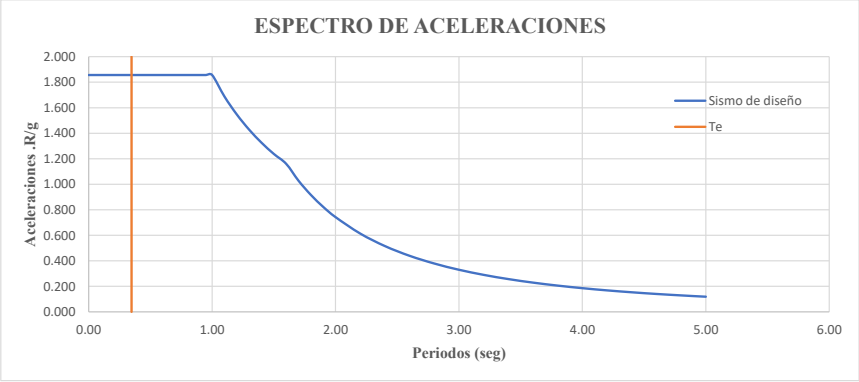
Te =	0,347	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de diseño

Te = 0,347 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**1,8563**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,373

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	1,85625	m/s2
Vy =	570,00	tonf
W =	907,74	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	2,956	
α =	60	
T =	0,347	

Entonces **C1 = 1,271**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 = 1,040

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3726	
C1 =	1,2708	
C2 =	1,0397	
Sa =	1,8563	m/s2
T =	0,3470	seg
δ't =	0,1007	m
δ't =	**10,073**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	5,7188	cm
δprom =	5,6976	cm
n =	1,0037	

Entonces:

δt =	**10,110**	**cm**

V =	**1101,54**	tonf	(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	**δ (cm)**
Desempeño supuesto	1466,146	15,518
Desempeño máximo estimado	1101,539	10,110
Diferencia (%)	33,10%	53,49%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

Se vuelve a iterar los procedimientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

Supuesto:	**Vd:**	1187,00	tonf	**Δ d:**	11,17	cm
Iterando:	**Vy:**	465,00	tonf	**Δ y:**	2,82	cm
	0.6 Vy:	279,00	tonf	**0.6 Δ y:**	1,69	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 164,729 ton/cm

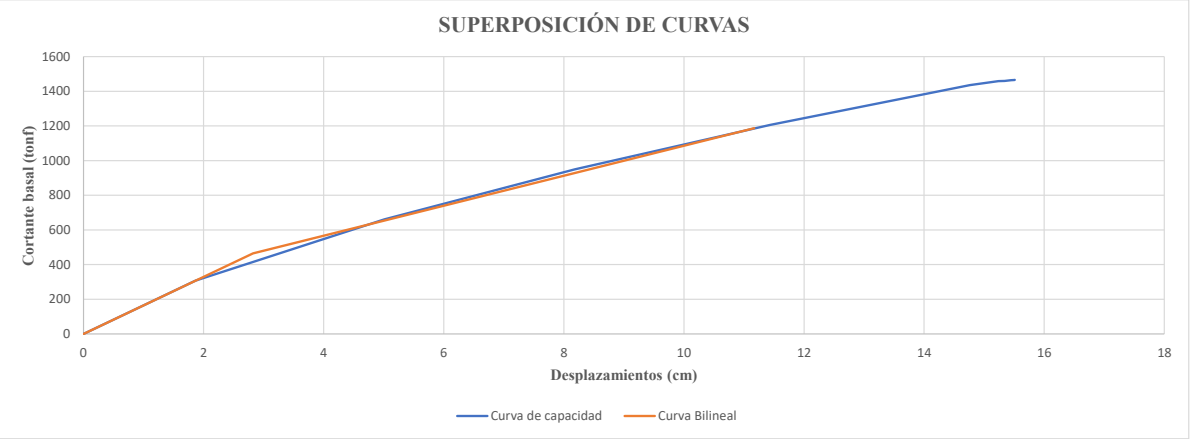
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 2,823 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	465,00	2,82
B	1187,00	11,17

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,525

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,347	seg
Ke =	164,729	ton/cm
Ki =	164,729	ton/cm

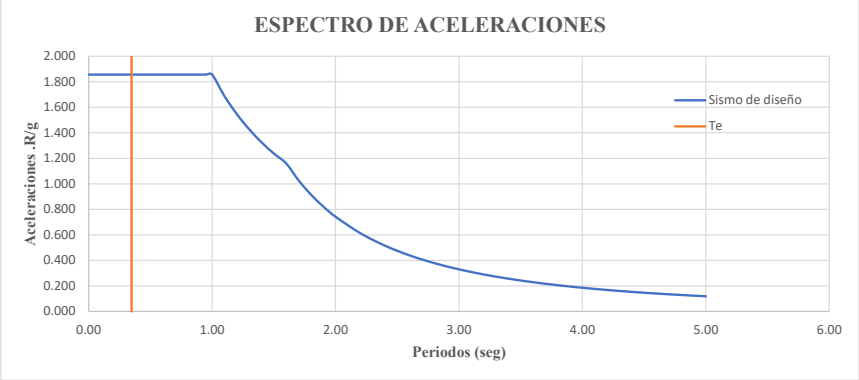
Te =	0,347	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de diseño

Te = 0,347 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**1,8563**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,373

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

- α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)
- α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)
- α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	1,85625	m/s2
Vy =	465,00	tonf
W =	907,74	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	3,624	
α =	60	
T =	0,347	

Entonces

C1 =	**1,363**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,071**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3726	
C1 =	1,3632	
C2 =	1,0715	
Sa =	1,8563	m/s2
T =	0,3470	seg
δ't =	0,1113	m
δ't =	**11,135**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	5,7188	cm
δprom =	5,6976	cm
n =	1,0037	

Entonces:

δt =	**11,176**	**cm**
V =	**1185,82**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	**δ (cm)**
Desempeño supuesto	1187,000	11,170
Desempeño máximo estimado	1185,822	11,176
Diferencia (%)	0,10%	0,06%
< 10%	OK	OK

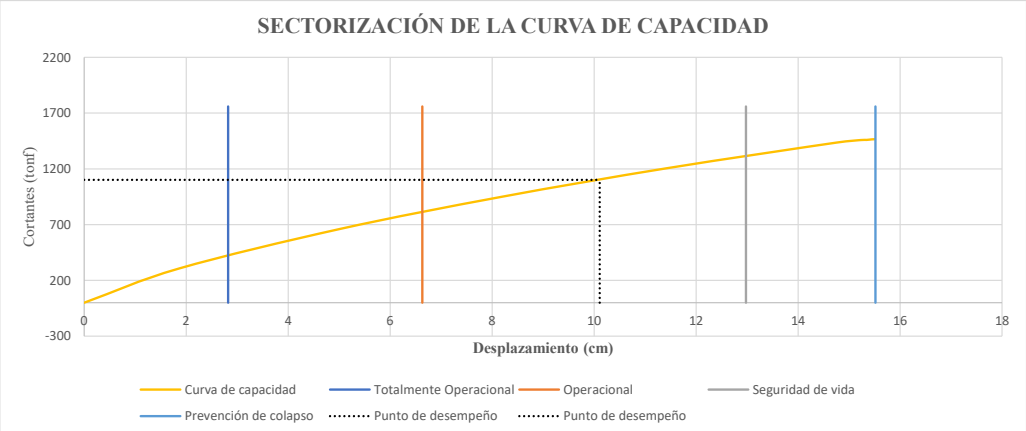
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

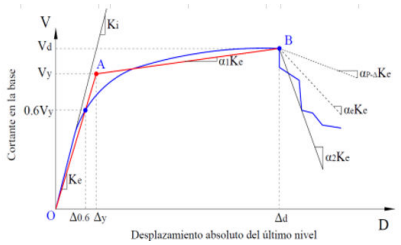
Operacional:	dy	2,823
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	6,631
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	12,979
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	15,518

Nivel de desempeño sísmico:

Seguridad de vida



1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	660,52	tonf	**Δ d:**	5,01	cm
Iterando:	**Vy:**	300,00	tonf	**Δ y:**	1,82	cm
	0.6 Vy:	180,00	tonf	**0.6 Δ y:**	1,09	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 164,729 ton/cm

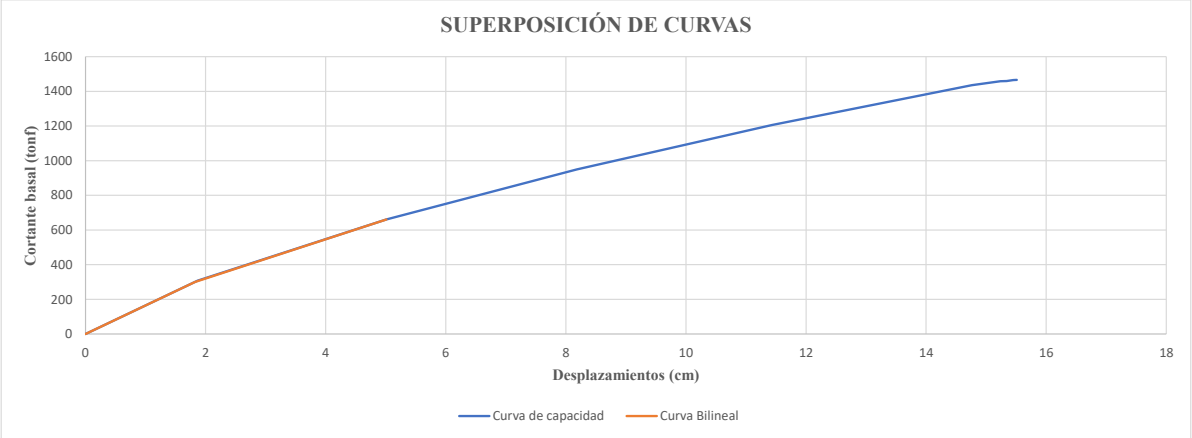
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 1,821 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	300,00	1,82
B	660,52	5,01

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,686

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,347	seg
Ke =	164,729	ton/cm
Ki =	164,729	ton/cm

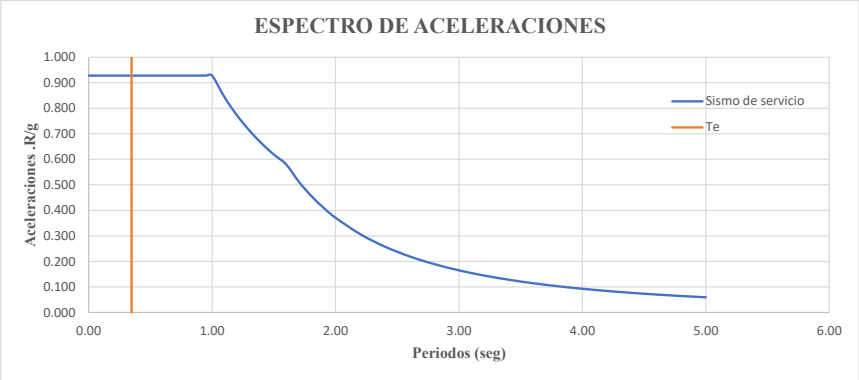
Te =	0,347	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de servicio

Te = 0,347 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**0,9281**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,373

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	0,928125	m/s2
Vy =	300,00	tonf
W =	907,74	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	2,808	
α =	60	
T =	0,347	

Entonces

C1 =	**1,250**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,034**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3726	
C1 =	1,2503	
C2 =	1,0339	
Sa =	0,9281	m/s2
T =	0,3470	seg
δ't =	0,0493	m
δ't =	**4,928**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	5,7188	cm
δprom =	5,6976	cm
n =	1,0037	

Entonces:

δt =	**4,946**	**cm**
V =	**653,27**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	**δ (cm)**
Desempeño supuesto	660,521	5,011
Desempeño máximo estimado	653,268	4,946
Diferencia (%)	1,11%	1,31%
< 10%	OK	OK

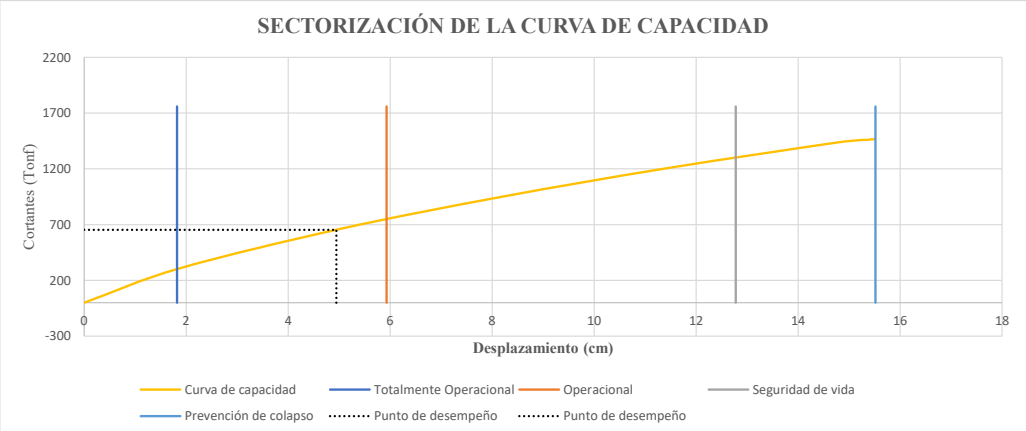
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

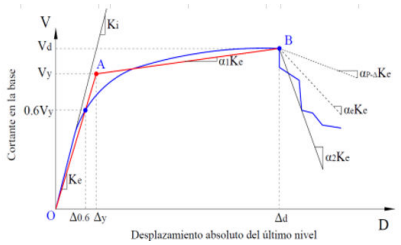
Operacional:	dy	1,821
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	5,930
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	12,778
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	15,518

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	1466,15	tonf	**Δ d:**	15,52	cm
Iterando:	**Vy:**	570,00	tonf	**Δ y:**	3,46	cm
	0.6 Vy:	342,00	tonf	**0.6 Δ y:**	2,08	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 164,729 ton/cm

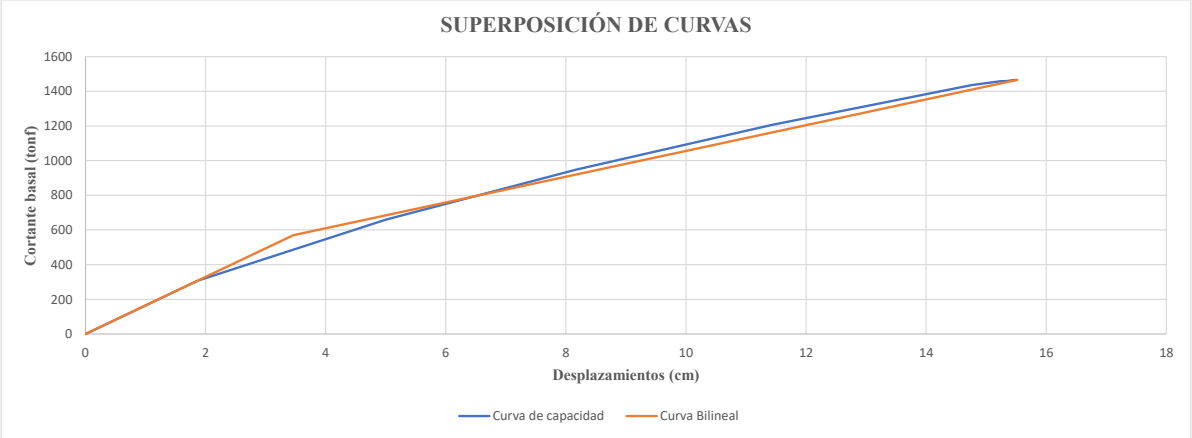
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 3,460 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	570,00	3,46
B	1466,15	15,52

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,451

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,347	seg
Ke =	164,729	ton/cm
Ki =	164,729	ton/cm

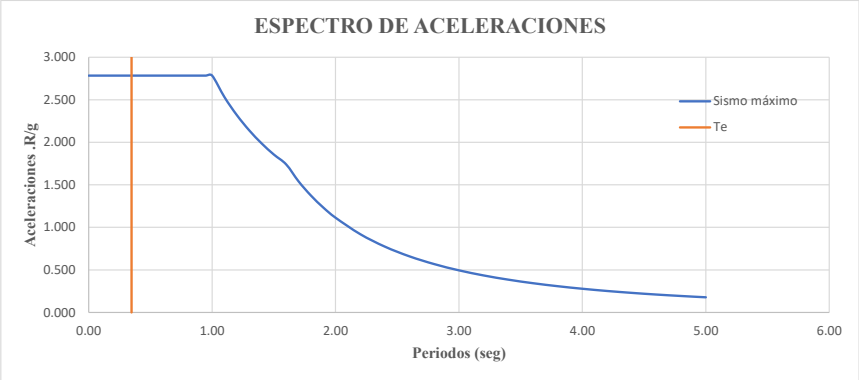
Te =	0,347	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo máximo

Te = 0,347 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**2,7844**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,373

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	2,784375	m/s2
Vy =	570,00	tonf
W =	907,74	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	4,434	
α =	60	
T =	0,347	

Entonces

C1 =	**1,475**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,122**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3726	
C1 =	1,4753	
C2 =	1,1224	
Sa =	2,7844	m/s2
T =	0,3470	seg
δ't =	0,1894	m
δ't =	**18,937**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	5,7188	cm
δprom =	5,6976	cm
n =	1,0037	

Entonces:

δt =	**19,007**	**cm**
V =	**1466,15**	tonf

(Iterando)

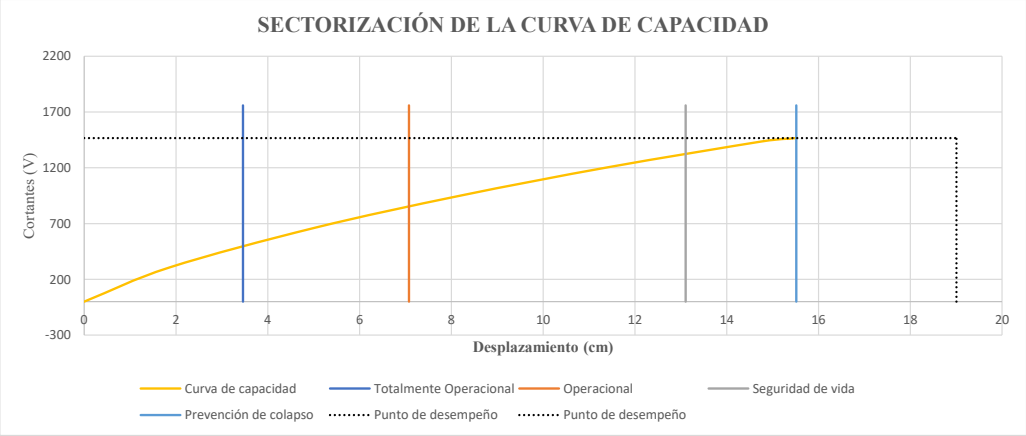
El desplazamiento máximo estimado di, no intercepta al espectro de capacidad por lo tanto no es posible la comparación con el desplazamiento supuesto inicial dpi

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	3,460
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	7,077
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	13,106
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	15,518

Nivel de desempeño sísmico:

Colapso



RESUMEN

SISMO DIRECCIÓN X-X	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	0,947	3,603	653,27	4,95
Sismo de Diseño	1,719	8,142	1185,82	11,18
Sismo Máximo (BSE-2E)	2,125	13,847	1466,15	19,01

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Seguridad de vida	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (ASCE/SEI 41-13, 2014)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Diseño	Seguridad de vida	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Tabla 2-5 *Objetivos de desempeño*

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE_R)	m	n	o	p

Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto
Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:

Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)	g & l
Objetivos Mejorados	g & i, j, m, n, o, ó p l & e ó f g & l & a, ó b
Objetivos Limitados	k, m, n, ó solamente o solamente g solamente l c, d, e, ó f

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

ANEXO Nº 8:

CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN Y (ASCE/SEI 41-13)-BLOQUE III.

Determinacion de espectros de aceleraciones

Tipo de sismo	Diseño	BSE - 1E	BSE - 2E / Máximo
Probabilidad de excedencia	10	20	5
Vida útil de la estructura	50	50	50
Periodo de retorno (TRD)	475	225	975

	Aceleración espectral
Sismo de diseño	Sad = Z.U.C.S.g/R
Sismo BSE - 1E	Sa (BSE-1E) = 0.5 Sad
Sismo BSE - 2E / Máximo	Sa (BSE-2E) = 1.5 Sad

Determinación de los parámetros sísmicos:

Factor de zona: Z = 0,45
Factor de uso: U = 1,5
Factor de suelo: S = 1,1
Factor de amplificación sísmica "C":

Si: T < Tp , entonces: C = 2,5
Si: Tp < T < TL , entonces: C = 2.5 (Tp / T)
Si: T > TL , entonces: C = 2.5 (Tp . TL)/(T^2)

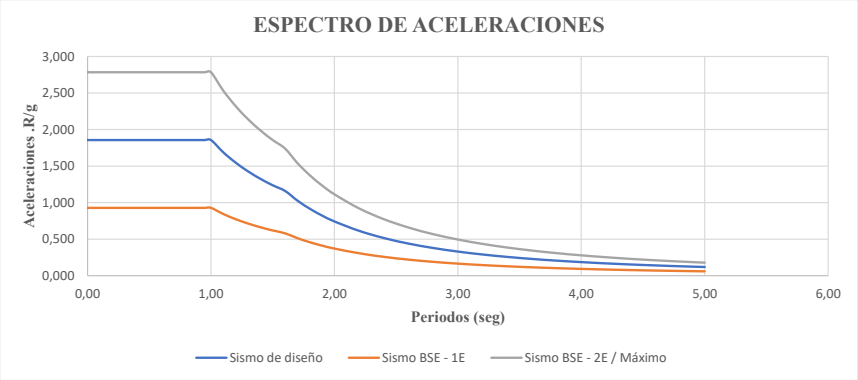
Donde:
T: Periodo de la estructura
Tp: Periodo largo de la estructura = 1,00 seg
TL: Periodo corto de la estructura = 1,60 seg

También sabemos que la aceleración de la gravedad es: g = 9,81 m/s2
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas: R = 1

Tabulacion de valores "T", "C" y "Sad"

T	C	Sad / g	Sa (BSE-1E) / g	Sa (BSE-2E) / g
0,00	2,500	1,856	0,928	2,784
0,02	2,500	1,856	0,928	2,784
0,04	2,500	1,856	0,928	2,784
0,06	2,500	1,856	0,928	2,784
0,08	2,500	1,856	0,928	2,784
0,10	2,500	1,856	0,928	2,784
0,12	2,500	1,856	0,928	2,784
0,14	2,500	1,856	0,928	2,784
0,16	2,500	1,856	0,928	2,784
0,18	2,500	1,856	0,928	2,784
0,20	2,500	1,856	0,928	2,784
0,25	2,500	1,856	0,928	2,784
0,30	2,500	1,856	0,928	2,784
0,35	2,500	1,856	0,928	2,784
0,40	2,500	1,856	0,928	2,784
0,45	2,500	1,856	0,928	2,784
0,50	2,500	1,856	0,928	2,784
0,55	2,500	1,856	0,928	2,784
0,60	2,500	1,856	0,928	2,784
0,65	2,500	1,856	0,928	2,784
0,70	2,500	1,856	0,928	2,784
0,75	2,500	1,856	0,928	2,784
0,80	2,500	1,856	0,928	2,784
0,85	2,500	1,856	0,928	2,784
0,90	2,500	1,856	0,928	2,784
0,95	2,500	1,856	0,928	2,784
1,00	2,500	1,856	0,928	2,784
1,10	2,273	1,688	0,844	2,531
1,20	2,083	1,547	0,773	2,320
1,30	1,923	1,428	0,714	2,142
1,40	1,786	1,326	0,663	1,989
1,50	1,667	1,238	0,619	1,856
1,60	1,563	1,160	0,580	1,740
1,70	1,384	1,028	0,514	1,542
1,80	1,235	0,917	0,458	1,375
1,90	1,108	0,823	0,411	1,234
2,00	1,000	0,743	0,371	1,114
2,20	0,826	0,614	0,307	0,920
2,40	0,694	0,516	0,258	0,773
2,60	0,592	0,439	0,220	0,659
2,80	0,510	0,379	0,189	0,568
3,00	0,444	0,330	0,165	0,495
3,20	0,391	0,290	0,145	0,435
3,40	0,346	0,257	0,128	0,385
3,60	0,309	0,229	0,115	0,344
3,80	0,277	0,206	0,103	0,309
4,00	0,250	0,186	0,093	0,278

4,20	0,227	0,168	0,084	0,253
4,40	0,207	0,153	0,077	0,230
4,60	0,189	0,140	0,070	0,211
4,80	0,174	0,129	0,064	0,193
5,00	0,160	0,119	0,059	0,178



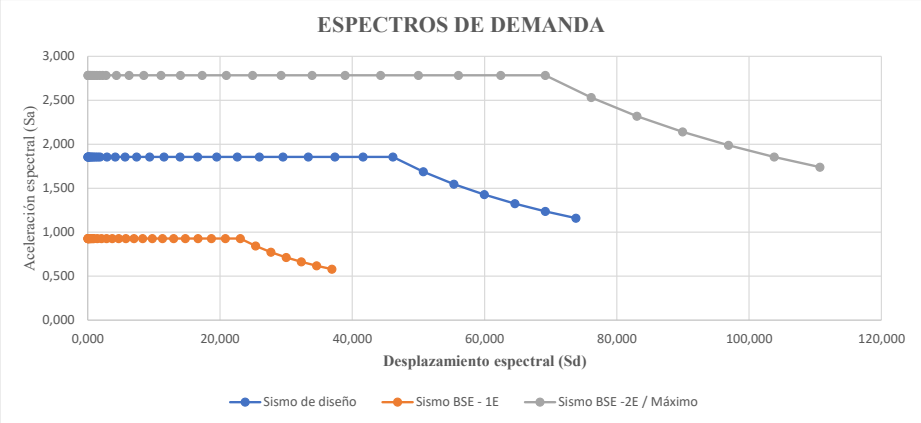
CONVERSION A ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

Conversion de espectro de aceleraciones a espectro de demanda

$$Sdi = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sai * g$$

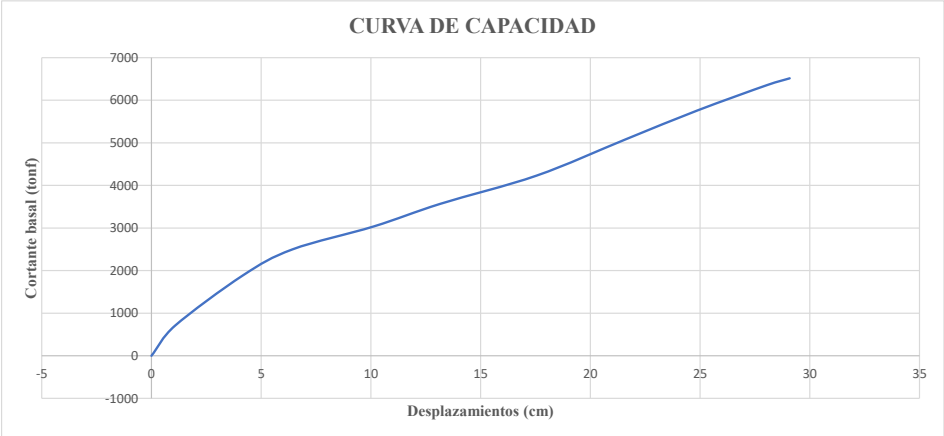
Donde: g = 981 cm/s

T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0,000	1,856	0,000	0,928	0,000	2,784	0,000
0,020	1,856	0,018	0,928	0,009	2,784	0,028
0,040	1,856	0,074	0,928	0,037	2,784	0,111
0,060	1,856	0,166	0,928	0,083	2,784	0,249
0,080	1,856	0,295	0,928	0,148	2,784	0,443
0,100	1,856	0,461	0,928	0,231	2,784	0,692
0,120	1,856	0,664	0,928	0,332	2,784	0,996
0,140	1,856	0,904	0,928	0,452	2,784	1,356
0,160	1,856	1,181	0,928	0,590	2,784	1,771
0,180	1,856	1,494	0,928	0,747	2,784	2,242
0,200	1,856	1,845	0,928	0,923	2,784	2,768
0,250	1,856	2,883	0,928	1,441	2,784	4,324
0,300	1,856	4,151	0,928	2,076	2,784	6,227
0,350	1,856	5,650	0,928	2,825	2,784	8,476
0,400	1,856	7,380	0,928	3,690	2,784	11,070
0,450	1,856	9,341	0,928	4,670	2,784	14,011
0,500	1,856	11,531	0,928	5,766	2,784	17,297
0,550	1,856	13,953	0,928	6,977	2,784	20,930
0,600	1,856	16,605	0,928	8,303	2,784	24,908
0,650	1,856	19,488	0,928	9,744	2,784	29,232
0,700	1,856	22,602	0,928	11,301	2,784	33,903
0,750	1,856	25,946	0,928	12,973	2,784	38,919
0,800	1,856	29,521	0,928	14,760	2,784	44,281
0,850	1,856	33,326	0,928	16,663	2,784	49,989
0,900	1,856	37,362	0,928	18,681	2,784	56,043
0,950	1,856	41,629	0,928	20,814	2,784	62,443
1,000	1,856	46,126	0,928	23,063	2,784	69,189
1,100	1,688	50,739	0,844	25,369	2,531	76,108
1,200	1,547	55,351	0,773	27,676	2,320	83,027
1,300	1,428	59,964	0,714	29,982	2,142	89,946
1,400	1,326	64,576	0,663	32,288	1,989	96,865
1,500	1,238	69,189	0,619	34,594	1,856	103,783
1,600	1,160	73,802	0,580	36,901	1,740	110,702



Curva de capacidad del análisis pushover obtenida a través del Software ETABS v17.0.1

Datos del Software Etabs v20.0.0		
Pasos guardados	**V**	**Desplazamiento**
	(ton)	**Δ roof (cm)**
1	0	0
2	62,592	0,0938
3	707,217	1,0763
4	1882,7776	4,1546
5	2498,5544	6,4265
6	3035,6753	10,1225
7	3568,1484	13,1656
8	4230,8226	17,5541
9	5073,4252	21,5694
10	5756,7749	24,8637
11	6357,5176	28,064
12	6515,0455	29,0852



Conversion de curva de capacidad a espectro de capacidad

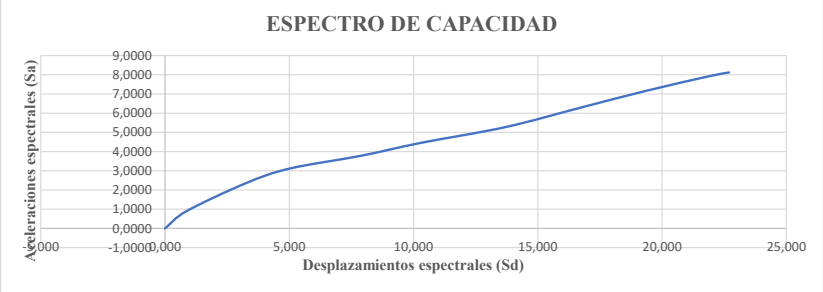
$$Sa = \frac{V}{\alpha_I * \sum W} \qquad Sd = \frac{\Delta roof}{PF1 * \emptyset_{roof1}}$$

Donde:

$$PF1 = [\frac{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g}{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g}] \qquad \alpha 1 = \frac{(\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g)^2}{[\sum_{i=1}^{N} wi/g][\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g]}$$

Nivel	Peso (Wi) (tonf)	Masa (m) (tonf.s2/m)	Desplazamiento modal	Amplitud Ø i	(Ø i) ^2	Wi . Ø i / g	Wi (Ø i ^2) / g
3	222,41	22,67	0,0045	1,000	1,000	22,671	22,671
2	334,38	34,09	0,0035	0,778	0,605	26,511	20,620
1	322,95	32,92	0,002	0,444	0,198	14,631	6,503
Suma	879,733	89,677				63,814	49,794
Factor de participación modal (PF1)						1,282	
Coeficiente de masa modal (α1)						0,912	

Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad	
Pasos guardados	Desplazamiento Δ roof (cm)	V (ton)	Sd	Sa
1	0	0	0,000	0,0000
2	0,0938	62,592	0,073	0,0780
3	1,0763	707,217	0,840	0,8815
4	4,1546	1882,7776	3,242	2,3468
5	6,4265	2498,5544	5,015	3,1144
6	10,1225	3035,6753	7,899	3,7839
7	13,1656	3568,1484	10,273	4,4476
8	17,5541	4230,8226	13,697	5,2736
9	21,5694	5073,4252	16,831	6,3238
10	24,8637	5756,7749	19,401	7,1756
11	28,064	6357,5176	21,898	7,9244
12	29,0852	6515,0455	22,695	8,1208



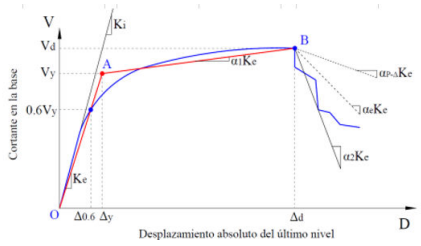
DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (PROPUESTA ASCE -SEI 41-13 - MÉTODO DE LOS COEFICIENTES)

Dirección de análisis: Y

Patrón de cargas laterales: Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE DISEÑO (Según E.030)

1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	6515,05	tonf	**Δ d:**	29,09	cm
Iterando:	**Vy:**	1500,00	tonf	**Δ y:**	2,25	cm
	0.6 Vy:	900,00	tonf	**0.6 Δ y:**	1,35	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} = \quad 667{,}292 \quad \text{ton/cm}$$

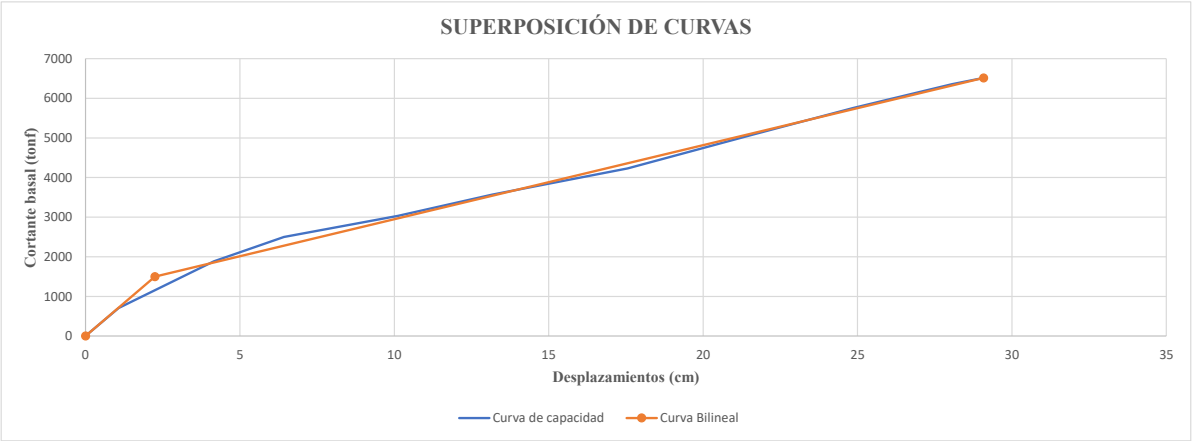
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} = \quad 2{,}248 \quad \text{cm}$$

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	1500,00	2,25
B	6515,05	29,09

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} = \quad 0{,}280$$

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,191	seg
Ke =	667,292	ton/cm
Ki =	667,292	ton/cm

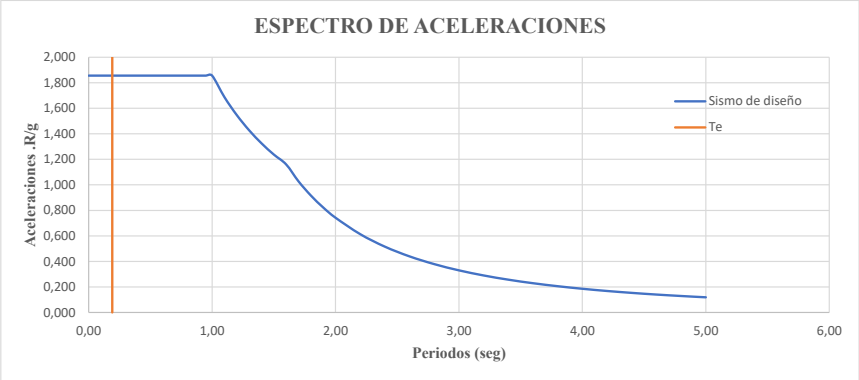
Te =	0,191	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de diseño

Te = 0,191 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	1,8563	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,282

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	1,85625	m/s2
Vy =	1500,00	tonf
W =	912,31	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	1,129	
α =	60	
T =	0,191	

Entonces

C1 =	**1,059**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,001**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,2816	
C1 =	1,0589	
C2 =	1,0006	
Sa =	1,8563	m/s2
T =	0,1910	seg
δ't =	0,0228	m
δ't =	**2,285**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde: $n = \frac{\delta max}{\delta prom}$

δmax =	1,6886	cm
δprom =	1,6207	cm
n =	1,0419	

Entonces:

δt =	**2,381**	**cm**
V =	**1042,94**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	**δ (cm)**
Desempeño supuesto	6515,046	29,085
Desempeño máximo estimado	1042,942	2,381
Diferencia (%)	524,68%	1121,75%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

Se vuelve a iterar los procedimientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

Supuesto:	**Vd:**	1870,00	tonf	**Δ d:**	4,10	cm
Iterando:	**Vy:**	700,00	tonf	**Δ y:**	1,05	cm
	0.6 Vy:	420,00	tonf	**0.6 Δ y:**	0,63	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 667,292 ton/cm

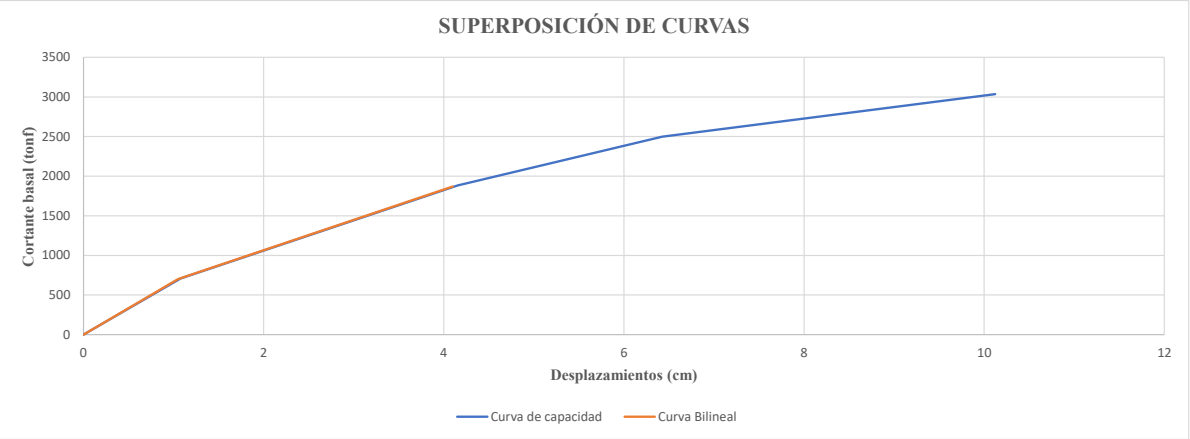
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 1,049 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	700,00	1,05
B	1870,00	4,10

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,575

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,347	seg
Ke =	667,292	ton/cm
Ki =	667,292	ton/cm

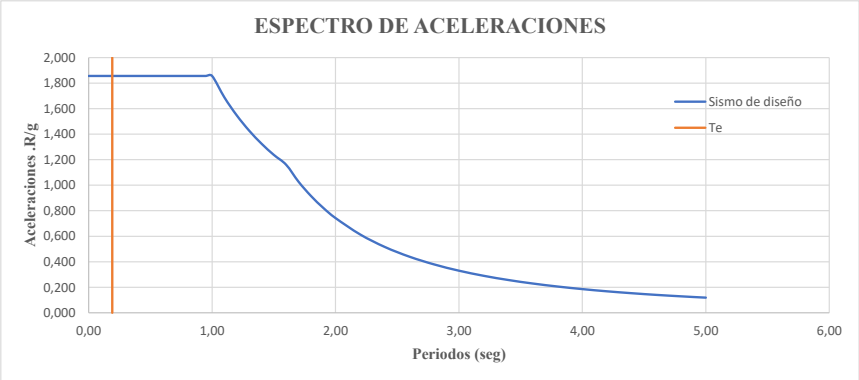
Te =	0,347	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de diseño

Te = 0,191 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**1,8563**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,282

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	1,85625	m/s2
Vy =	700,00	tonf
W =	912,31	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	2,419	
α =	60	
T =	0,191	

Entonces **C1 = 1,648**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,069**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,2816	
C1 =	1,6484	
C2 =	1,0690	
Sa =	1,8563	m/s2
T =	0,1910	seg
δ't =	0,0380	m
δ't =	**3,800**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	1,8511	cm
δprom =	1,7758	cm
n =	1,0424	

Entonces:

δt =	**3,961**	**cm**
V =	**1808,94**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	**δ (cm)**
Desempeño supuesto	1870,000	4,100
Desempeño máximo estimado	1808,942	3,961
Diferencia (%)	3,38%	3,50%
< 10%	OK	OK

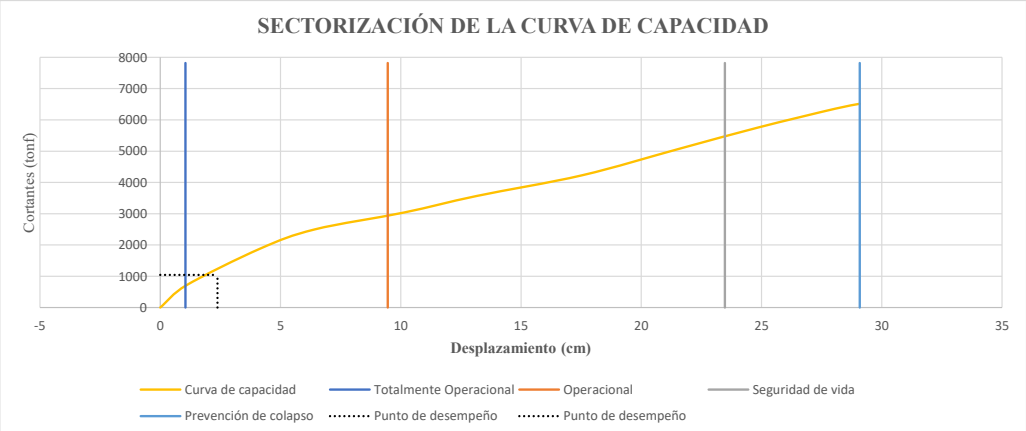
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

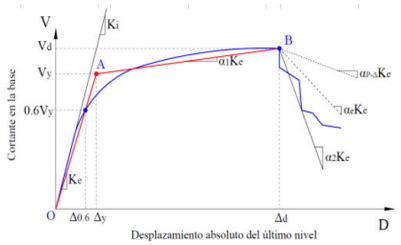
Operacional:	dy	1,049
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	9,460
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	23,478
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	29,085

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	785,00	tonf	**Δ d:**	1,26	cm
Iterando:	**Vy:**	700,00	tonf	**Δ y:**	1,05	cm
	0.6 Vy:	420,00	tonf	**0.6 Δ y:**	0,63	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 667,292 ton/cm

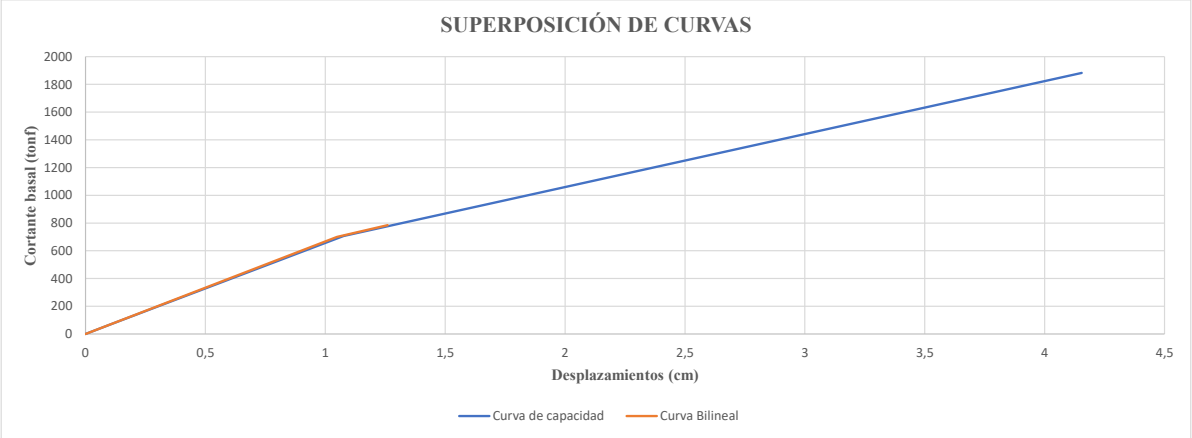
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 1,049 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	700,00	1,05
B	785,00	1,26

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,604

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,191	seg
Ke =	667,292	ton/cm
Ki =	667,292	ton/cm

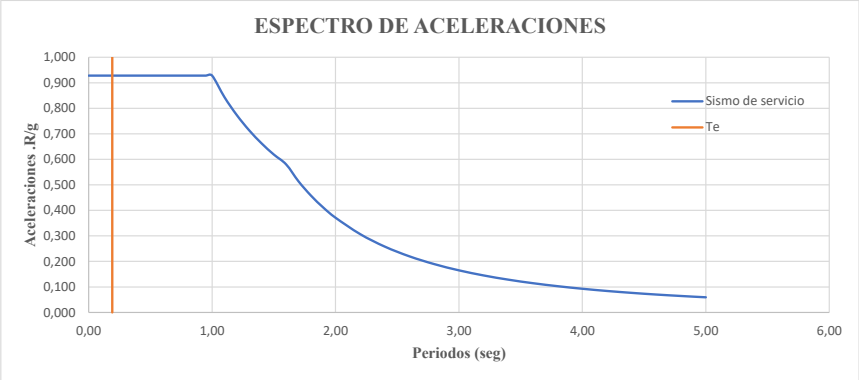
Te =	0,191	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de servicio

Te = 0,191 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**0,9281**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,282

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	0,928125	m/s2
Vy =	700,00	tonf
W =	912,31	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	1,210	
α =	60	
T =	0,191	

Entonces

C1 =	**1,096**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,002**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,2816	
C1 =	1,0958	
C2 =	1,0015	
Sa =	0,9281	m/s2
T =	0,1910	seg
δ't =	0,0118	m
δ't =	**1,183**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	1,6886	cm
δprom =	1,6207	cm
n =	1,0419	

Entonces:

δt =	**1,233**	**cm**
V =	**767,01**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	δ (cm)
Desempeño supuesto	785,000	1,260
Desempeño máximo estimado	767,009	1,233
Diferencia (%)	2,35%	2,20%
< 10%	OK	OK

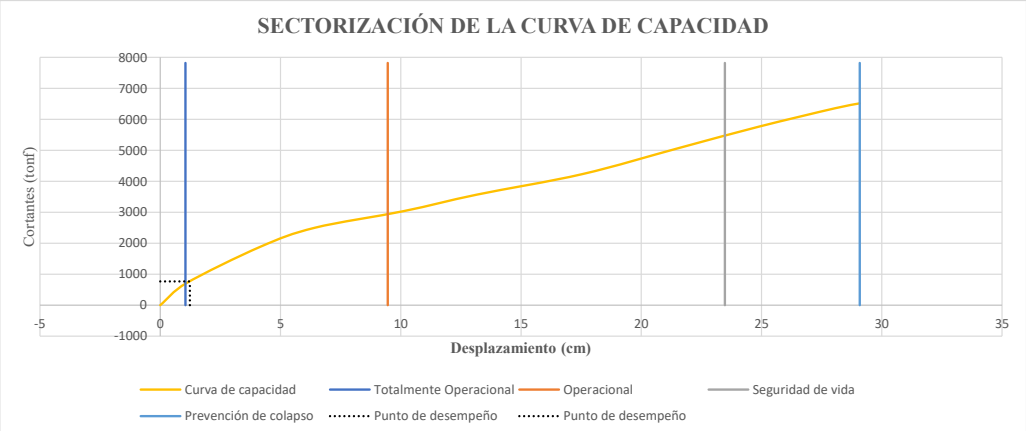
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

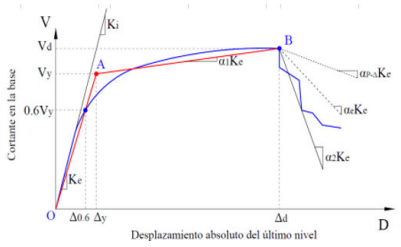
Operacional:	dy	1,049
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	9,460
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	23,478
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	29,085

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	2510,00	tonf	**Δ d:**	6,50	cm
Iterando:	**Vy:**	1030,00	tonf	**Δ y:**	1,54	cm
	0.6 Vy:	618,00	tonf	**0.6 Δ y:**	0,93	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 667,292 ton/cm

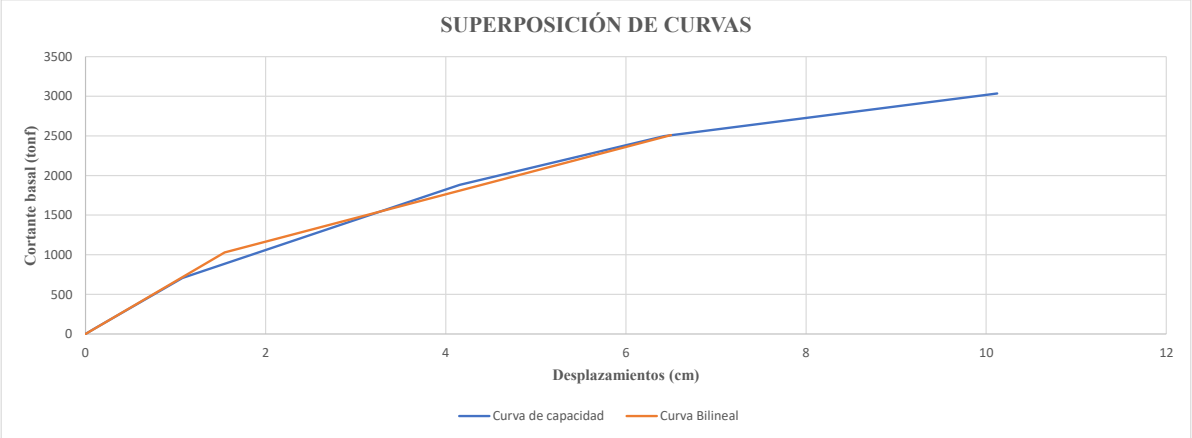
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 1,544 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	1030,00	1,54
B	2510,00	6,50

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,447

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,191	seg
Ke =	667,292	ton/cm
Ki =	667,292	ton/cm

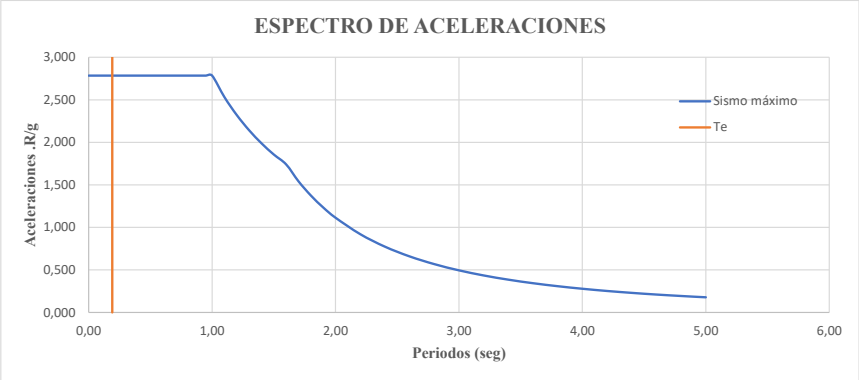
Te =	0,191	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo máximo

Te = 0,191 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**2,7844**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,282

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	2,784375	m/s2
Vy =	1030,00	tonf
W =	912,31	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	2,466	
α =	60	
T =	0,191	

Entonces

C1 =	**1,670**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,074**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,2816	
C1 =	1,6699	
C2 =	1,0737	
Sa =	2,7844	m/s2
T =	0,1910	seg
δ't =	0,0580	m
δ't =	**5,799**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	1,6886	cm
δprom =	1,6207	cm
n =	1,0419	

Entonces:

δt =	**6,042**	**cm**
V =	**2394,46**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	δ (cm)
Desempeño supuesto	2510,000	6,500
Desempeño máximo estimado	2394,461	6,042
Diferencia (%)	4,83%	7,57%
< 10%	OK	OK

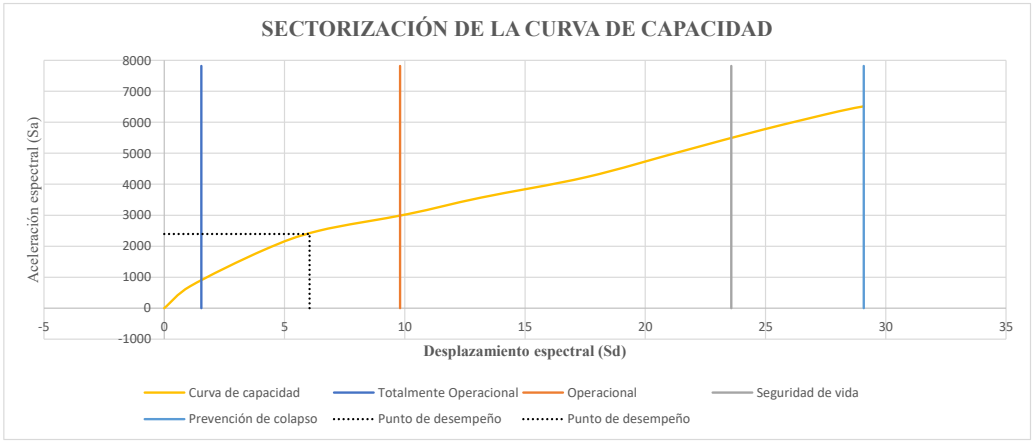
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	1,544
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	9,806
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	23,577
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	29,085

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



RESUMEN

SISMO DIRECCIÓN X-X	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	0,956	0,962	767,01	1,23
Sismo de Diseño	2,255	3,091	1808,94	3,96
Sismo Máximo (BSE-2E)	2,985	4,715	2394,46	6,04

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Operacional	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Operacional	Sí

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (ASCE/SEI 41-13, 2014)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Diseño	Operacional	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Operacional	Sí

Tabla 2-5 *Objetivos de desempeño*

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE_R)	m	n	o	p

Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto
Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:

Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)	g & l
Objetivos Mejorados	g & i, j, m, n, o, ó p l & e ó f g & l & a, ó b
Objetivos Limitados	k, m, n, ó solamente o solamente g solamente l c, d, e, ó f

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

ANEXO Nº 9:

CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN X (ASCE/SEI 41-13)-BLOQUE IV.

Determinacion de espectros de aceleraciones

Tipo de sismo	Diseño	BSE - 1E	BSE - 2E / Máximo
Probabilidad de excedencia	10	20	5
Vida útil de la estructura	50	50	50
Periodo de retorno (TRD)	475	225	975

	Aceleración espectral
Sismo de diseño	Sad = Z.U.C.S.g/R
Sismo BSE - 1E	Sa (BSE-1E) = 0.5 Sad
Sismo BSE - 2E / Máximo	Sa (BSE-2E) = 1.5 Sad

Determinación de los parámetros sísmicos:

Factor de zona: Z = 0,45
Factor de uso: U = 1,5
Factor de suelo: S = 1,1
Factor de amplificación sísmica "C":

Si: T < Tp , entonces: C = 2,5
Si: Tp < T < TL , entonces: C = 2.5 (Tp / T)
Si: T > TL , entonces: C = 2.5 (Tp . TL)/(T^2)

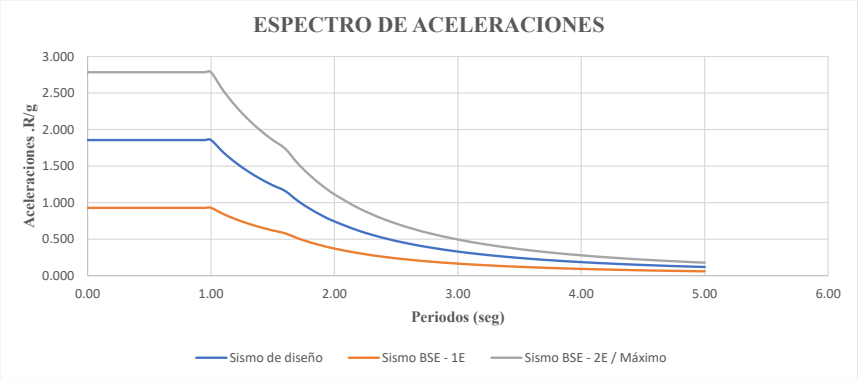
Donde:
T: Periodo de la estructura
Tp: Periodo largo de la estructura = 1,00 seg
TL: Periodo corto de la estructura = 1,60 seg

También sabemos que la aceleración de la gravedad es: g = 9,81 m/s2
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas: R = 1

Tabulacion de valores "T", "C" y "Sad"

T	C	Sad / g	Sa (BSE-1E) / g	Sa (BSE-2E) / g
0,00	2,500	1,856	0,928	2,784
0,02	2,500	1,856	0,928	2,784
0,04	2,500	1,856	0,928	2,784
0,06	2,500	1,856	0,928	2,784
0,08	2,500	1,856	0,928	2,784
0,10	2,500	1,856	0,928	2,784
0,12	2,500	1,856	0,928	2,784
0,14	2,500	1,856	0,928	2,784
0,16	2,500	1,856	0,928	2,784
0,18	2,500	1,856	0,928	2,784
0,20	2,500	1,856	0,928	2,784
0,25	2,500	1,856	0,928	2,784
0,30	2,500	1,856	0,928	2,784
0,35	2,500	1,856	0,928	2,784
0,40	2,500	1,856	0,928	2,784
0,45	2,500	1,856	0,928	2,784
0,50	2,500	1,856	0,928	2,784
0,55	2,500	1,856	0,928	2,784
0,60	2,500	1,856	0,928	2,784
0,65	2,500	1,856	0,928	2,784
0,70	2,500	1,856	0,928	2,784
0,75	2,500	1,856	0,928	2,784
0,80	2,500	1,856	0,928	2,784
0,85	2,500	1,856	0,928	2,784
0,90	2,500	1,856	0,928	2,784
0,95	2,500	1,856	0,928	2,784
1,00	2,500	1,856	0,928	2,784
1,10	2,273	1,688	0,844	2,531
1,20	2,083	1,547	0,773	2,320
1,30	1,923	1,428	0,714	2,142
1,40	1,786	1,326	0,663	1,989
1,50	1,667	1,238	0,619	1,856
1,60	1,563	1,160	0,580	1,740
1,70	1,384	1,028	0,514	1,542
1,80	1,235	0,917	0,458	1,375
1,90	1,108	0,823	0,411	1,234
2,00	1,000	0,743	0,371	1,114
2,20	0,826	0,614	0,307	0,920
2,40	0,694	0,516	0,258	0,773
2,60	0,592	0,439	0,220	0,659
2,80	0,510	0,379	0,189	0,568
3,00	0,444	0,330	0,165	0,495
3,20	0,391	0,290	0,145	0,435
3,40	0,346	0,257	0,128	0,385
3,60	0,309	0,229	0,115	0,344
3,80	0,277	0,206	0,103	0,309
4,00	0,250	0,186	0,093	0,278

4,20	0,227	0,168	0,084	0,253
4,40	0,207	0,153	0,077	0,230
4,60	0,189	0,140	0,070	0,211
4,80	0,174	0,129	0,064	0,193
5,00	0,160	0,119	0,059	0,178



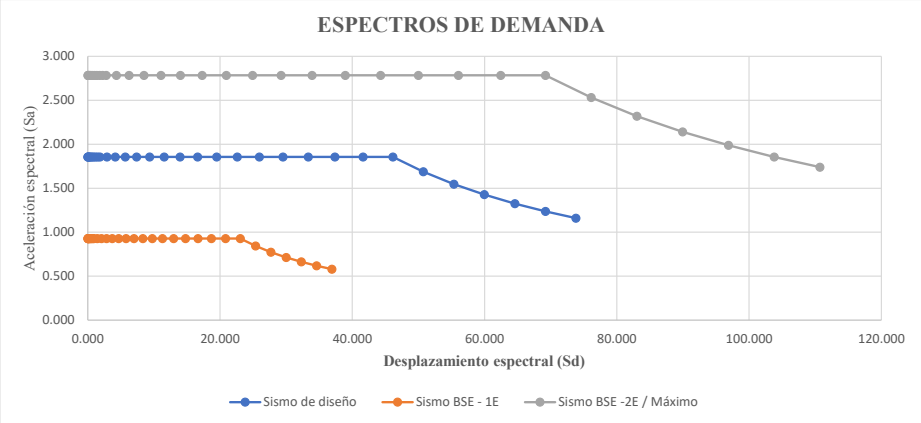
CONVERSION A ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

Conversion de espectro de aceleraciones a espectro de demanda

$$Sdi = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sai * g$$

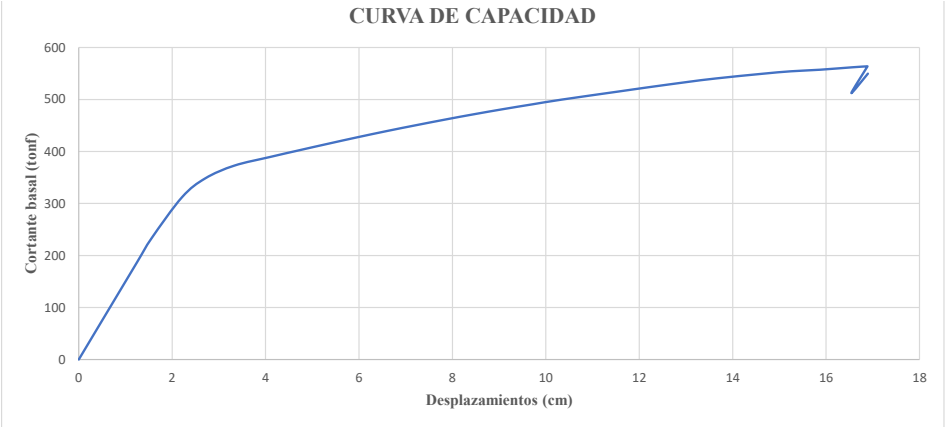
Donde: g = 981 cm/s

T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0,000	1,856	0,000	0,928	0,000	2,784	0,000
0,020	1,856	0,018	0,928	0,009	2,784	0,028
0,040	1,856	0,074	0,928	0,037	2,784	0,111
0,060	1,856	0,166	0,928	0,083	2,784	0,249
0,080	1,856	0,295	0,928	0,148	2,784	0,443
0,100	1,856	0,461	0,928	0,231	2,784	0,692
0,120	1,856	0,664	0,928	0,332	2,784	0,996
0,140	1,856	0,904	0,928	0,452	2,784	1,356
0,160	1,856	1,181	0,928	0,590	2,784	1,771
0,180	1,856	1,494	0,928	0,747	2,784	2,242
0,200	1,856	1,845	0,928	0,923	2,784	2,768
0,250	1,856	2,883	0,928	1,441	2,784	4,324
0,300	1,856	4,151	0,928	2,076	2,784	6,227
0,350	1,856	5,650	0,928	2,825	2,784	8,476
0,400	1,856	7,380	0,928	3,690	2,784	11,070
0,450	1,856	9,341	0,928	4,670	2,784	14,011
0,500	1,856	11,531	0,928	5,766	2,784	17,297
0,550	1,856	13,953	0,928	6,977	2,784	20,930
0,600	1,856	16,605	0,928	8,303	2,784	24,908
0,650	1,856	19,488	0,928	9,744	2,784	29,232
0,700	1,856	22,602	0,928	11,301	2,784	33,903
0,750	1,856	25,946	0,928	12,973	2,784	38,919
0,800	1,856	29,521	0,928	14,760	2,784	44,281
0,850	1,856	33,326	0,928	16,663	2,784	49,989
0,900	1,856	37,362	0,928	18,681	2,784	56,043
0,950	1,856	41,629	0,928	20,814	2,784	62,443
1,000	1,856	46,126	0,928	23,063	2,784	69,189
1,100	1,688	50,739	0,844	25,369	2,531	76,108
1,200	1,547	55,351	0,773	27,676	2,320	83,027
1,300	1,428	59,964	0,714	29,982	2,142	89,946
1,400	1,326	64,576	0,663	32,288	1,989	96,865
1,500	1,238	69,189	0,619	34,594	1,856	103,783
1,600	1,160	73,802	0,580	36,901	1,740	110,702



Curva de capacidad del análisis pushover obtenida a través del Software ETABS v17.0.1

Datos del Software Etabs v20.0.0		
Pasos guardados	**V**	**Desplazamiento**
	(ton)	**Δ roof (cm)**
1	0	0
2	93,6977	0,625
3	187,2909	1,25
4	234,186	1,5665
5	312,2594	2,2124
6	348,3304	2,7076
7	372,9119	3,3323
8	389,4585	4,0958
9	402,3928	4,7208
10	415,0877	5,3458
11	427,4597	5,9708
12	439,3418	6,5958
13	450,5871	7,2208
14	461,4213	7,8458
15	471,8169	8,4708
16	481,5996	9,0958
17	490,8376	9,7208
18	499,8537	10,3458
19	515,4872	11,5681
20	523,5006	12,1931
21	533,545	13,0198
22	540,4998	13,6448
23	549,3629	14,6226
24	554,2151	15,2476
25	557,2871	15,8726
26	561,9482	16,5624
27	563,7972	16,8861
28	563,8115	16,8876
29	512,3222	16,5412
30	549,7093	16,8956
31	549,7195	16,8957



Conversion de curva de capacidad a espectro de capacidad

$$Sa = \frac{V}{\alpha_I * \sum W} \qquad Sd = \frac{\Delta roof}{PF1 * \emptyset_{roof1}}$$

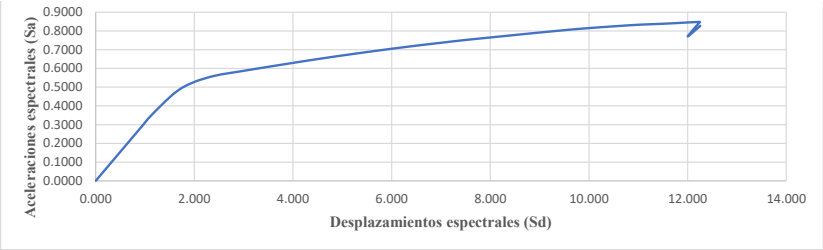
Donde:

$$PF1 = [\frac{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g}{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g}] \qquad \alpha 1 = \frac{(\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g)^2}{[\sum_{i=1}^{N} wi/g][\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g]}$$

Nivel	Peso (Wi) (tonf)	Masa (m) (tonf.s2/m)	Desplazamiento modal	Amplitud Ø i	(Ø i) ^2	Wi . Ø i / g	Wi (Ø i ^2) / g
4	148,61	15,15	0,0053	1,000	1,000	15,149	15,149
3	231,53	23,60	0,0041	0,774	0,598	18,257	14,124
2	226,18	23,06	0,0026	0,491	0,241	11,310	5,549
1	230,68	23,52	0,001	0,189	0,036	4,437	0,837
Suma	837,001	85,321				49,154	35,658
Factor de participación modal (PF1)						1,378	
Coeficiente de masa modal (α1)						0,794	

Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad	
Pasos guardados	Desplazamiento Δ roof (cm)	V (ton)	Sd	Sa
1	0	0	0,000	0,0000
2	0,625	93,6977	0,453	0,1410
3	1,25	187,2909	0,907	0,2818
4	1,5665	234,186	1,136	0,3523
5	2,2124	312,2594	1,605	0,4698
6	2,7076	348,3304	1,964	0,5240
7	3,3323	372,9119	2,417	0,5610
8	4,0958	389,4585	2,971	0,5859
9	4,7208	402,3928	3,425	0,6054
10	5,3458	415,0877	3,878	0,6245
11	5,9708	427,4597	4,331	0,6431
12	6,5958	439,3418	4,785	0,6610
13	7,2208	450,5871	5,238	0,6779
14	7,8458	461,4213	5,692	0,6942
15	8,4708	471,8169	6,145	0,7098
16	9,0958	481,5996	6,599	0,7245
17	9,7208	490,8376	7,052	0,7384
18	10,3458	499,8537	7,505	0,7520
19	11,5681	515,4872	8,392	0,7755
20	12,1931	523,5006	8,845	0,7876
21	13,0198	533,545	9,445	0,8027
22	13,6448	540,4998	9,899	0,8132
23	14,6226	549,3629	10,608	0,8265
24	15,2476	554,2151	11,061	0,8338
25	15,8726	557,2871	11,515	0,8384
26	16,5624	561,9482	12,015	0,8454
27	16,8861	563,7972	12,250	0,8482
28	16,8876	563,8115	12,251	0,8482
29	16,5412	512,3222	12,000	0,7708
30	16,8956	549,7093	12,257	0,8270
31	16,8957	549,7195	12,257	0,8270





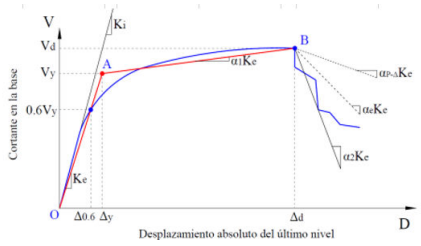
DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (PROPUESTA ASCE -SEI 41-13 - MÉTODO DE LOS COEFICIENTES)

Dirección de análisis: X

Patrón de cargas laterales: Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE DISEÑO (Según E.030)

1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	563,81	tonf	**Δ d:**	16,89	cm
Iterando:	**Vy:**	390,00	tonf	**Δ y:**	2,60	cm
	0.6 Vy:	234,00	tonf	**0.6 Δ y:**	1,56	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} = \quad 149{,}916 \quad \text{ton/cm}$$

$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} = \quad 2{,}601 \quad \text{cm}$$

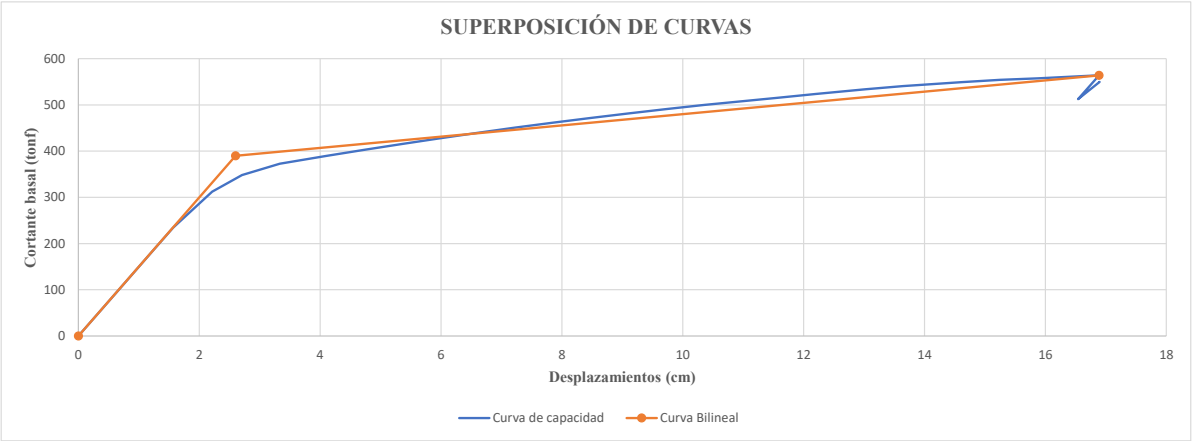
Para una cortante de 234 tonf con iteraciones le corresponde en la curva de capacidad un desplazamiento de 1.565 cm
El 60% del desplazamiento de fluencia asumido es de 1.56 por lo tanto el Vy asumido tiene una diferencia en valor absoluto de 0.005 y será escogido

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	390,00	2,60
B	563,81	16,89

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} = \quad 0{,}081$$

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo elástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,393	seg
Ke =	149,916	ton/cm
Ki =	149,916	ton/cm

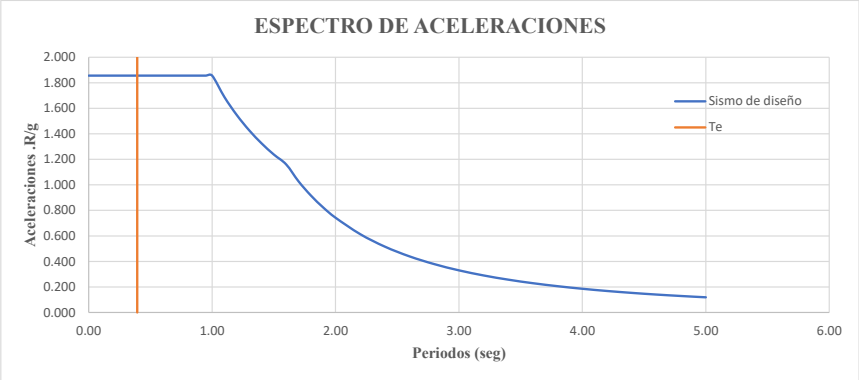
Te =	0,393	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de diseño

Te = 0,393 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	1,8563	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,378

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	1,85625	m/s2
Vy =	390,00	tonf
W =	858,54	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	4,086	
α =	60	
T =	0,393	

Entonces

C1 =	**1,333**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,077**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3785	
C1 =	1,3330	
C2 =	1,0771	
Sa =	1,8563	m/s2
T =	0,3930	seg
δ't =	0,1410	m
δ't =	**14,100**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde: $n = \frac{\delta max}{\delta prom}$

δmax =	8,6277	cm
δprom =	7,6551	cm
n =	1,1271	

Entonces:

δt =	**15,892**	**cm**
V =	**557,42**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	**δ (cm)**
Desempeño supuesto	563,812	16,888
Desempeño máximo estimado	557,416	15,892
Diferencia (%)	1,15%	6,27%
< 10%	OK	OK

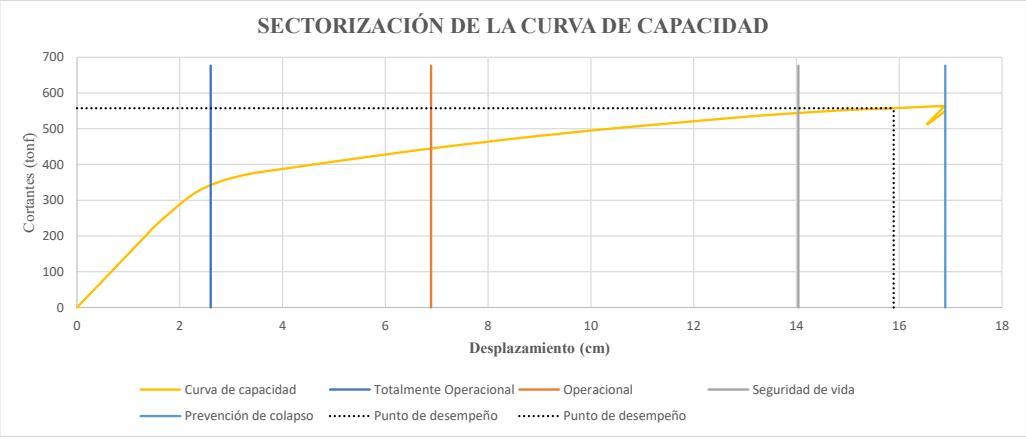
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	2,601
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	6,890
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	14,037
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	16,896

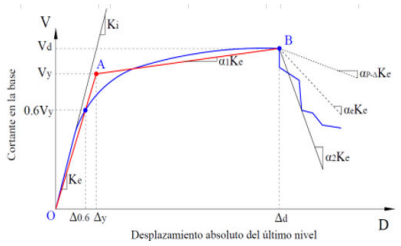
Nivel de desempeño sísmico:

Prevención de colapso



PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE SERVICIO (Según E.030)

1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	427,46	tonf	**Δ d:**	5,97	cm
Iterando:	**Vy:**	334,00	tonf	**Δ y:**	2,23	cm
	0.6 Vy:	200,40	tonf	**0.6 Δ y:**	1,34	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} = \quad 149{,}916 \quad \text{ton/cm}$$

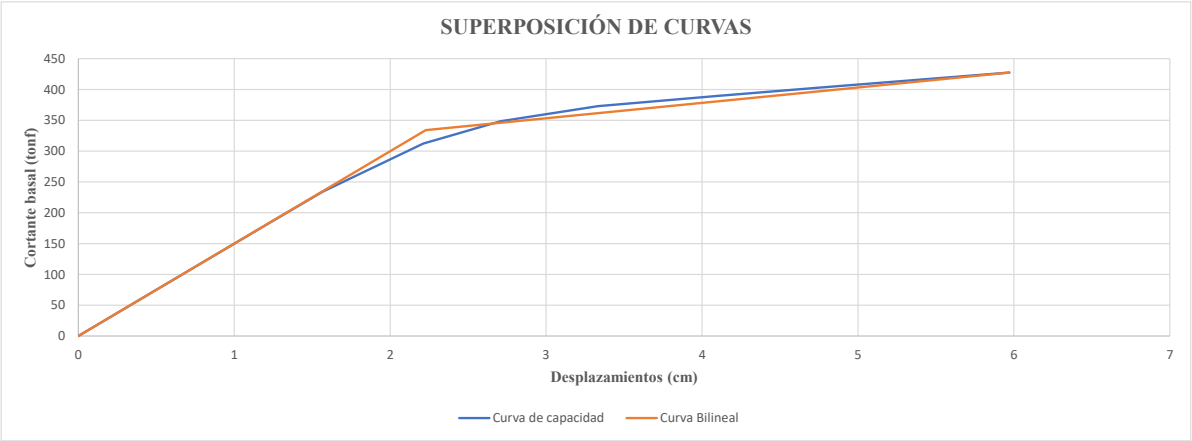
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} = \quad 2{,}228 \quad \text{cm}$$

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	334,00	2,23
B	427,46	5,97

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} = \quad 0{,}167$$

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,393	seg
Ke =	149,916	ton/cm
Ki =	149,916	ton/cm

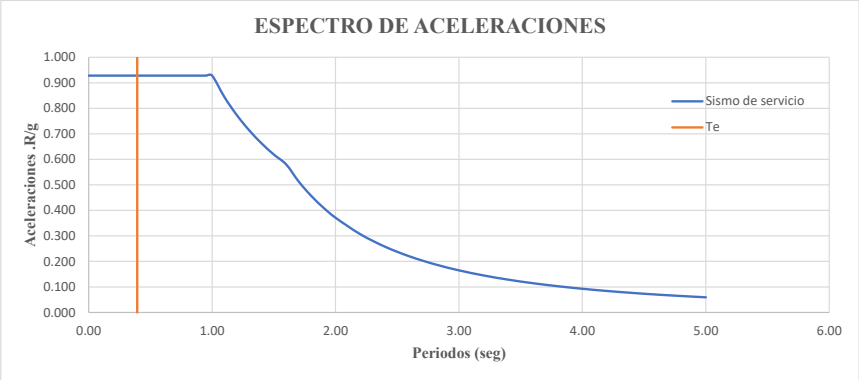
Te =	0,393	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de servicio

Te = 0,393 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**0,9281**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,378

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	0,928125	m/s2
Vy =	334,00	tonf
W =	858,54	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	2,386	
α =	60	
T =	0,393	

Entonces

C1 =	**1,150**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,016**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3785	
C1 =	1,1495	
C2 =	1,0155	
Sa =	0,9281	m/s2
T =	0,3930	seg
δ't =	0,0573	m
δ't =	**5,732**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	8,6277	cm
δprom =	7,6551	cm
n =	1,1271	

Entonces:

δt =	**6,460**	**cm**
V =	**436,77**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	δ (cm)
Desempeño supuesto	427,460	5,971
Desempeño máximo estimado	436,768	6,460
Diferencia (%)	2,13%	7,58%
< 10%	OK	OK

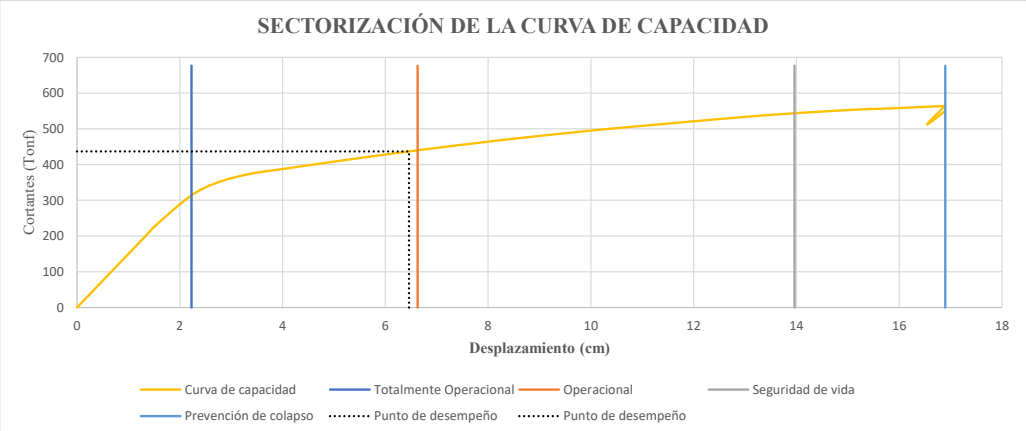
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

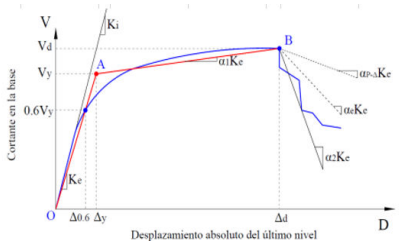
Operacional:	dy	2,228
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	6,628
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	13,962
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	16,896

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	549,72	tonf	**Δ d:**	16,90	cm
Iterando:	**Vy:**	410,00	tonf	**Δ y:**	2,73	cm
	0.6 Vy:	246,00	tonf	**0.6 Δ y:**	1,64	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} = \quad 149{,}916 \quad \text{ton/cm}$$

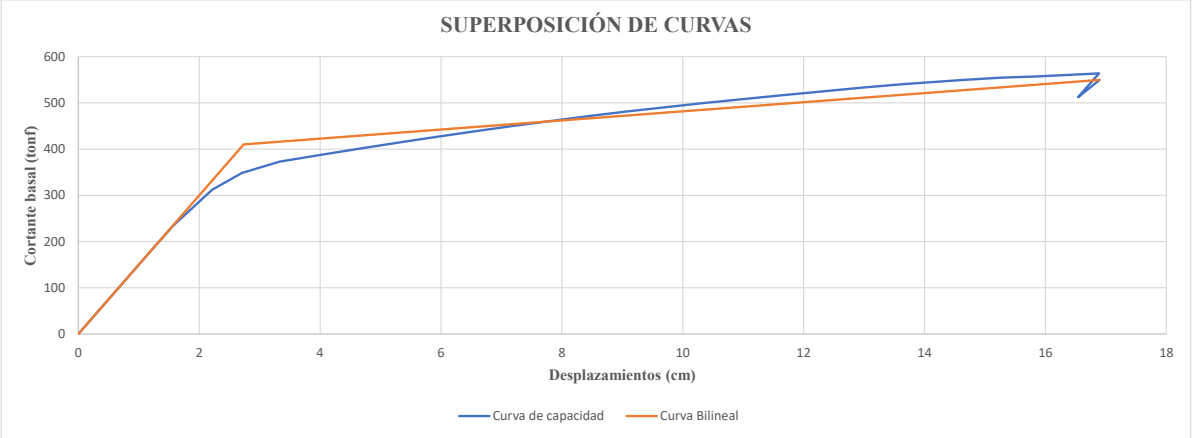
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} = \quad 2{,}735 \quad \text{cm}$$

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	410,00	2,73
B	549,72	16,90

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} = \quad 0{,}066$$

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,393	seg
Ke =	149,916	ton/cm
Ki =	149,916	ton/cm

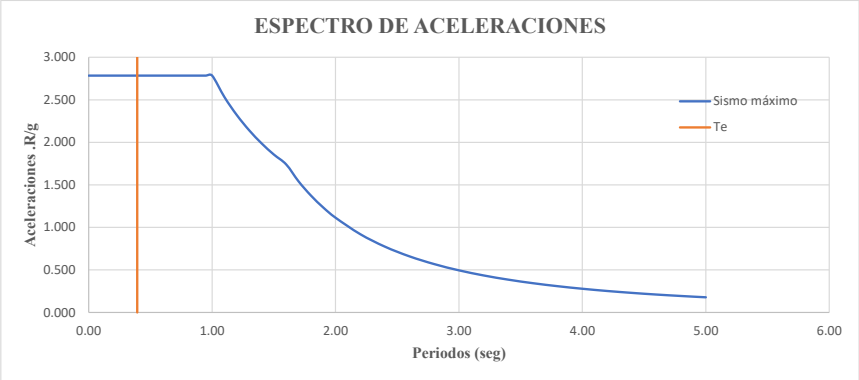
Te =	0,393	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo máximo

Te = 0,393 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**2,7844**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,378

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	2,784375	m/s2
Vy =	410,00	tonf
W =	858,54	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	5,830	
α =	60	
T =	0,393	

Entonces

C1 =	**1,521**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,189**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3785	
C1 =	1,5213	
C2 =	1,1888	
Sa =	2,7844	m/s2
T =	0,3930	seg
δ't =	0,2664	m
δ't =	**26,641**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	8,6277	cm
δprom =	7,6551	cm
n =	1,1271	

Entonces:

δt =	**30,026**	**cm**
V =	**563,81**	tonf

(Iterando)

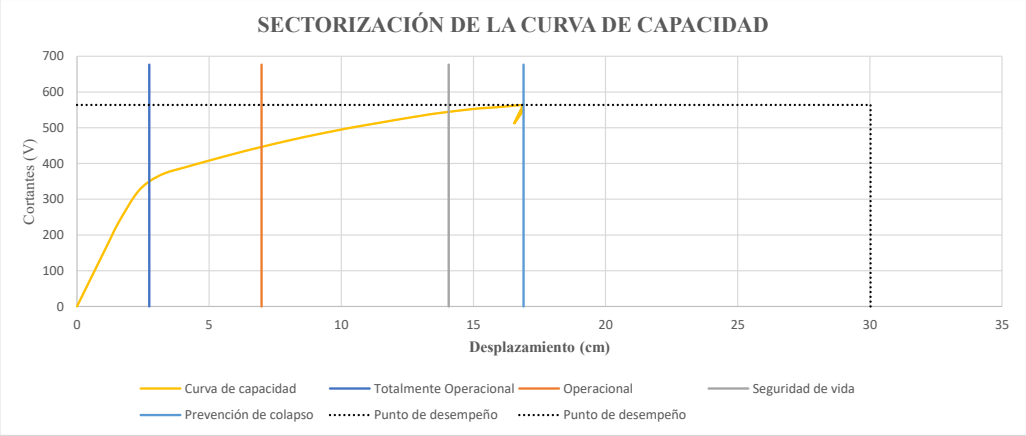
El desplazamiento máximo estimado di, no intercepta al espectro de capacidad por lo tanto no es posible la comparación con el desplazamiento supuesto inicial dpi

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	2,735
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	6,983
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	14,064
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	16,896

Nivel de desempeño sísmico:

Colapso



RESUMEN

SISMO DIRECCIÓN X-X	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	0,657	4,687	436,77	6,46
Sismo de Diseño	0,839	11,529	557,42	15,89
Sismo Máximo (BSE-2E)	0,848	21,782	563,81	30,03

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Prevención de colapso	No
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (ASCE/SEI 41-13, 2014)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Diseño	Prevención de colapso	No
Sismo Máximo (BSE-2E)	Colapso	No

Tabla 2-5 *Objetivos de desempeño*

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE_R)	m	n	o	p

Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto
Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:

Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)	g & l
Objetivos Mejorados	g & i, j, m, n, o, ó p l & e ó f g & l & a, ó b
Objetivos Limitados	k, m, n, ó solamente o solamente g solamente l c, d, e, ó f

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

ANEXO Nº 10:

CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN Y (ASCE/SEI 41-13)-BLOQUE IV.

Determinacion de espectros de aceleraciones

Tipo de sismo	Diseño	BSE - 1E	BSE - 2E / Máximo
Probabilidad de excedencia	10	20	5
Vida útil de la estructura	50	50	50
Periodo de retorno (TRD)	475	225	975

	Aceleración espectral
Sismo de diseño	Sad = Z.U.C.S.g/R
Sismo BSE - 1E	Sa (BSE-1E) = 0.5 Sad
Sismo BSE - 2E / Máximo	Sa (BSE-2E) = 1.5 Sad

Determinación de los parámetros sísmicos:

Factor de zona: Z = 0,45
Factor de uso: U = 1,5
Factor de suelo: S = 1,1
Factor de amplificación sísmica "C":

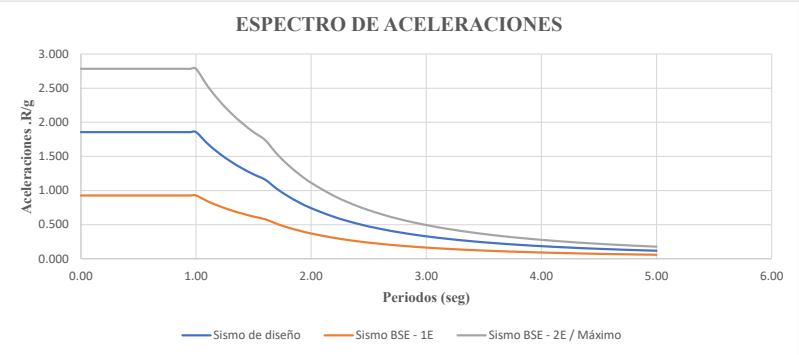
Si: T < Tp , entonces: C = 2,5
Si: Tp < T < TL , entonces: C = 2.5 (Tp / T)
Si: T > TL , entonces: C = 2.5 (Tp . TL)/(T^2)

Donde:
T: Periodo de la estructura
Tp: Periodo largo de la estructura = 1,00 seg
TL: Periodo corto de la estructura = 1,60 seg

También sabemos que la aceleración de la gravedad es: g = 9,81 m/s2
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas: R = 1

Tabulacion de valores "T", "C" y "Sad"

T	C	Sad / g	Sa (BSE-1E) / g	Sa (BSE-2E) / g
0,00	2,500	1,856	0,928	2,784
0,02	2,500	1,856	0,928	2,784
0,04	2,500	1,856	0,928	2,784
0,06	2,500	1,856	0,928	2,784
0,08	2,500	1,856	0,928	2,784
0,10	2,500	1,856	0,928	2,784
0,12	2,500	1,856	0,928	2,784
0,14	2,500	1,856	0,928	2,784
0,16	2,500	1,856	0,928	2,784
0,18	2,500	1,856	0,928	2,784
0,20	2,500	1,856	0,928	2,784
0,25	2,500	1,856	0,928	2,784
0,30	2,500	1,856	0,928	2,784
0,35	2,500	1,856	0,928	2,784
0,40	2,500	1,856	0,928	2,784
0,45	2,500	1,856	0,928	2,784
0,50	2,500	1,856	0,928	2,784
0,55	2,500	1,856	0,928	2,784
0,60	2,500	1,856	0,928	2,784
0,65	2,500	1,856	0,928	2,784
0,70	2,500	1,856	0,928	2,784
0,75	2,500	1,856	0,928	2,784
0,80	2,500	1,856	0,928	2,784
0,85	2,500	1,856	0,928	2,784
0,90	2,500	1,856	0,928	2,784
0,95	2,500	1,856	0,928	2,784
1,00	2,500	1,856	0,928	2,784
1,10	2,273	1,688	0,844	2,531
1,20	2,083	1,547	0,773	2,320
1,30	1,923	1,428	0,714	2,142
1,40	1,786	1,326	0,663	1,989
1,50	1,667	1,238	0,619	1,856
1,60	1,563	1,160	0,580	1,740
1,70	1,384	1,028	0,514	1,542
1,80	1,235	0,917	0,458	1,375
1,90	1,108	0,823	0,411	1,234
2,00	1,000	0,743	0,371	1,114
2,20	0,826	0,614	0,307	0,920
2,40	0,694	0,516	0,258	0,773
2,60	0,592	0,439	0,220	0,659
2,80	0,510	0,379	0,189	0,568
3,00	0,444	0,330	0,165	0,495
3,20	0,391	0,290	0,145	0,435
3,40	0,346	0,257	0,128	0,385
3,60	0,309	0,229	0,115	0,344
3,80	0,277	0,206	0,103	0,309
4,00	0,250	0,186	0,093	0,278
4,20	0,227	0,168	0,084	0,253
4,40	0,207	0,153	0,077	0,230
4,60	0,189	0,140	0,070	0,211
4,80	0,174	0,129	0,064	0,193
5,00	0,160	0,119	0,059	0,178



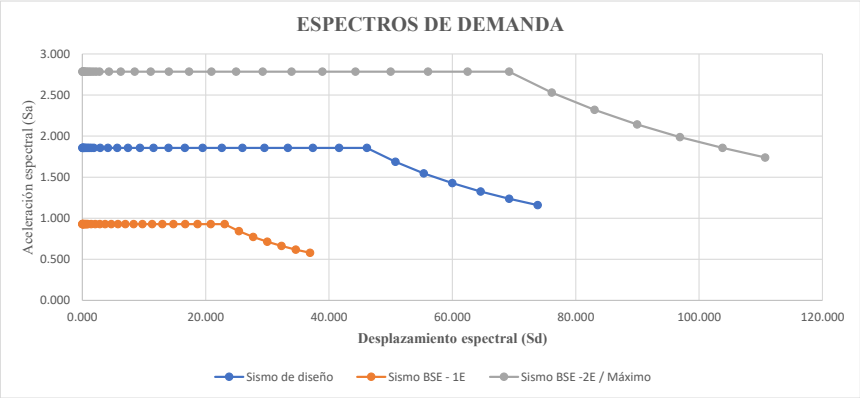
CONVERSION A ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

Conversion de espectro de aceleraciones a espectro de demanda

$$Sdi = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sai * g$$

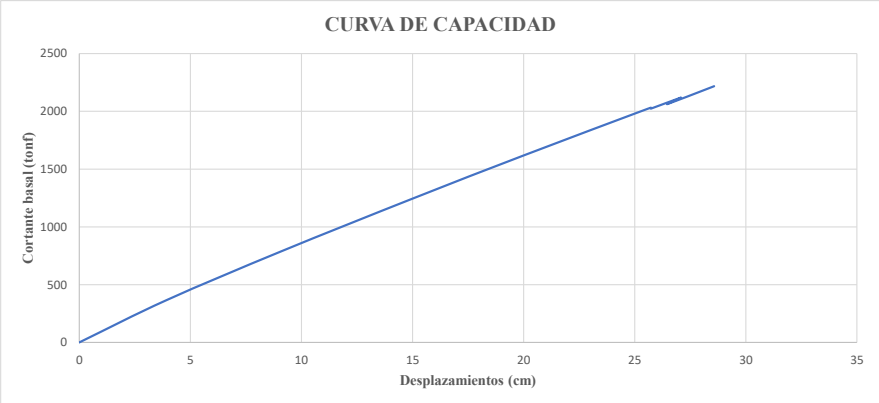
Donde: g = 981 cm/s

T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0,000	1,856	0,000	0,928	0,000	2,784	0,000
0,020	1,856	0,018	0,928	0,009	2,784	0,028
0,040	1,856	0,074	0,928	0,037	2,784	0,111
0,060	1,856	0,166	0,928	0,083	2,784	0,249
0,080	1,856	0,295	0,928	0,148	2,784	0,443
0,100	1,856	0,461	0,928	0,231	2,784	0,692
0,120	1,856	0,664	0,928	0,332	2,784	0,996
0,140	1,856	0,904	0,928	0,452	2,784	1,356
0,160	1,856	1,181	0,928	0,590	2,784	1,771
0,180	1,856	1,494	0,928	0,747	2,784	2,242
0,200	1,856	1,845	0,928	0,923	2,784	2,768
0,250	1,856	2,883	0,928	1,441	2,784	4,324
0,300	1,856	4,151	0,928	2,076	2,784	6,227
0,350	1,856	5,650	0,928	2,825	2,784	8,476
0,400	1,856	7,380	0,928	3,690	2,784	11,070
0,450	1,856	9,341	0,928	4,670	2,784	14,011
0,500	1,856	11,531	0,928	5,766	2,784	17,297
0,550	1,856	13,953	0,928	6,977	2,784	20,930
0,600	1,856	16,605	0,928	8,303	2,784	24,908
0,650	1,856	19,488	0,928	9,744	2,784	29,232
0,700	1,856	22,602	0,928	11,301	2,784	33,903
0,750	1,856	25,946	0,928	12,973	2,784	38,919
0,800	1,856	29,521	0,928	14,760	2,784	44,281
0,850	1,856	33,326	0,928	16,663	2,784	49,989
0,900	1,856	37,362	0,928	18,681	2,784	56,043
0,950	1,856	41,629	0,928	20,814	2,784	62,443
1,000	1,856	46,126	0,928	23,063	2,784	69,189
1,100	1,688	50,739	0,844	25,369	2,531	76,108
1,200	1,547	55,351	0,773	27,676	2,320	83,027
1,300	1,428	59,964	0,714	29,982	2,142	89,946
1,400	1,326	64,576	0,663	32,288	1,989	96,865
1,500	1,238	69,189	0,619	34,594	1,856	103,783
1,600	1,160	73,802	0,580	36,901	1,740	110,702



Curva de capacidad del análisis pushover obtenida a través del Software ETABS v17.0.1

		Datos del Software Etabs v20.0.0		
		Pasos guardados	V (ton)	Desplazamiento Δ roof (cm)
		1	0	0
366,0517	3,9273	2	366,0517	3,9273
789,5042	9,1042	3	789,5042	9,1042
1241,1835	14,9572	4	1241,1835	14,9572
1617,7599	19,9956	5	1617,7599	19,9956
1996,9179	25,2317	6	1996,9179	25,2317
2031,911	25,7312	7	2031,911	25,7312
2023,4057	25,7317	8	2023,4057	25,7317
2119,2399	27,0836	9	2119,2399	27,0836
2064,4135	26,4907	10	2064,4135	26,4907
		11	2217,4715	28,5743



Conversion de curva de capacidad a espectro de capacidad

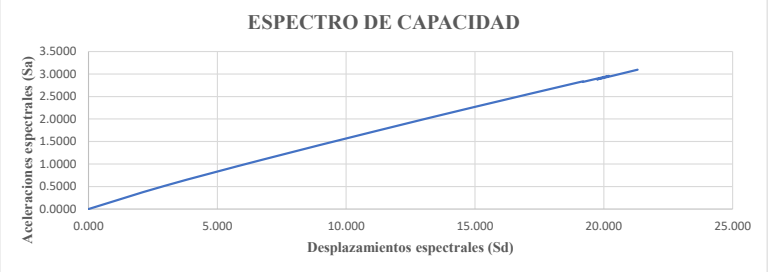
$$Sa = \frac{V}{\alpha_I * \sum W} \qquad Sd = \frac{\Delta roof}{PF1 * \emptyset_{roof1}}$$

Donde:

$$PF1 = [\frac{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g}{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g}] \qquad \alpha 1 = \frac{(\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g)^2}{[\sum_{i=1}^{N} wi/g][\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g]}$$

Nivel	Peso (Wi) (tonf)	Masa (m) (tonf.s2/m)	Desplazamiento modal	Amplitud Ø i	(Ø i) ^2	Wi . Ø i / g	Wi (Ø i ^2) / g
4	148,61	15,15	0,005	1,000	1,000	15,149	15,149
3	231,53	23,60	0,0041	0,820	0,672	19,353	15,869
2	226,18	23,06	0,0029	0,580	0,336	13,372	7,756
1	230,68	23,52	0,0014	0,280	0,078	6,584	1,844
Suma	837,001	85,321				54,459	40,618
Factor de participación modal (PF1)						1,341	
Coeficiente de masa modal (α1)						0,856	

Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad	
Pasos guardados	Desplazamiento Δ roof (cm)	V (ton)	Sd	Sa
1	0	0	0,000	0,0000
2	3,9273	366,0517	2,929	0,5110
3	9,1042	789,5042	6,790	1,1022
4	14,9572	1241,1835	11,156	1,7328
5	19,9956	1617,7599	14,914	2,2586
6	25,2317	1996,9179	18,819	2,7879
7	25,7312	2031,911	19,192	2,8368
8	25,7317	2023,4057	19,192	2,8249
9	27,0836	2119,2399	20,200	2,9587
10	26,4907	2064,4135	19,758	2,8821
11	28,5743	2217,4715	21,312	3,0958



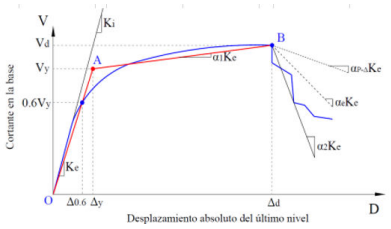
DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (PROPUESTA ASCE -SEI 41-13 - MÉTODO DE LOS COEFICIENTES)

Dirección de análisis: Y

Patrón de cargas laterales: Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE DISEÑO (Según E.030)

1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	2217,47	tonf	**Δ d:**	28,57	cm
Iterando:	**Vy:**	715,00	tonf	**Δ y:**	7,67	cm
	0.6 Vy:	429,00	tonf	**0.6 Δ y:**	4,60	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 93,207 ton/cm

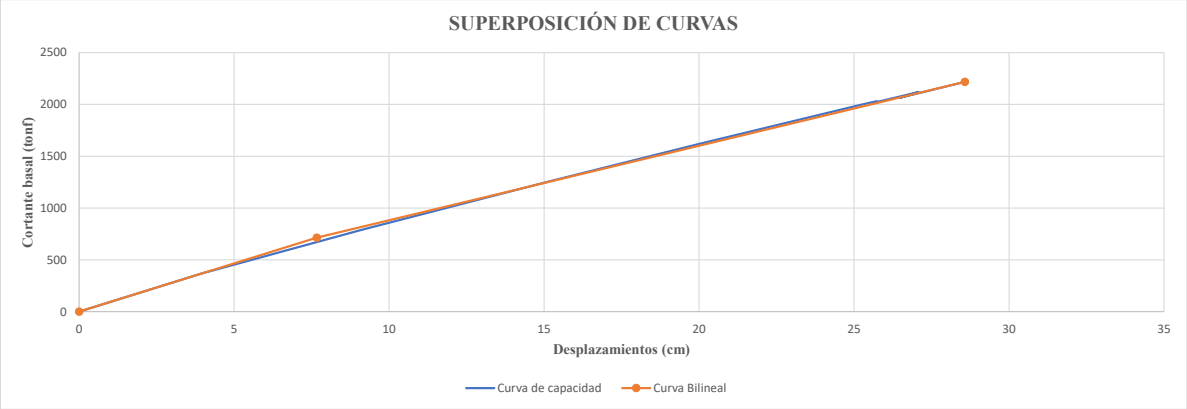
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 7,671 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	715,00	7,67
B	2217,47	28,57

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,771

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

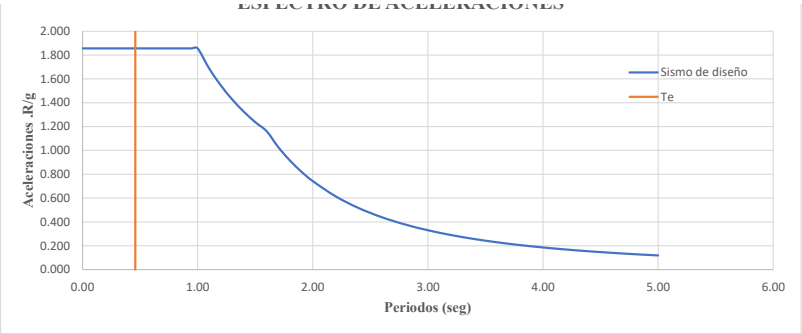
Ti =	0,458	seg
Ke =	93,207	ton/cm
Ki =	93,207	ton/cm

Te =	0,458	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de diseño

Te = 0,458 seg

Del gráfico se obtiene: SaD = **1,8563** m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:	**C0 =**	1,341

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	1,85625	m/s2
Vy =	715,00	tonf
W =	858,54	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	2,229	
α =	60	
T =	0,458	

Entonces	**C1 =**	**1,098**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,009**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3408	
C1 =	1,0976	
C2 =	1,0090	
Sa =	1,8563	m/s2
T =	0,4580	seg

δ't =	0,1437	m
δ't =	**14,367**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde: $n = \frac{\delta max}{\delta prom}$

δmax =	13,506	cm
δprom =	12,295	cm

n = 1,0985

Entonces:

δt =	**15,782**	**cm**
V =	**1301,88**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	**δ (cm)**
Desempeño supuesto	2217,472	28,574
Desempeño máximo estimado	1301,885	15,782
Diferencia (%)	70,33%	81,05%
< 10%	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

Se vuelve a iterar los procedimientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

Supuesto:	**Vd:**	1312,00	tonf	**Δ d:**	15,92	cm
Iterando:	**Vy:**	468,00	tonf	**Δ y:**	5,02	cm
	0.6 Vy:	280,80	tonf	**0.6 Δ y:**	3,01	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 93,207 ton/cm

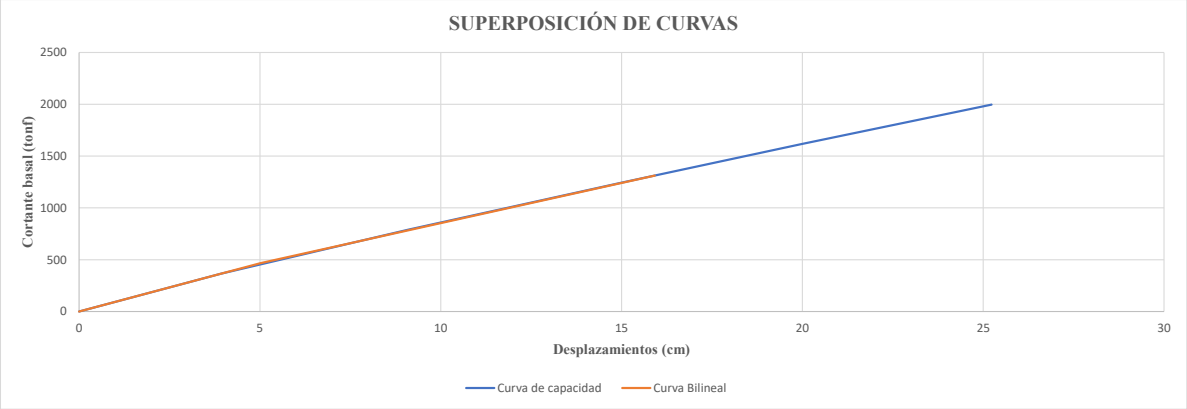
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 5,021 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	468,00	5,02
B	1312,00	15,92

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} = \qquad 0{,}831$$

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,393	seg
Ke =	93,207	ton/cm
Ki =	93,207	ton/cm

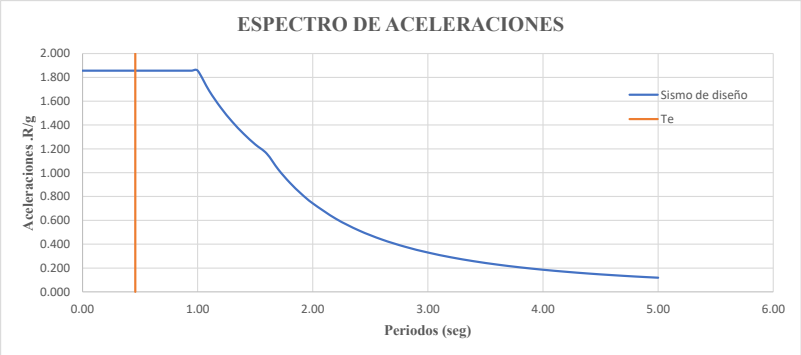
Te =	0,393	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de diseño

Te = 0,458 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**1,8563**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,341

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo
α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7
- α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)
- α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)
- α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente
Vy: Cortante de cedencia
W: Peso de la estructura
Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo
Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg
Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	1,85625	m/s2
Vy =	468,00	tonf
W =	858,54	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	3,405	
α =	60	
T =	0,458	

Entonces **C1 = 1,191**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,034**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3408	
C1 =	1,1911	
C2 =	1,0345	
Sa =	1,8563	m/s2
T =	0,4580	seg
δ't =	0,1598	m
δ't =	**15,984**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	13,506	cm
δprom =	12,295	cm
n =	1,0985	

Entonces:

δt =	**17,559**	**cm**
V =	**1435,63**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	δ (cm)
Desempeño supuesto	1312,000	15,920
Desempeño máximo estimado	1435,630	17,559
Diferencia (%)	8,61%	9,33%
< 10%	OK	OK

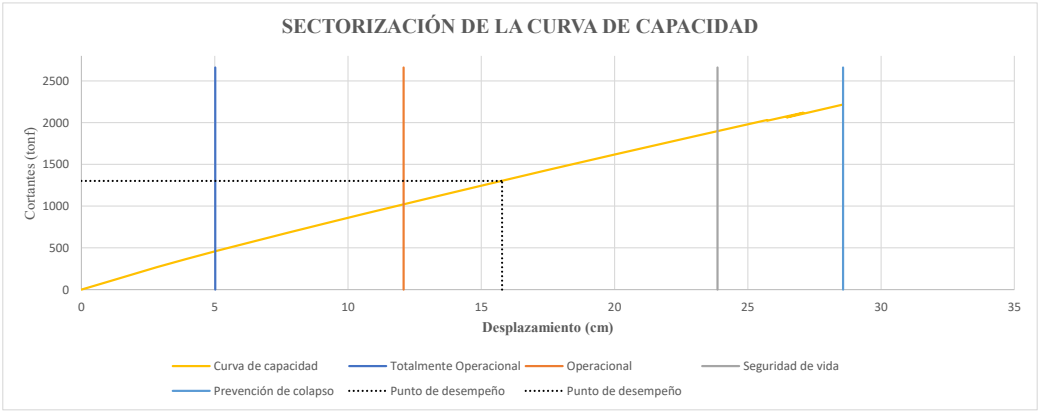
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	5,021
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	12,087
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	23,864
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	28,574

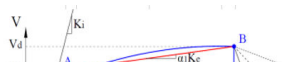
Nivel de desempeño sísmico:

Seguridad de vida

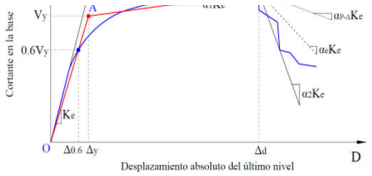


PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE SERVICIO (Según E.030)

1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:



Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	645,00	tonf	**Δ d:**	7,40	cm
Iterando:	**Vy:**	365,00	tonf	**Δ y:**	3,92	cm
	0.6 Vy:	219,00	tonf	**0.6 Δ y:**	2,35	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 93,207 ton/cm

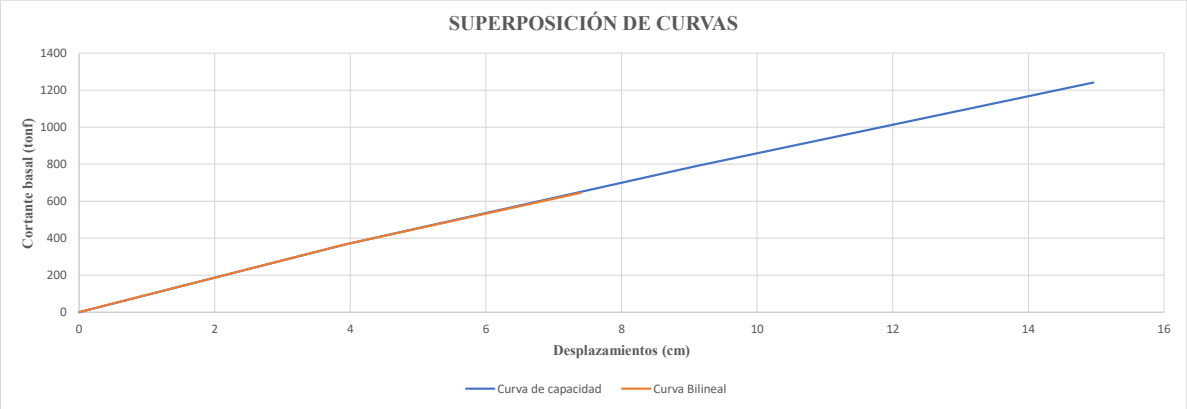
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 3,916 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	365,00	3,92
B	645,00	7,40

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,862

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,458	seg
Ke =	93,207	ton/cm
Ki =	93,207	ton/cm

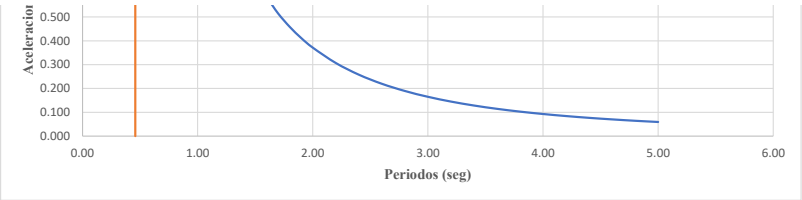
Te =	0,458	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de servicio

Te = 0,458 seg

Del gráfico se obtiene: SaD = **0,9281** m/s2





4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:	**C0 =**	1,341

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

- α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)
- α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)
- α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	0,928125	m/s2
Vy =	365,00	tonf
W =	858,54	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	2,183	
α =	60	
T =	0,458	

Entonces	**C1 =**	**1,094**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,008**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3408	
C1 =	1,0940	
C2 =	1,0083	
Sa =	0,9281	m/s2
T =	0,4580	seg
δ't =	0,0716	m
δ't =	**7,155**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	13,506	cm
δprom =	12,295	cm
n =	1,0985	

Entonces:

δt =	**7,860**	**cm**
V =	**687,73**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	**δ (cm)**
Desempeño supuesto	645,000	7,400
Desempeño máximo estimado	687,728	7,860
Diferencia (%)	6,21%	5,85%
< 10%	OK	OK

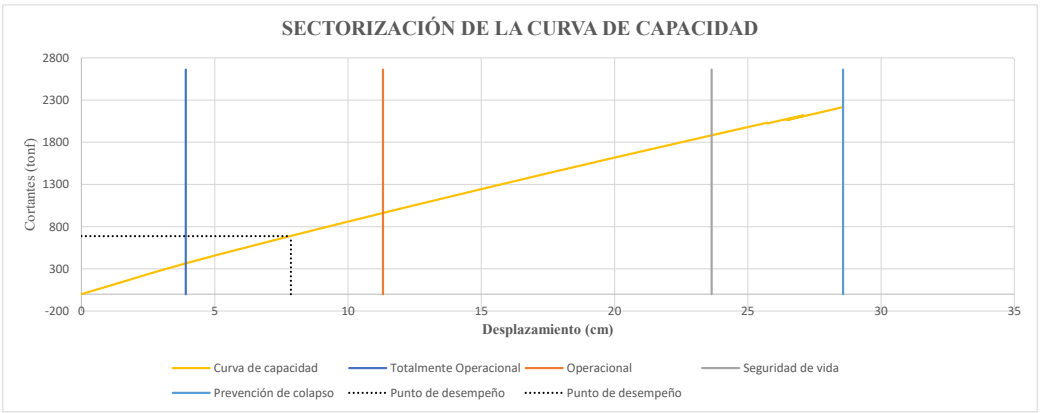
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	3,916
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	11,314
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	23,643
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	28,574

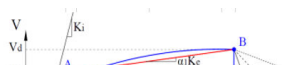
Nivel de desempeño sísmico:

Operacional

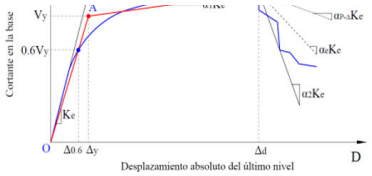


PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO MÁXIMO (Según E.030)

1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:



Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	2100,00	tonf	**Δ d:**	26,85	cm
Iterando:	**Vy:**	590,00	tonf	**Δ y:**	6,33	cm
	0.6 Vy:	354,00	tonf	**0.6 Δ y:**	3,80	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 93,207 ton/cm

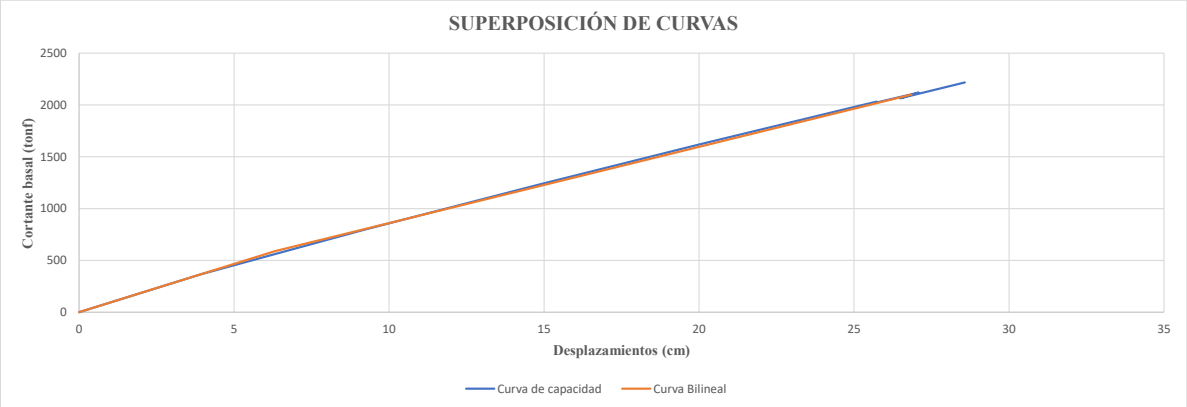
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 6,330 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	590,00	6,33
B	2100,00	26,85

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,789

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,458	seg
Ke =	93,207	ton/cm
Ki =	93,207	ton/cm

Te =	0,458	seg

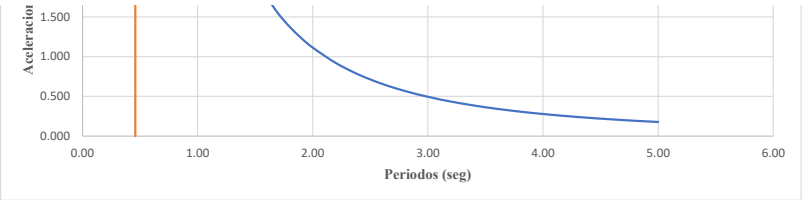
3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo máximo

Te = 0,458 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**2,7844**	m/s2





4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:	**C0 =**	1,341

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

- α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)
- α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)
- α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	2,784375	m/s2
Vy =	590,00	tonf
W =	858,54	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	4,052	
α =	60	
T =	0,458	

Entonces	**C1 =**	**1,242**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,055**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3408	
C1 =	1,2425	
C2 =	1,0555	
Sa =	2,7844	m/s2
T =	0,4580	seg
δ't =	0,2552	m
δ't =	**25,519**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	13,506	cm
δprom =	12,295	cm
n =	1,0985	

Entonces:

δt =	**28,032**	**cm**
V =	**2166,98**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	**δ (cm)**
Desempeño supuesto	2100,000	26,850
Desempeño máximo estimado	2166,979	28,032
Diferencia (%)	3,09%	4,22%
< 10%	OK	OK

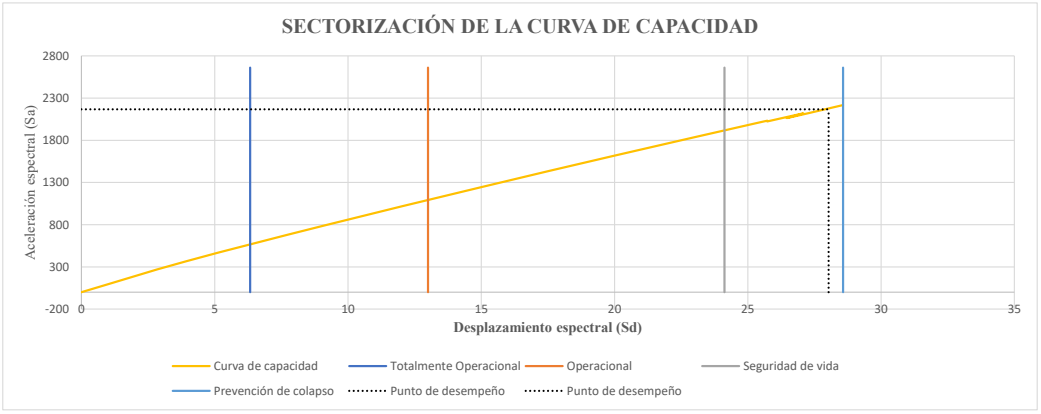
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	6,330
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	13,003
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	24,125
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	28,574

Nivel de desempeño sísmico:

Prevención de colapso



RESUMEN

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	**Coordenadas Espectrales**		**Cortante vs Desplazamiento**	
	Sa	**Sd**	**V (tonf)**	**Δ roof (cm)**
Sismo de Servicio (BSE-1E)	0,960	5,862	687,73	7,86
Sismo de Diseño	2,004	13,096	1435,63	17,56

Sismo Máximo (BSE-2E)	3,025	20,908	2166,98	28,03

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Seguridad de vida	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Prevención de colapso	Sí

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (ASCE/SEI 41-13, 2014)

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Diseño	Seguridad de vida	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Prevención de colapso	Sí

Tabla 2-5 *Objetivos de desempeño*

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	**Ocupación Inmediata (1-B)**	**Seguridad de Vida (3-C)**	**Prevención de Colapso (5-D)**
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE_R)	m	n	o	p

Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto
Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:

Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)	g & l
Objetivos Mejorados	g & i, j, m, n, o, ó p l & e ó f g & l & a, ó b
Objetivos Limitados	k, m, n, ó solamente o solamente g solamente l c, d, e, ó f

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

ANEXO Nº 11:

CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN X (ASCE/SEI 41-13)-TANQUE ELEVADO.

Determinacion de espectros de aceleraciones

Tipo de sismo	Diseño	BSE - 1E	BSE - 2E / Máximo
Probabilidad de excedencia	10	20	5
Vida útil de la estructura	50	50	50
Periodo de retorno (TRD)	475	225	975

	Aceleración espectral
Sismo de diseño	Sad = Z.U.C.S.g/R
Sismo BSE - 1E	Sa (BSE-1E) = 0.5 Sad
Sismo BSE - 2E / Máximo	Sa (BSE-2E) = 1.5 Sad

Determinación de los parámetros sísmicos:

Factor de zona: Z = 0,45
Factor de uso: U = 1,5
Factor de suelo: S = 1,1
Factor de amplificación sísmica "C":

Si: T < Tp , entonces: C = 2,5
Si: Tp < T < TL , entonces: C = 2.5 (Tp / T)
Si: T > TL , entonces: C = 2.5 (Tp . TL)/(T^2)

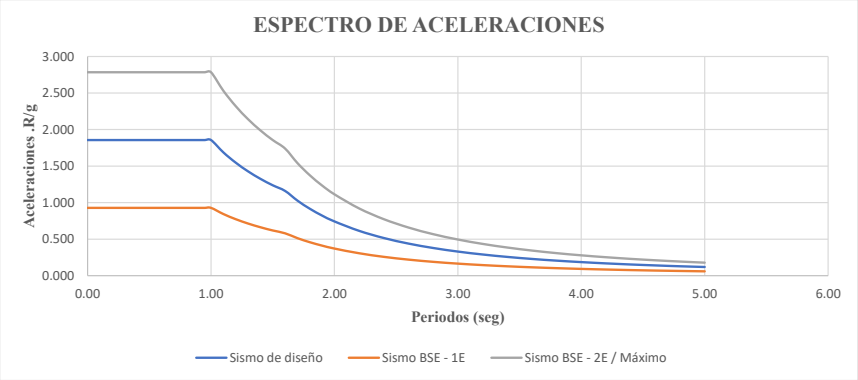
Donde:
T: Periodo de la estructura
Tp: Periodo largo de la estructura = 1,00 seg
TL: Periodo corto de la estructura = 1,60 seg

También sabemos que la aceleración de la gravedad es: g = 9,81 m/s2
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas: R = 1

Tabulacion de valores "T", "C" y "Sad"

T	C	Sad / g	Sa (BSE-1E) / g	Sa (BSE-2E) / g
0,00	2,500	1,856	0,928	2,784
0,02	2,500	1,856	0,928	2,784
0,04	2,500	1,856	0,928	2,784
0,06	2,500	1,856	0,928	2,784
0,08	2,500	1,856	0,928	2,784
0,10	2,500	1,856	0,928	2,784
0,12	2,500	1,856	0,928	2,784
0,14	2,500	1,856	0,928	2,784
0,16	2,500	1,856	0,928	2,784
0,18	2,500	1,856	0,928	2,784
0,20	2,500	1,856	0,928	2,784
0,25	2,500	1,856	0,928	2,784
0,30	2,500	1,856	0,928	2,784
0,35	2,500	1,856	0,928	2,784
0,40	2,500	1,856	0,928	2,784
0,45	2,500	1,856	0,928	2,784
0,50	2,500	1,856	0,928	2,784
0,55	2,500	1,856	0,928	2,784
0,60	2,500	1,856	0,928	2,784
0,65	2,500	1,856	0,928	2,784
0,70	2,500	1,856	0,928	2,784
0,75	2,500	1,856	0,928	2,784
0,80	2,500	1,856	0,928	2,784
0,85	2,500	1,856	0,928	2,784
0,90	2,500	1,856	0,928	2,784
0,95	2,500	1,856	0,928	2,784
1,00	2,500	1,856	0,928	2,784
1,10	2,273	1,688	0,844	2,531
1,20	2,083	1,547	0,773	2,320
1,30	1,923	1,428	0,714	2,142
1,40	1,786	1,326	0,663	1,989
1,50	1,667	1,238	0,619	1,856
1,60	1,563	1,160	0,580	1,740
1,70	1,384	1,028	0,514	1,542
1,80	1,235	0,917	0,458	1,375
1,90	1,108	0,823	0,411	1,234
2,00	1,000	0,743	0,371	1,114
2,20	0,826	0,614	0,307	0,920
2,40	0,694	0,516	0,258	0,773
2,60	0,592	0,439	0,220	0,659
2,80	0,510	0,379	0,189	0,568
3,00	0,444	0,330	0,165	0,495
3,20	0,391	0,290	0,145	0,435
3,40	0,346	0,257	0,128	0,385
3,60	0,309	0,229	0,115	0,344
3,80	0,277	0,206	0,103	0,309
4,00	0,250	0,186	0,093	0,278

4,20	0,227	0,168	0,084	0,253
4,40	0,207	0,153	0,077	0,230
4,60	0,189	0,140	0,070	0,211
4,80	0,174	0,129	0,064	0,193
5,00	0,160	0,119	0,059	0,178



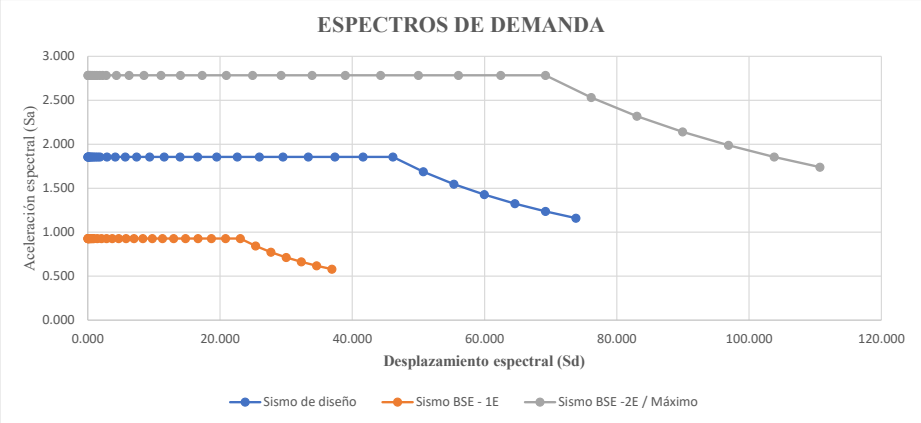
CONVERSION A ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

Conversion de espectro de aceleraciones a espectro de demanda

$$Sdi = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sai * g$$

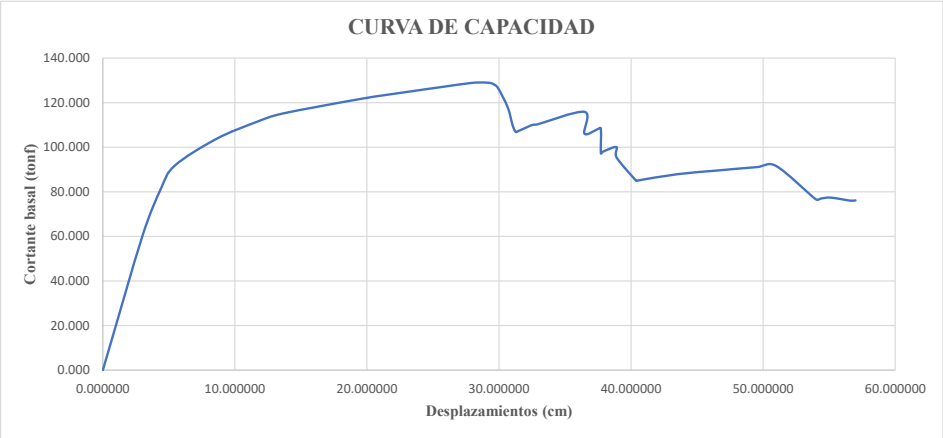
Donde: g = 981 cm/s

T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0,000	1,856	0,000	0,928	0,000	2,784	0,000
0,020	1,856	0,018	0,928	0,009	2,784	0,028
0,040	1,856	0,074	0,928	0,037	2,784	0,111
0,060	1,856	0,166	0,928	0,083	2,784	0,249
0,080	1,856	0,295	0,928	0,148	2,784	0,443
0,100	1,856	0,461	0,928	0,231	2,784	0,692
0,120	1,856	0,664	0,928	0,332	2,784	0,996
0,140	1,856	0,904	0,928	0,452	2,784	1,356
0,160	1,856	1,181	0,928	0,590	2,784	1,771
0,180	1,856	1,494	0,928	0,747	2,784	2,242
0,200	1,856	1,845	0,928	0,923	2,784	2,768
0,250	1,856	2,883	0,928	1,441	2,784	4,324
0,300	1,856	4,151	0,928	2,076	2,784	6,227
0,350	1,856	5,650	0,928	2,825	2,784	8,476
0,400	1,856	7,380	0,928	3,690	2,784	11,070
0,450	1,856	9,341	0,928	4,670	2,784	14,011
0,500	1,856	11,531	0,928	5,766	2,784	17,297
0,550	1,856	13,953	0,928	6,977	2,784	20,930
0,600	1,856	16,605	0,928	8,303	2,784	24,908
0,650	1,856	19,488	0,928	9,744	2,784	29,232
0,700	1,856	22,602	0,928	11,301	2,784	33,903
0,750	1,856	25,946	0,928	12,973	2,784	38,919
0,800	1,856	29,521	0,928	14,760	2,784	44,281
0,850	1,856	33,326	0,928	16,663	2,784	49,989
0,900	1,856	37,362	0,928	18,681	2,784	56,043
0,950	1,856	41,629	0,928	20,814	2,784	62,443
1,000	1,856	46,126	0,928	23,063	2,784	69,189
1,100	1,688	50,739	0,844	25,369	2,531	76,108
1,200	1,547	55,351	0,773	27,676	2,320	83,027
1,300	1,428	59,964	0,714	29,982	2,142	89,946
1,400	1,326	64,576	0,663	32,288	1,989	96,865
1,500	1,238	69,189	0,619	34,594	1,856	103,783
1,600	1,160	73,802	0,580	36,901	1,740	110,702



Curva de capacidad del análisis pushover obtenida a través del Software ETABS v17.0.1

Datos del Software Etabs v20.0.0		
Pasos guardados	**V**	**Desplazamiento**
	(ton)	**Δ roof (cm)**
1	0,000	0,000000
2	60,224	3,000000
3	81,425	4,400300
4	91,787	5,456400
5	103,708	8,587800
6	111,380	11,656800
7	115,088	13,602000
8	121,644	19,489800
9	124,339	22,489800
10	126,876	25,489800
11	128,726	27,739800
12	129,033	28,489800
13	128,895	29,239800
14	128,419	29,529800
15	126,710	29,904800
16	117,967	30,654800
17	109,825	31,029800
18	107,151	31,217300
19	106,828	31,311000
20	109,837	32,433400
21	110,140	32,744000
22	110,219	32,895100
23	115,886	36,468900
24	106,099	36,469500
25	108,079	37,460800
26	108,387	37,712200
27	97,258	37,712800
28	97,985	37,867100
29	100,048	38,899000
30	95,433	38,899600
31	84,887	40,399600
32	85,049	40,493300
33	87,879	43,493300
34	89,530	46,493300
35	91,062	49,493300
36	91,559	50,993300
37	76,625	53,993300
38	76,967	54,368300
39	77,387	55,118300
40	76,017	56,618300
41	76,141	56,993300
42	76,144	56,994100



Conversion de curva de capacidad a espectro de capacidad

$$Sa = \frac{V}{\alpha_I * \sum W} \qquad Sd = \frac{\Delta roof}{PF1 * \emptyset_{roof1}}$$

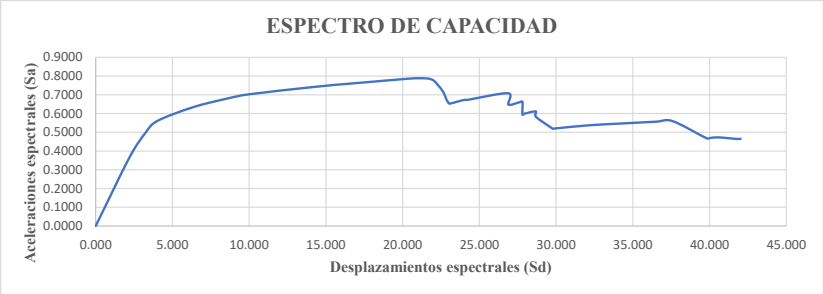
Donde:

$$PF1 = [\frac{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g}{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g}] \qquad \alpha 1 = \frac{(\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g)^2}{[\sum_{i=1}^{N} wi/g][\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g]}$$

Nivel	Peso (Wi) (tonf)	Masa (m) (tonf.s2/m)	Desplazamiento modal	Amplitud Ø i	(Ø i) ^2	Wi . Ø i / g	Wi (Ø i ^2) / g
7	13,50	1,38	0,0075	1,000	1,000	1,376	1,376
6	44,94	4,58	0,0069	0,920	0,846	4,215	3,877
5	30,44	3,10	0,0058	0,773	0,598	2,400	1,856
4	30,44	3,10	0,0046	0,613	0,376	1,903	1,167
3	30,44	3,10	0,0032	0,427	0,182	1,324	0,565
2	30,44	3,10	0,0019	0,253	0,064	0,786	0,199
1	31,06	3,17	0,0007	0,093	0,009	0,296	0,028
Suma	211,280	21,537				12,300	9,069
Factor de participación modal (PF1)						1,356	
Coeficiente de masa modal (α1)						0,775	

Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad	
Pasos guardados	**Desplazamiento Δ roof (cm)**	**V (ton)**	**Sd**	**Sa**
1	0	0	0,000	0,0000
2	3	60,2244	2,212	0,3680
3	4,4003	81,425	3,244	0,4975
4	5,4564	91,7866	4,023	0,5608
5	8,5878	103,7076	6,332	0,6337
6	11,6568	111,3798	8,595	0,6806
7	13,602	115,0875	10,029	0,7032
8	19,4898	121,6437	14,370	0,7433
9	22,4898	124,339	16,582	0,7597
10	25,4898	126,8755	18,794	0,7752
11	27,7398	128,726	20,452	0,7866
12	28,4898	129,0333	21,005	0,7884
13	29,2398	128,8945	21,558	0,7876
14	29,5298	128,4188	21,772	0,7847
15	29,9048	126,7101	22,049	0,7742
16	30,6548	117,9665	22,602	0,7208
17	31,0298	109,8245	22,878	0,6711
18	31,2173	107,1505	23,016	0,6547
19	31,311	106,8281	23,085	0,6528
20	32,4334	109,8367	23,913	0,6711
21	32,744	110,1396	24,142	0,6730
22	32,8951	110,2192	24,253	0,6735
23	36,4689	115,8856	26,888	0,7081
24	36,4695	106,0991	26,889	0,6483
25	37,4608	108,0793	27,620	0,6604
26	37,7122	108,3869	27,805	0,6623
27	37,7128	97,2584	27,806	0,5943
28	37,8671	97,9847	27,919	0,5987
29	38,899	100,0477	28,680	0,6113
30	38,8996	95,4327	28,681	0,5831
31	40,3996	84,8866	29,786	0,5187

32	40,4933	85,0487	29,856	0,5197
33	43,4933	87,8792	32,067	0,5370
34	46,4933	89,5304	34,279	0,5471
35	49,4933	91,0615	36,491	0,5564
36	50,9933	91,5592	37,597	0,5595
37	53,9933	76,6252	39,809	0,4682
38	54,3683	76,9674	40,086	0,4703
39	55,1183	77,3869	40,639	0,4729
40	56,6183	76,0172	41,744	0,4645
41	56,9933	76,1412	42,021	0,4652
42	56,9941	76,1435	42,022	0,4653



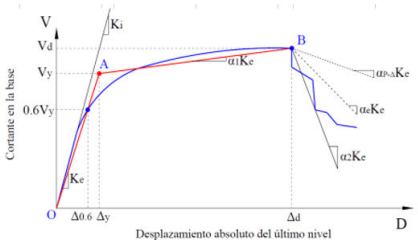
DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (PROPUESTA ASCE -SEI 41-13 - MÉTODO DE LOS COEFICIENTES)

Dirección de análisis: X

Patrón de cargas laterales: Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE DISEÑO (Según E.030)

1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	129,03	tonf	**Δ d:**	28,49	cm
Iterando:	**Vy:**	100,00	tonf	**Δ y:**	4,98	cm
	0.6 Vy:	60,00	tonf	**0.6 Δ y:**	2,99	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 20,075 ton/cm

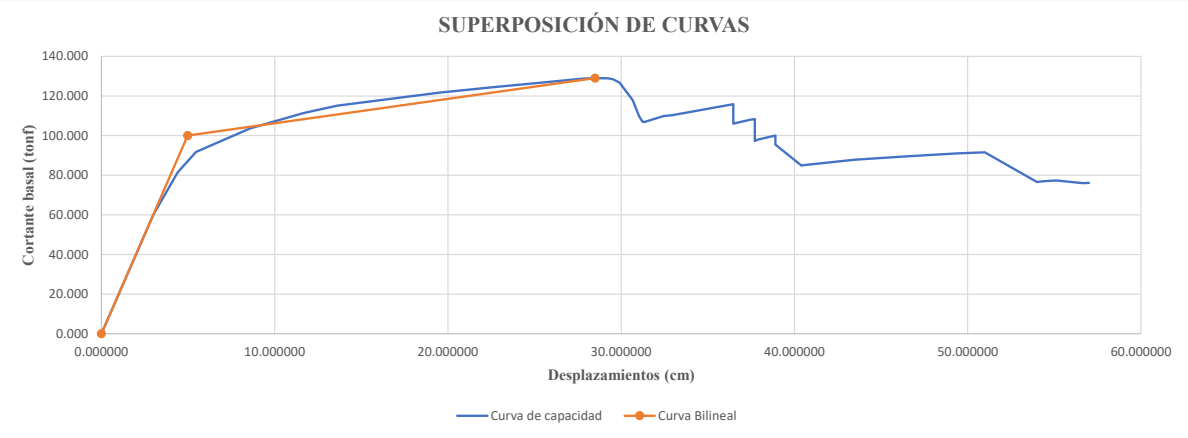
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 4,981 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	100,00	4,98
B	129,03	28,49

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,062

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,5	seg
Ke =	20,075	ton/cm
Ki =	20,075	ton/cm

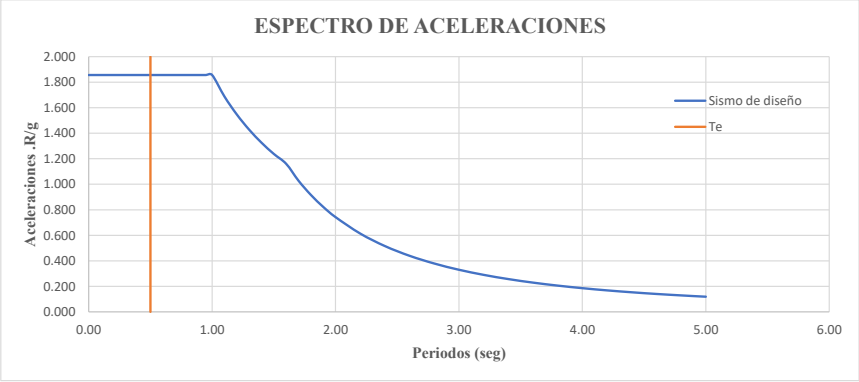
Te =	0,500	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de diseño

Te = 0,500 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**1,8563**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,356

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	1,85625	m/s2
Vy =	100,00	tonf
W =	223,36	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	4,146	
α =	60	
T =	0,500	

Entonces **C1 = 1,210**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 = 1,049

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3563	
C1 =	1,2097	
C2 =	1,0495	
Sa =	1,8563	m/s2
T =	0,5000	seg
δ't =	0,1986	m
δ't =	**19,857**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	11,6757	cm
δprom =	11,605	cm
n =	1,0061	

Entonces:

δt =	**19,978**	**cm**

V =	**122,08**	tonf	(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	δ (cm)
Desempeño supuesto	129,033	28,490
Desempeño máximo estimado	122,082	19,978
Diferencia (%)	5,69%	42,61%
< 10%	OK	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

Se vuelve a iterar los procedimientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

Supuesto:	**Vd:**	122,08	tonf	**Δ d:**	19,98	cm
Iterando:	**Vy:**	96,00	tonf	**Δ y:**	4,78	cm
	0.6 Vy:	57,60	tonf	**0.6 Δ y:**	2,87	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 20,075 ton/cm

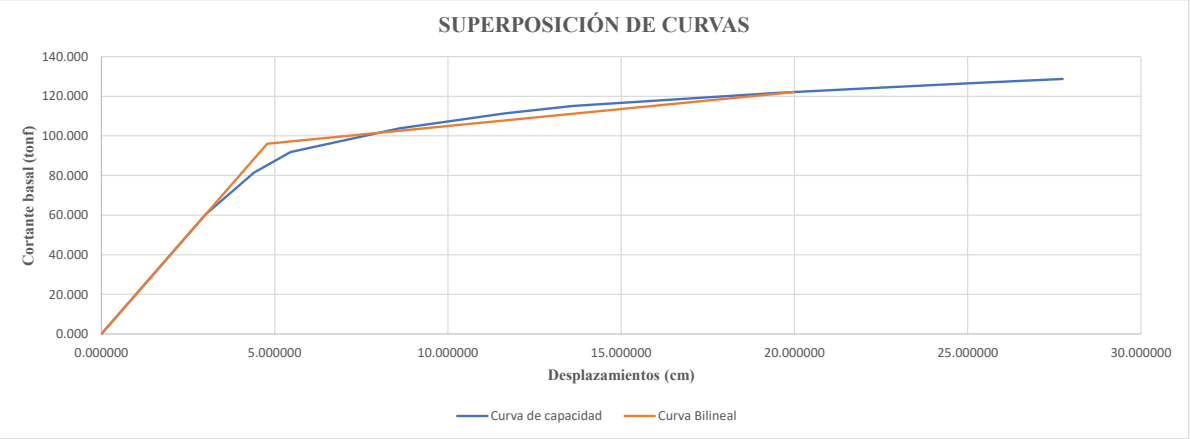
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 4,782 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	96,00	4,78
B	122,08	19,98

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,086

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,5	seg
Ke =	20,075	ton/cm
Ki =	20,075	ton/cm

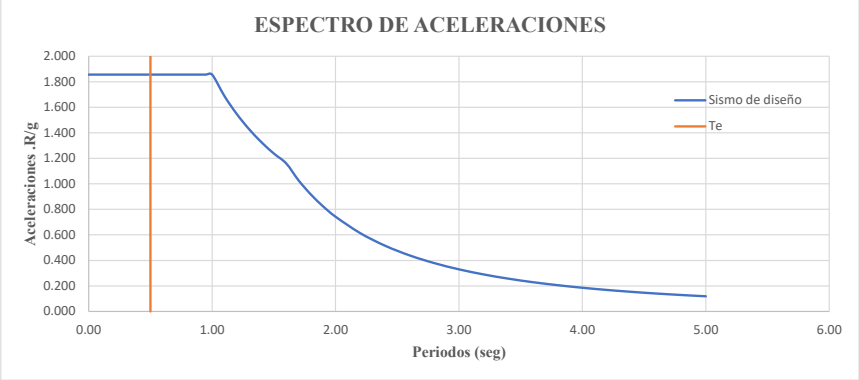
Te =	0,500	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de diseño

Te = 0,500 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**1,8563**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,356

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

- α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)
- α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)
- α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	1,85625	m/s2
Vy =	96,00	tonf
W =	223,36	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	4,319	
α =	60	
T =	0,500	

Entonces

C1 =	**1,221**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,055**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3563	
C1 =	1,2213	
C2 =	1,0551	
Sa =	1,8563	m/s2
T =	0,5000	seg
δ't =	0,2015	m
δ't =	**20,153**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	11,6757	cm
δprom =	11,605	cm
n =	1,0061	

Entonces:

δt =	**20,275**	**cm**
V =	**122,35**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	δ (cm)
Desempeño supuesto	122,082	19,978
Desempeño máximo estimado	122,350	20,275
Diferencia (%)	0,22%	1,47%
< 10%	OK	OK

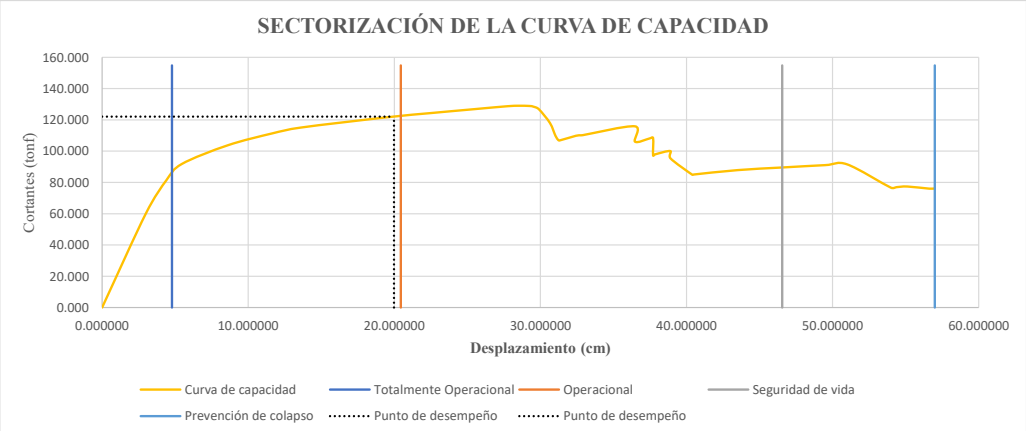
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

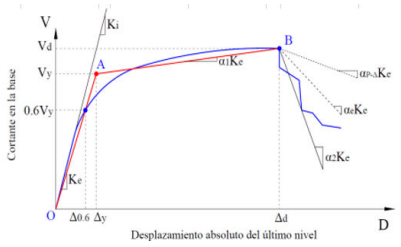
Operacional:	dy	4,782
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	20,446
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	46,552
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	56,994

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	103,71	tonf	**Δ d:**	8,59	cm
Iterando:	**Vy:**	83,00	tonf	**Δ y:**	4,13	cm
	0.6 Vy:	49,80	tonf	**0.6 Δ y:**	2,48	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 20,075 ton/cm

$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 4,135 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	83,00	4,13
B	103,71	8,59

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,232

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,5	seg
Ke =	20,075	ton/cm
Ki =	20,075	ton/cm

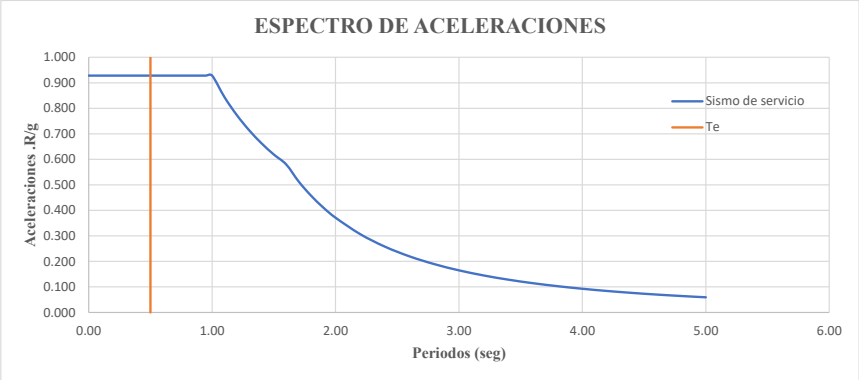
Te =	0,500	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de servicio

Te = 0,500 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**0,9281**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,356

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	0,928125	m/s2
Vy =	83,00	tonf
W =	223,36	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	2,498	
α =	60	
T =	0,500	

Entonces

C1 =	**1,100**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,011**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3563	
C1 =	1,0998	
C2 =	1,0112	
Sa =	0,9281	m/s2
T =	0,5000	seg
δ't =	0,0870	m
δ't =	**8,697**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	11,6757	cm
δprom =	11,605	cm
n =	1,0061	

Entonces:

δt =	**8,750**	**cm**
V =	**104,11**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	δ (cm)
Desempeño supuesto	103,708	8,588
Desempeño máximo estimado	104,114	8,750
Diferencia (%)	0,39%	1,86%
< 10%	OK	OK

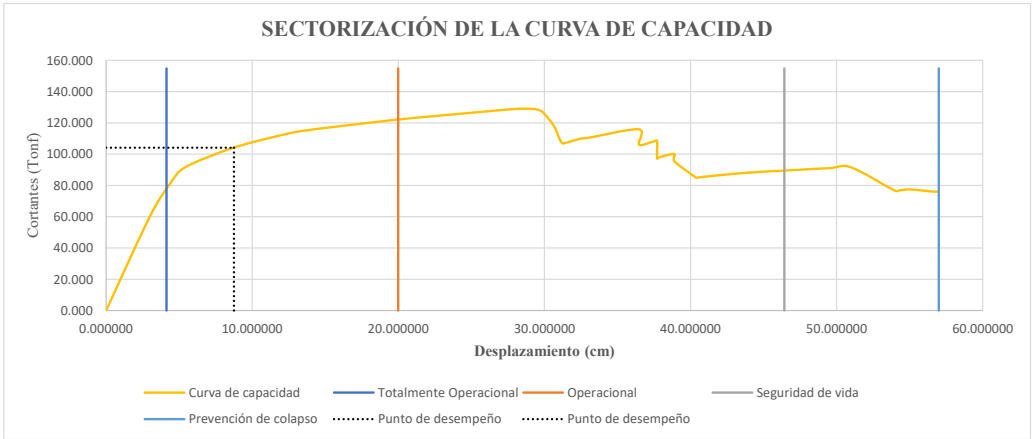
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

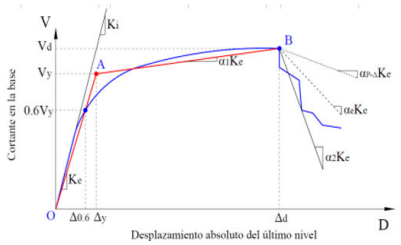
Operacional:	dy	4,135
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	19,992
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	46,422
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	56,994

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	109,82	tonf	**Δ d:**	31,03	cm
Iterando:	**Vy:**	125,00	tonf	**Δ y:**	6,23	cm
	0.6 Vy:	75,00	tonf	**0.6 Δ y:**	3,74	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 20,075 ton/cm

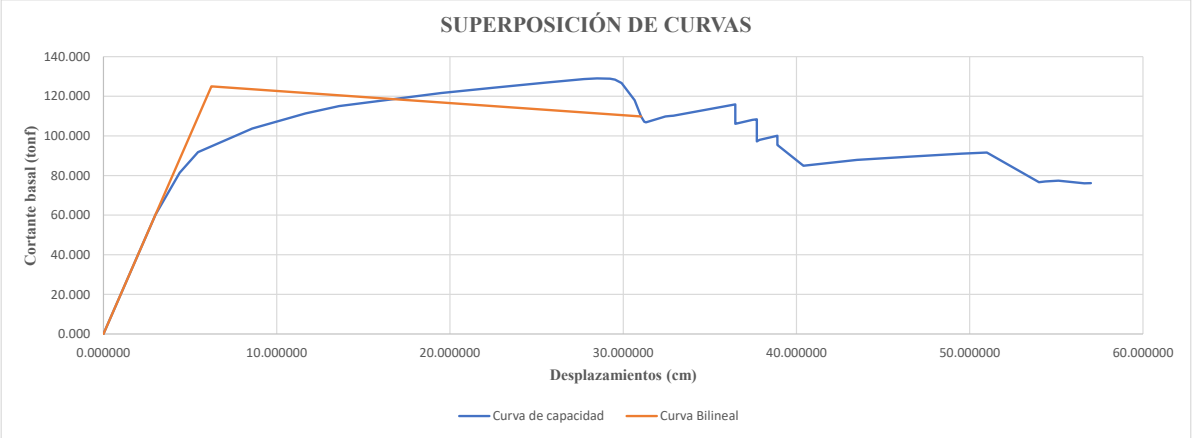
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 6,227 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	125,00	6,23
B	109,82	31,03

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ -0,030

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,5	seg
Ke =	20,075	ton/cm
Ki =	20,075	ton/cm

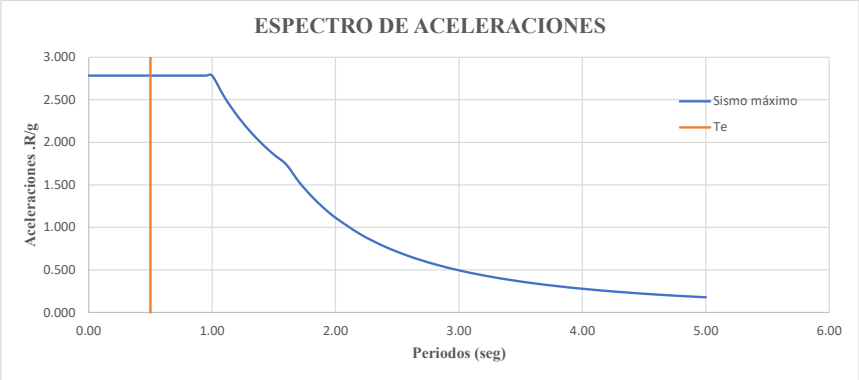
Te =	0,500	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo máximo

Te = 0,500 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	2,7844	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,356

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	2,784375	m/s2
Vy =	125,00	tonf
W =	223,36	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	4,975	
α =	60	
T =	0,500	

Entonces

C1 =	**1,265**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,079**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3563	
C1 =	1,2650	
C2 =	1,0790	
Sa =	2,7844	m/s2
T =	0,5000	seg
δ't =	0,3202	m
δ't =	**32,023**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	11,6757	cm
δprom =	11,605	cm
n =	1,0061	

Entonces:

δt =	**32,218**	**cm**
V =	**109,26**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	**δ (cm)**
Desempeño supuesto	109,825	31,030
Desempeño máximo estimado	109,259	32,218
Diferencia (%)	0,52%	3,69%
< 10%	OK	OK

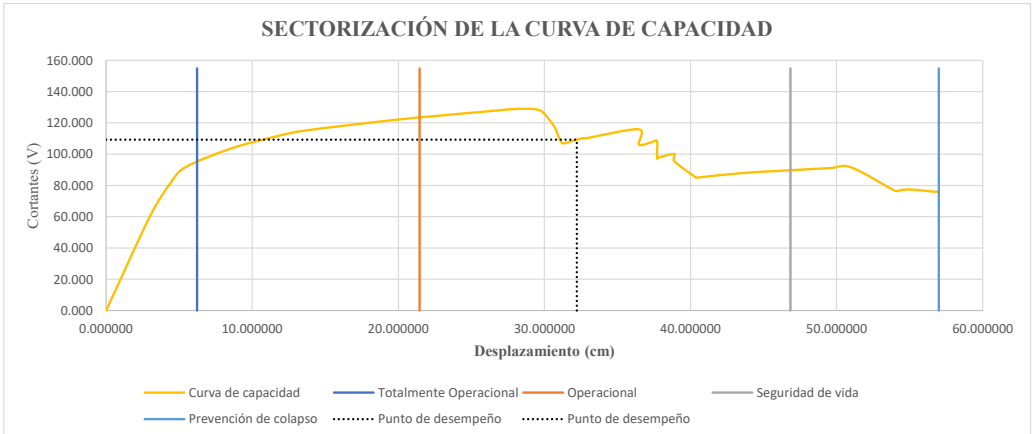
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	6,227
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	21,457
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	46,841
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	56,994

Nivel de desempeño sísmico:

Seguridad de vida



RESUMEN

SISMO DIRECCIÓN X-X	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	0,636	6,452	104,11	8,75
Sismo de Diseño	0,748	14,949	122,35	20,28
Sismo Máximo (BSE-2E)	0,668	23,754	109,26	32,22

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Operacional	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Seguridad de vida	Sí

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (ASCE/SEI 41-13, 2014)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Diseño	Operacional	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Seguridad de vida	Sí

Tabla 2-5 *Objetivos de desempeño*

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE_R)	m	n	o	p

Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto

Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:

Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)	g & l
Objetivos Mejorados	g & i, j, m, n, o, ó p l & e ó f g & l & a, ó b
Objetivos Limitados	k, m, n, ó solamente o solamente g solamente l c, d, e, ó f

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

ANEXO Nº 12:

CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO SÍSMICO POR EL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES DE DESPLAZAMIENTO EN LA DIRECCIÓN Y (ASCE/SEI 41-13)-TANQUE ELEVADO.

Determinacion de espectros de aceleraciones

Tipo de sismo	Diseño	BSE - 1E	BSE - 2E / Máximo
Probabilidad de excedencia	10	20	5
Vida útil de la estructura	50	50	50
Periodo de retorno (TRD)	475	225	975

	Aceleración espectral
Sismo de diseño	Sad = Z.U.C.S.g/R
Sismo BSE - 1E	Sa (BSE-1E) = 0.5 Sad
Sismo BSE - 2E / Máximo	Sa (BSE-2E) = 1.5 Sad

Determinación de los parámetros sísmicos:

Factor de zona: Z = 0,45
Factor de uso: U = 1,5
Factor de suelo: S = 1,1
Factor de amplificación sísmica "C":

Si: T < Tp , entonces: C = 2,5
Si: Tp < T < TL , entonces: C = 2.5 (Tp / T)
Si: T > TL , entonces: C = 2.5 (Tp . TL)/(T^2)

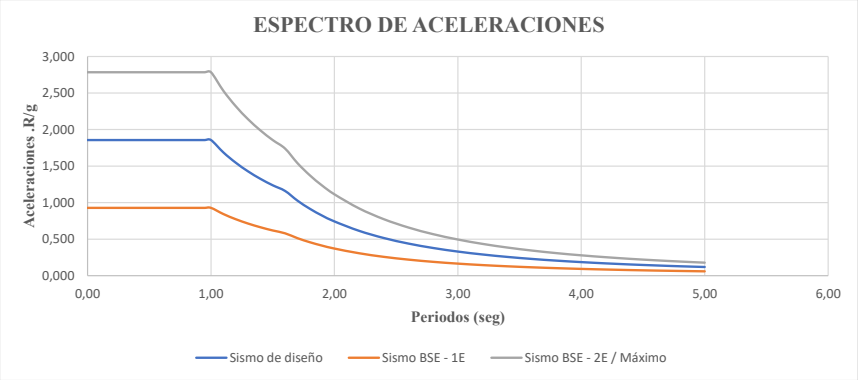
Donde:
T: Periodo de la estructura
Tp: Periodo largo de la estructura = 1,00 seg
TL: Periodo corto de la estructura = 1,60 seg

También sabemos que la aceleración de la gravedad es: g = 9,81 m/s2
Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas: R = 1

Tabulacion de valores "T", "C" y "Sad"

T	C	Sad / g	Sa (BSE-1E) / g	Sa (BSE-2E) / g
0,00	2,500	1,856	0,928	2,784
0,02	2,500	1,856	0,928	2,784
0,04	2,500	1,856	0,928	2,784
0,06	2,500	1,856	0,928	2,784
0,08	2,500	1,856	0,928	2,784
0,10	2,500	1,856	0,928	2,784
0,12	2,500	1,856	0,928	2,784
0,14	2,500	1,856	0,928	2,784
0,16	2,500	1,856	0,928	2,784
0,18	2,500	1,856	0,928	2,784
0,20	2,500	1,856	0,928	2,784
0,25	2,500	1,856	0,928	2,784
0,30	2,500	1,856	0,928	2,784
0,35	2,500	1,856	0,928	2,784
0,40	2,500	1,856	0,928	2,784
0,45	2,500	1,856	0,928	2,784
0,50	2,500	1,856	0,928	2,784
0,55	2,500	1,856	0,928	2,784
0,60	2,500	1,856	0,928	2,784
0,65	2,500	1,856	0,928	2,784
0,70	2,500	1,856	0,928	2,784
0,75	2,500	1,856	0,928	2,784
0,80	2,500	1,856	0,928	2,784
0,85	2,500	1,856	0,928	2,784
0,90	2,500	1,856	0,928	2,784
0,95	2,500	1,856	0,928	2,784
1,00	2,500	1,856	0,928	2,784
1,10	2,273	1,688	0,844	2,531
1,20	2,083	1,547	0,773	2,320
1,30	1,923	1,428	0,714	2,142
1,40	1,786	1,326	0,663	1,989
1,50	1,667	1,238	0,619	1,856
1,60	1,563	1,160	0,580	1,740
1,70	1,384	1,028	0,514	1,542
1,80	1,235	0,917	0,458	1,375
1,90	1,108	0,823	0,411	1,234
2,00	1,000	0,743	0,371	1,114
2,20	0,826	0,614	0,307	0,920
2,40	0,694	0,516	0,258	0,773
2,60	0,592	0,439	0,220	0,659
2,80	0,510	0,379	0,189	0,568
3,00	0,444	0,330	0,165	0,495
3,20	0,391	0,290	0,145	0,435
3,40	0,346	0,257	0,128	0,385
3,60	0,309	0,229	0,115	0,344
3,80	0,277	0,206	0,103	0,309
4,00	0,250	0,186	0,093	0,278

4,20	0,227	0,168	0,084	0,253
4,40	0,207	0,153	0,077	0,230
4,60	0,189	0,140	0,070	0,211
4,80	0,174	0,129	0,064	0,193
5,00	0,160	0,119	0,059	0,178



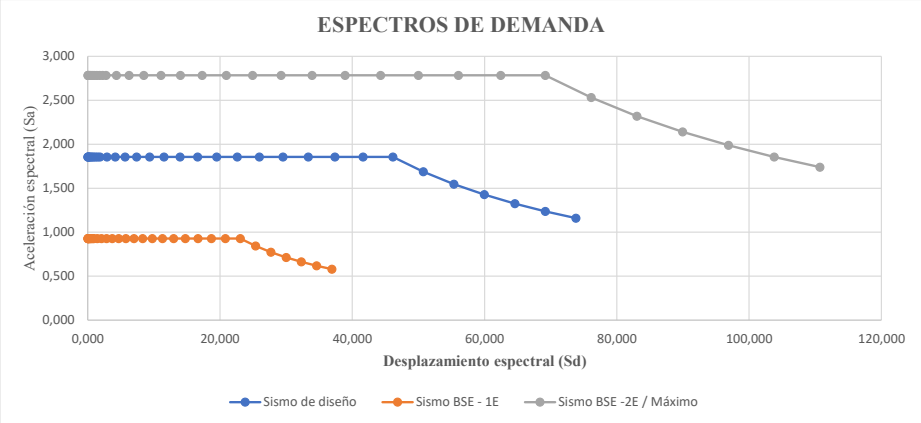
CONVERSION A ESPECTROS DE CAPACIDAD Y DEMANDA

Conversion de espectro de aceleraciones a espectro de demanda

$$Sdi = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sai * g$$

Donde: g = 981 cm/s

T	Sismo de diseño		Sismo BSE - 1E		Sismo BSE - 2E / Máximo	
	Sa	Sd	Sa	Sd	Sa	Sd
0,000	1,856	0,000	0,928	0,000	2,784	0,000
0,020	1,856	0,018	0,928	0,009	2,784	0,028
0,040	1,856	0,074	0,928	0,037	2,784	0,111
0,060	1,856	0,166	0,928	0,083	2,784	0,249
0,080	1,856	0,295	0,928	0,148	2,784	0,443
0,100	1,856	0,461	0,928	0,231	2,784	0,692
0,120	1,856	0,664	0,928	0,332	2,784	0,996
0,140	1,856	0,904	0,928	0,452	2,784	1,356
0,160	1,856	1,181	0,928	0,590	2,784	1,771
0,180	1,856	1,494	0,928	0,747	2,784	2,242
0,200	1,856	1,845	0,928	0,923	2,784	2,768
0,250	1,856	2,883	0,928	1,441	2,784	4,324
0,300	1,856	4,151	0,928	2,076	2,784	6,227
0,350	1,856	5,650	0,928	2,825	2,784	8,476
0,400	1,856	7,380	0,928	3,690	2,784	11,070
0,450	1,856	9,341	0,928	4,670	2,784	14,011
0,500	1,856	11,531	0,928	5,766	2,784	17,297
0,550	1,856	13,953	0,928	6,977	2,784	20,930
0,600	1,856	16,605	0,928	8,303	2,784	24,908
0,650	1,856	19,488	0,928	9,744	2,784	29,232
0,700	1,856	22,602	0,928	11,301	2,784	33,903
0,750	1,856	25,946	0,928	12,973	2,784	38,919
0,800	1,856	29,521	0,928	14,760	2,784	44,281
0,850	1,856	33,326	0,928	16,663	2,784	49,989
0,900	1,856	37,362	0,928	18,681	2,784	56,043
0,950	1,856	41,629	0,928	20,814	2,784	62,443
1,000	1,856	46,126	0,928	23,063	2,784	69,189
1,100	1,688	50,739	0,844	25,369	2,531	76,108
1,200	1,547	55,351	0,773	27,676	2,320	83,027
1,300	1,428	59,964	0,714	29,982	2,142	89,946
1,400	1,326	64,576	0,663	32,288	1,989	96,865
1,500	1,238	69,189	0,619	34,594	1,856	103,783
1,600	1,160	73,802	0,580	36,901	1,740	110,702



Curva de capacidad del análisis pushover obtenida a través del Software ETABS v17.0.1

Datos del Software Etabs v20.0.0		
Pasos guardados	**V**	**Desplazamiento**
	(ton)	**Δ roof (cm)**
1	0,000	0,000000
2	60,224	3,000000
3	81,425	4,400300
4	91,787	5,456400
5	103,708	8,587800
6	111,380	11,656800
7	115,088	13,602000
8	121,644	19,489800
9	124,339	22,489800
10	126,876	25,489800
11	128,726	27,739800
12	129,033	28,489800
13	128,895	29,239800
14	128,419	29,529800
15	126,710	29,904800
16	117,967	30,654800
17	109,825	31,029800
18	107,151	31,217300
19	106,828	31,311000
20	109,837	32,433400
21	110,140	32,744000
22	110,219	32,895100
23	115,886	36,468900
24	106,099	36,469500
25	108,079	37,460800
26	108,387	37,712200
27	97,258	37,712800
28	97,985	37,867100
29	100,048	38,899000
30	95,433	38,899600
31	84,887	40,399600
32	85,049	40,493300
33	87,879	43,493300
34	89,530	46,493300
35	91,062	49,493300
36	91,559	50,993300
37	76,625	53,993300
38	76,967	54,368300
39	77,387	55,118300
40	76,017	56,618300
41	76,141	56,993300
42	76,265	57,368300
43	76,389	57,743300



Conversion de curva de capacidad a espectro de capacidad

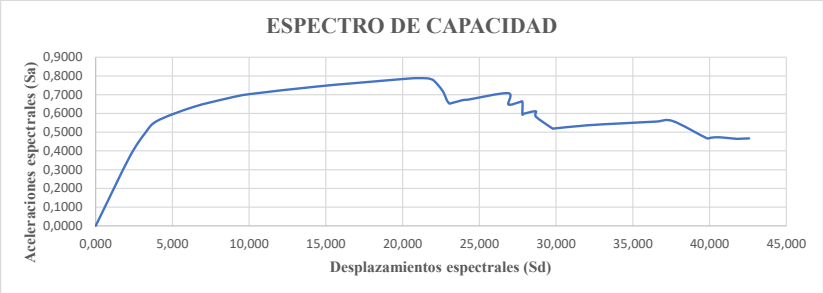
$$Sa = \frac{V}{\alpha_I * \sum W} \qquad Sd = \frac{\Delta roof}{PF1 * \emptyset_{roof1}}$$

Donde:

$$PF1 = [\frac{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g}{\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g}] \qquad \alpha 1 = \frac{(\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1/g)^2}{[\sum_{i=1}^{N} wi/g][\sum_{i=1}^{N} wi.\emptyset i1^2/g]}$$

Nivel	Peso (Wi) (tonf)	Masa (m) (tonf.s2/m)	Desplazamiento modal	Amplitud Ø i	(Ø i) ^2	Wi . Ø i / g	Wi (Ø i ^2) / g
7	13,50	1,38	0,0075	1,000	1,000	1,376	1,376
6	44,94	4,58	0,0069	0,920	0,846	4,215	3,877
5	30,44	3,10	0,0058	0,773	0,598	2,400	1,856
4	30,44	3,10	0,0046	0,613	0,376	1,903	1,167
3	30,44	3,10	0,0032	0,427	0,182	1,324	0,565
2	30,44	3,10	0,0019	0,253	0,064	0,786	0,199
1	31,06	3,17	0,0007	0,093	0,009	0,296	0,028
Suma	211,280	21,537				12,300	9,069
Factor de participación modal (PF1)						1,356	
Coeficiente de masa modal (α1)						0,775	

Datos del Software Etabs v20.0.0			Espectro de capacidad	
Pasos guardados	**Desplazamiento Δ roof (cm)**	**V (ton)**	**Sd**	**Sa**
1	0	0	0,000	0,0000
2	3	60,2244	2,212	0,3680
3	4,4003	81,425	3,244	0,4975
4	5,4564	91,7866	4,023	0,5608
5	8,5878	103,7076	6,332	0,6337
6	11,6568	111,3798	8,595	0,6806
7	13,602	115,0875	10,029	0,7032
8	19,4898	121,6437	14,370	0,7433
9	22,4898	124,339	16,582	0,7597
10	25,4898	126,8755	18,794	0,7752
11	27,7398	128,726	20,452	0,7866
12	28,4898	129,0333	21,005	0,7884
13	29,2398	128,8945	21,558	0,7876
14	29,5298	128,4188	21,772	0,7847
15	29,9048	126,7101	22,049	0,7742
16	30,6548	117,9665	22,602	0,7208
17	31,0298	109,8245	22,878	0,6711
18	31,2173	107,1505	23,016	0,6547
19	31,311	106,8281	23,085	0,6528
20	32,4334	109,8367	23,913	0,6711
21	32,744	110,1396	24,142	0,6730
22	32,8951	110,2192	24,253	0,6735
23	36,4689	115,8856	26,888	0,7081
24	36,4695	106,0991	26,889	0,6483
25	37,4608	108,0793	27,620	0,6604
26	37,7122	108,3869	27,805	0,6623
27	37,7128	97,2584	27,806	0,5943
28	37,8671	97,9847	27,919	0,5987
29	38,899	100,0477	28,680	0,6113
30	38,8996	95,4327	28,681	0,5831
31	40,3996	84,8866	29,786	0,5187
32	40,4933	85,0487	29,856	0,5197
33	43,4933	87,8792	32,067	0,5370
34	46,4933	89,5304	34,279	0,5471
35	49,4933	91,0615	36,491	0,5564
36	50,9933	91,5592	37,597	0,5595
37	53,9933	76,6252	39,809	0,4682
38	54,3683	76,9674	40,086	0,4703
39	55,1183	77,3869	40,639	0,4729
40	56,6183	76,0172	41,744	0,4645
41	56,9933	76,1412	42,021	0,4652
42	57,3683	76,2652	42,297	0,4660
43	57,7433	76,3892	42,574	0,4668

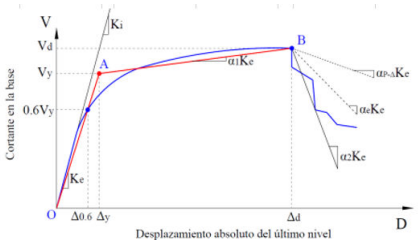


DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO (PROPUESTA ASCE -SEI 41-13 - MÉTODO DE LOS COEFICIENTES)

Dirección de análisis: Y
Patrón de cargas laterales: Distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental de vibración en la dirección bajo consideración.

PUNTO DE DESEMPEÑO PARA SISMO DE DISEÑO (Según E.030)

1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	129,03	tonf	**Δ d:**	28,49	cm
Iterando:	**Vy:**	100,00	tonf	**Δ y:**	4,98	cm
	0.6 Vy:	60,00	tonf	**0.6 Δ y:**	2,99	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} = \quad 20{,}075 \quad \text{ton/cm}$$

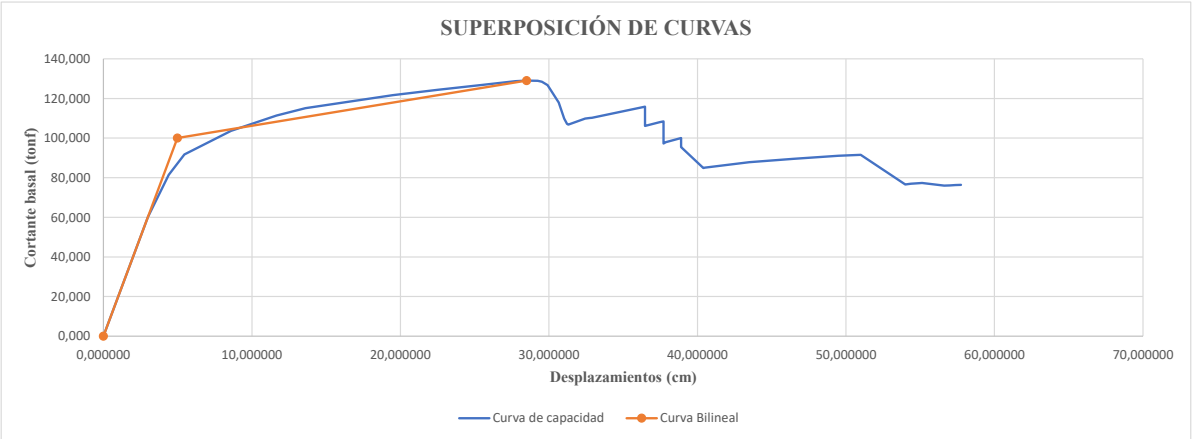
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} = \quad 4{,}981 \quad \text{cm}$$

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	100,00	4,98
B	129,03	28,49

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} = \quad 0{,}062$$

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

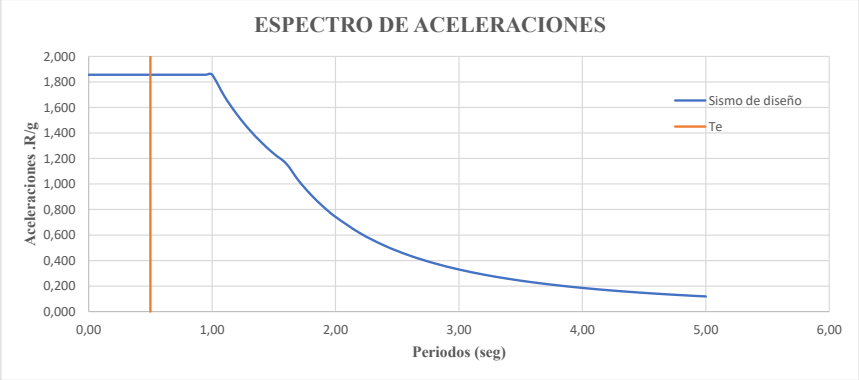
Ti =	0,5	seg
Ke =	20,075	ton/cm
Ki =	20,075	ton/cm

Te =	0,500	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de diseño

Te = 0,500 seg

Del gráfico se obtiene: SaD = **1,8563** m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto: **C0 =** 1,356

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo
α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7
α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)
α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)
α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente
Vy: Cortante de cedencia
W: Peso de la estructura
Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo
Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg
Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	1,85625	m/s2
Vy =	100,00	tonf
W =	223,36	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	4,146	
α =	60	
T =	0,500	

Entonces **C1 = 1,210**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 = 1,049

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3563	
C1 =	1,2097	
C2 =	1,0495	
Sa =	1,8563	m/s2
T =	0,5000	seg
δ't =	0,1986	m
δ't =	**19,857**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde: $$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	11,6758	cm
δprom =	11,605	cm
n =	1,0061	

Entonces:

δt =	**19,978**	**cm**
V =	**122,08**	tonf (Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	δ (cm)
Desempeño supuesto	129,033	28,490
Desempeño máximo estimado	122,082	19,978
Diferencia (%)	5,69%	42,60%
< 10%	OK	Asumir un nuevo "dp" y volver a calcular

Se vuelve a iterar los procedimientos hasta cumplir con la condicion menor al 10%

Supuesto:	**Vd:**	122,08	tonf	**Δ d:**	19,98	cm
Iterando:	**Vy:**	96,00	tonf	**Δ y:**	4,78	cm
	0.6 Vy:	57,60	tonf	**0.6 Δ y:**	2,87	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} =$$ 20,075 ton/cm

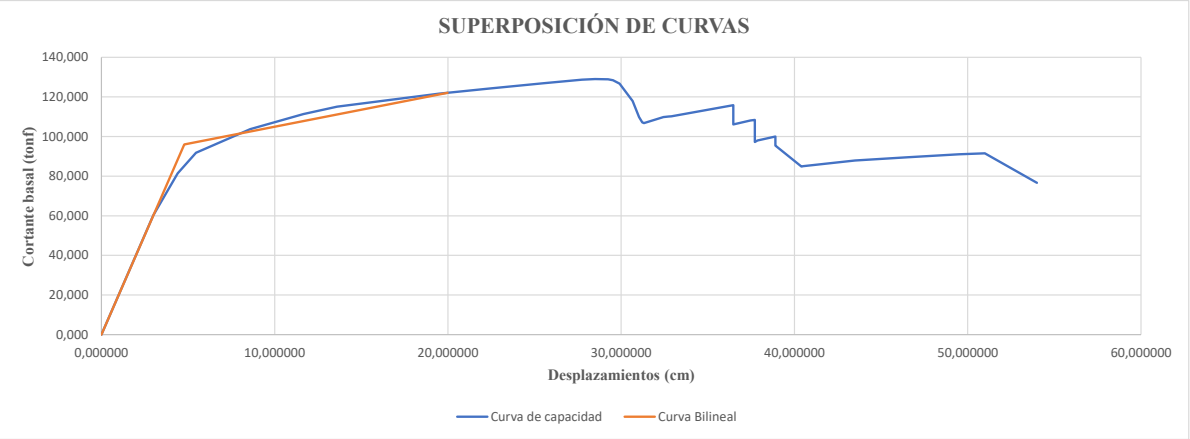
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} =$$ 4,782 cm

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	96,00	4,78
B	122,08	19,98

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} =$$ 0,086

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,5	seg
Ke =	20,075	ton/cm
Ki =	20,075	ton/cm

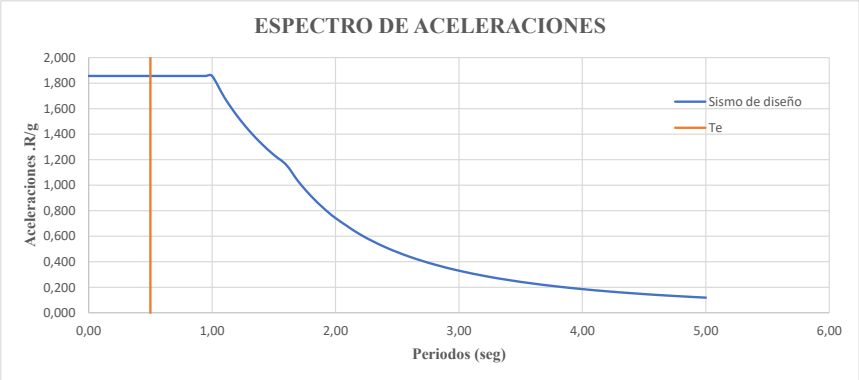
Te =	0,500	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de diseño

Te = 0,500 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**1,8563**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,356

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	1,85625	m/s2
Vy =	96,00	tonf
W =	223,36	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	4,319	
α =	60	
T =	0,500	

Entonces **C1 = 1,221**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,055**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3563	
C1 =	1,2213	
C2 =	1,0551	
Sa =	1,8563	m/s2
T =	0,5000	seg
δ't =	0,2015	m
δ't =	**20,153**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	11,6758	cm
δprom =	11,605	cm
n =	1,0061	

Entonces:

δt =	**20,276**	**cm**
V =	**122,35**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	δ (cm)
Desempeño supuesto	122,082	19,978
Desempeño máximo estimado	122,350	20,276
Diferencia (%)	0,22%	1,47%
< 10%	OK	OK

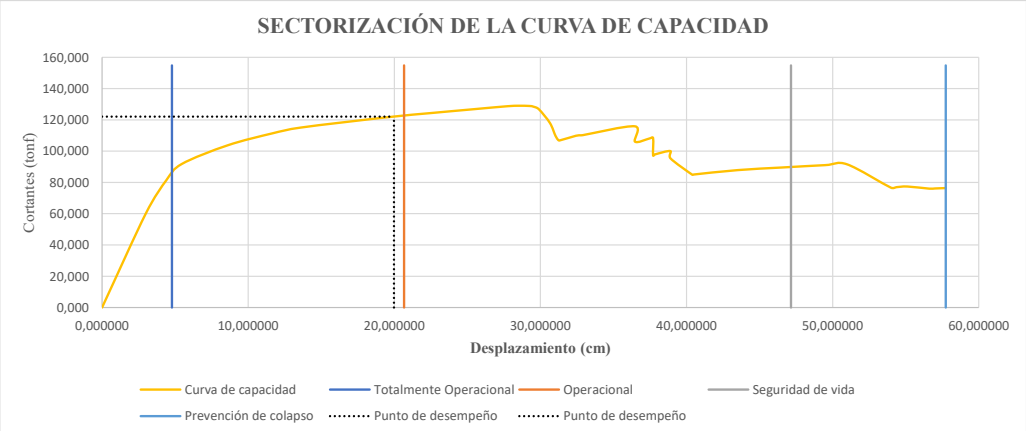
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

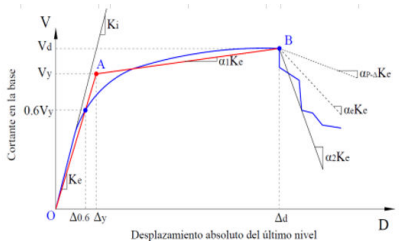
Operacional:	dy	4,782
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	20,670
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	47,151
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	57,743

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	103,71	tonf	**Δ d:**	8,59	cm
Iterando:	**Vy:**	82,00	tonf	**Δ y:**	4,08	cm
	0.6 Vy:	49,20	tonf	**0.6 Δ y:**	2,45	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} = \quad 20{,}075 \quad \text{ton/cm}$$

$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} = \quad 4{,}085 \quad \text{cm}$$

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	82,00	4,08
B	103,71	8,59

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} = \quad 0{,}240$$

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,5	seg
Ke =	20,075	ton/cm
Ki =	20,075	ton/cm

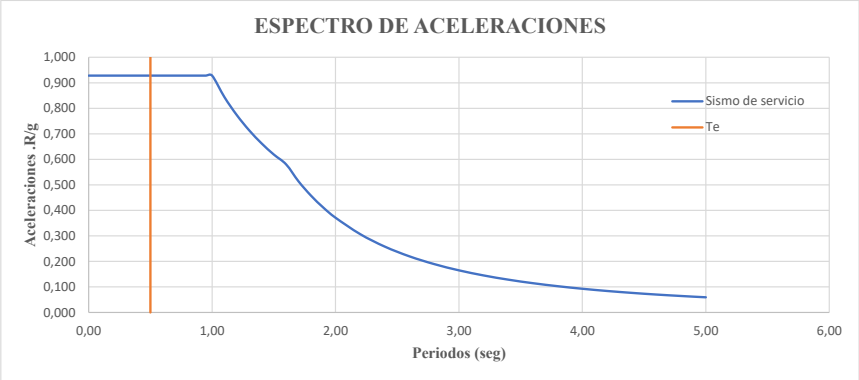
Te =	0,500	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo de servicio

Te = 0,500 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**0,9281**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,356

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	0,928125	m/s2
Vy =	82,00	tonf
W =	223,36	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	2,528	
α =	60	
T =	0,500	

Entonces

C1 =	**1,102**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,012**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3563	
C1 =	1,1019	
C2 =	1,0117	
Sa =	0,9281	m/s2
T =	0,5000	seg
δ't =	0,0872	m
δ't =	**8,717**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	11,6758	cm
δprom =	11,605	cm
n =	1,0061	

Entonces:

δt =	**8,771**	**cm**
V =	**104,16**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	**δ (cm)**
Desempeño supuesto	103,708	8,588
Desempeño máximo estimado	104,165	8,771
Diferencia (%)	0,44%	2,08%
< 10%	OK	OK

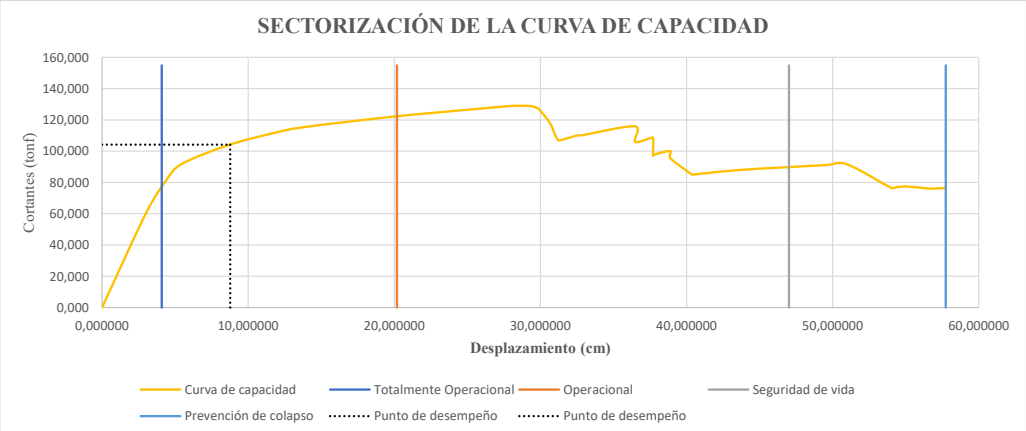
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

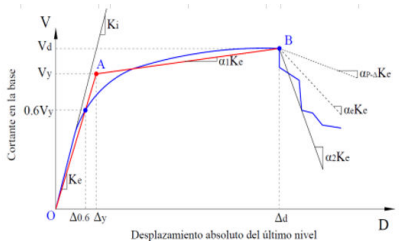
Operacional:	dy	4,085
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	20,182
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	47,012
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	57,743

Nivel de desempeño sísmico:

Operacional



1. Representación bilineal de la curva de capacidad



Donde:
Ke: Rigidez lateral efectiva
Vd, Δd: Coordenadas de la curva de capacidad correspondientes al máximo cortante en la base
Vy: Cortante de cedencia (Valor tabulado)

Supuesto:	**Vd:**	109,82	tonf	**Δ d:**	31,03	cm
Iterando:	**Vy:**	125,00	tonf	**Δ y:**	6,23	cm
	0.6 Vy:	75,00	tonf	**0.6 Δ y:**	3,74	cm

*Cálculo de la pendiente inicial de la curva bilineal, Ke

$$K_e^i = \frac{0.6V_y^i}{\delta_{0.6}^i} = \quad 20{,}075 \quad \text{ton/cm}$$

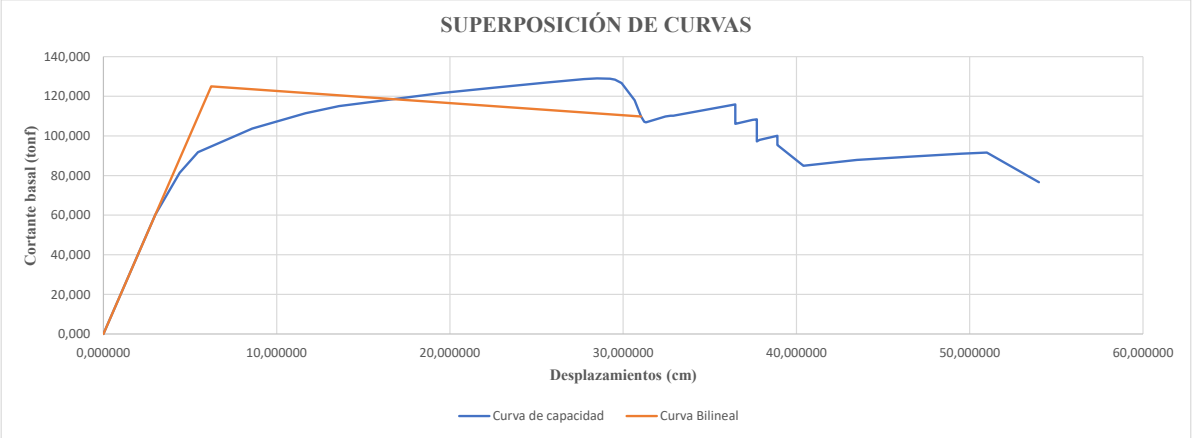
$$\delta_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} = \quad 6{,}227 \quad \text{cm}$$

Definición de la curva bilineal, mediante las rectas "OA" y "AB", donde:

	V (ton)	Δ (cm)
O	0	0
A	125,00	6,23
B	109,82	31,03

Debe cumplirse que: $\varepsilon = |A\ curva - A\ bilineal| \leq 0.01$

Como me cumple con ese requisito, entonces el Vy asumido está bien



* Cálculo del factor reductor "α" de la rigidez de la estructura después de la fluencia, mediante la siguiente ecuación:

$$\alpha^i = \frac{\frac{Vu}{Vy} - 1}{\frac{\delta u}{\delta y} - 1} = \quad -0{,}030$$

2. Cálculo del Periodo Fundamental Efectivo

$$Te = Ti\sqrt{\frac{Ki}{Ke}}$$

Te= Periodo fundamental efectivo del edificio en consideración. (s)
Ti = Periodo eslástico fundamental en la dirección bajo consideración, calculado a partir del análisis dinámico elástico. (s)
Ki = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.
Ke= Rigidez lateral elástica efectiva del edificio en la dirección considerada.

Ti =	0,5	seg
Ke =	20,075	ton/cm
Ki =	20,075	ton/cm

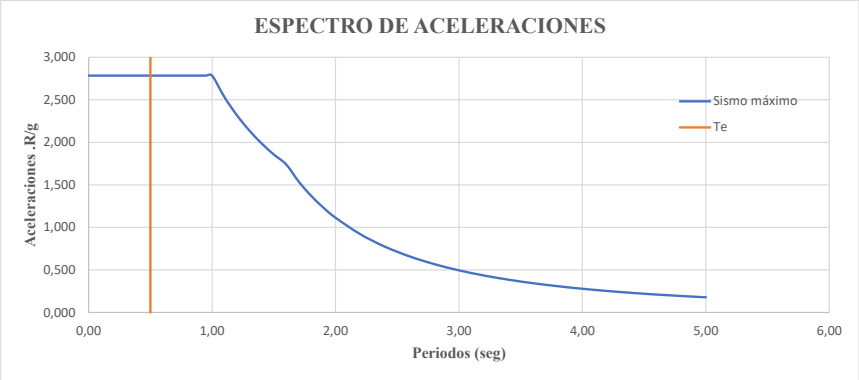
Te =	0,500	seg

3.Determinamos la aceleración espectral correspondiente para un periodo Te, en el espectro de aceleraciones correspondiente al sismo máximo

Te = 0,500 seg

Del gráfico se obtiene:

SaD =	**2,7844**	m/s2



4. Determinación de los valores de coeficientes

*** Factor de modificación C0:**

Tomaremos como valor el factor de participación modal

Por lo tanto:

C0 =	1,356

*** Factor de modificación C1:**

$$C1 = 1 + \frac{\mu_{strenght} - 1}{\alpha T^2}$$

Donde:

T: Periodo efectivo

α: Corresponde al tipo de suelo en el sitio, según la norma ASCE 7

α = 130, para clasificación de sitio A o B (Roca)

α = 90, para clasificación de sitio C (Suelo denso y roca suave)

α = 60, para clasificación de sitio D, E o F (Suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

μ strenght: Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a fluencia

$$\mu_{strenght} = \frac{Sa}{Vy/w}.cm$$

Sa: Aceleración espectral del sismo correspondiente

Vy: Cortante de cedencia

W: Peso de la estructura

Cm: Factor de masa efectiva, tomado de la tabla 7-4 del ASCE 41-13. Se tomará como 1.0 si el periodo fundamental T. es mayor que 1.0 segundo

Para periodos menores a 0.2 seg. C1 no necesita tomarse mayor al calculado para T = 0.2 seg

Para periodos mayores a 1 seg, C1 = 1.0

Table 7-4. Values for Effective Mass Factor C_m

No. of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Spandrel	Steel Moment Frame	Steel Concentrically Braced Frame	Steel Eccentrically Braced Frame	Other
1–2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

NOTE: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T, in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

Reemplazo los valores:

Sa =	2,784375	m/s2
Vy =	125,00	tonf
W =	223,36	tonf
Cm =	1	
μ strenght =	4,975	
α =	60	
T =	0,500	

Entonces

C1 =	**1,265**

*** Factor de modificación C2**

Factor de modificación para representar el efecto de estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia sobre la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos mayores que 0.7 seg, el C2 = 1.0. El FEMA 440 recomienda que este factor represente únicamente los efectos de degradación de rigidez:

$$C2 = 1 + \frac{1}{800}\left(\frac{\mu_{strenght} - 1}{T}\right)^2$$

C2 =	**1,079**

5. Cálculo del desplazamiento objetivo

$$\delta t = C0 * C1 * C2 * Sa * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g$$

C0 =	1,3563	
C1 =	1,2650	
C2 =	1,0790	
Sa =	2,7844	m/s2
T =	0,5000	seg
δ't =	0,3202	m
δ't =	**32,023**	**cm**

6 Corrección del desplazamiento objetivo por diafragma no rígido

$$\delta t = n * \delta' t$$

Dónde:

$$n = \frac{\delta max}{\delta prom}$$

δmax =	11,6758	cm
δprom =	11,605	cm
n =	1,0061	

Entonces:

δt =	**32,218**	**cm**
V =	**109,26**	tonf

(Iterando)

7. Comparar el desplazamiento máximo estimado, di, con el supuesto inicial, dp

	V (tonf)	**δ (cm)**
Desempeño supuesto	109,825	31,030
Desempeño máximo estimado	109,260	32,218
Diferencia (%)	0,52%	3,69%
< 10%	OK	OK

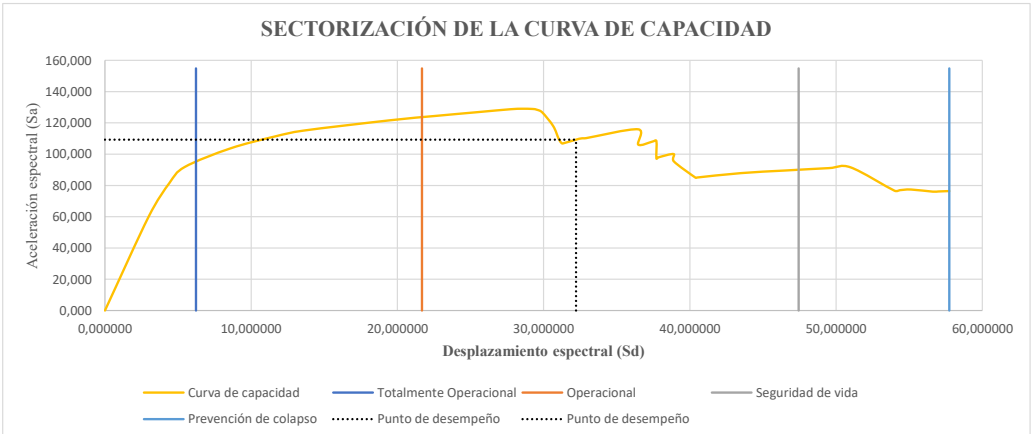
Como ya cumple con la condición, proseguimos a analizar su nivel de desempeño sísmico

Limites de aceptación globales para sectorización del espectro de capacidad:

Operacional:	dy	6,227
Ocupacion inmediata:	dy + 030 (du - dy)	21,682
Seguridad de vida:	dy + 0.80 (du - dy)	47,440
Prevención de colapso:	dy + 1.00 (du - dy)	57,743

Nivel de desempeño sísmico:

Seguridad de vida



RESUMEN

SISMO DIRECCIÓN Y-Y	Coordenadas Espectrales		Cortante vs Desplazamiento	
	Sa	Sd	V (tonf)	Δ roof (cm)
Sismo de Servicio (BSE-1E)	0,636	6,467	104,16	8,77
Sismo de Diseño	0,748	14,949	122,35	20,28
Sismo Máximo (BSE-2E)	0,668	23,754	109,26	32,22

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (SEAOC Vision 2000 Committe, 1995)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Servicio (BSE-1E)	Operacional	Sí
Sismo de Diseño	Operacional	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Seguridad de vida	Sí

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales (ASCE/SEI 41-13, 2014)

SISMO DIRECCIÓN X-X	Estado	¿Se llega a cumplir el objetivo?
Sismo de Diseño	Operacional	Sí
Sismo Máximo (BSE-2E)	Seguridad de vida	Sí

Tabla 2-5 *Objetivos de desempeño*

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE_R)	m	n	o	p

Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto
Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:

Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)	g & l
Objetivos Mejorados	g & i, j, m, n, o, ó p l & e ó f g & l & a, ó b
Objetivos Limitados	k, m, n, ó solamente o solamente g solamente l c, d, e, ó f

Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)