



---

---

## Resumen

El presente trabajo de investigación nace con el objetivo de evaluar el desempeño sismorresistente o respuesta sísmica de la infraestructura de la escuela profesional de Obstetricia de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga con el objetivo de mejorar el comportamiento estructural de la misma, ya que esta podría sufrir daños importantes ante diferentes eventos sísmico, consecuentemente con riesgo para la comunidad universitaria y público en general.

Esta evaluación en su primera etapa se verifican los controles de cortante basal y deriva de piso determinados en norma peruana de diseño sismorresistente E-030, , para en una segunda etapa realizar la evaluación dentro de los rangos no lineales, para el cual mediante el método de análisis estático no lineal Pushover se obtuvo la curva de capacidad característica de la infraestructura ya mencionada y en una última etapa se obtuvo el punto de desempeño haciendo uso del método del Espectro de Capacidad establecida en el FEMA 440. Para la ejecución de la presente investigación se utilizaron como herramienta de análisis a los programas comerciales como el SAP 2000 y EXCEL, los cuales fueron de vital importancia ya que sin estos no se podría generar la curva de capacidad y los cálculos posteriores.

Como resultado de la evaluación, se recomienda realizar intervenciones estructurales sobre la infraestructura existente con el fin de mejorar su desempeño estructural, pues se busca una estructura que pueda soportar la deformación provocada por diferentes requerimientos sísmicos, lo que permitirá evitar de colapso, incluso si excede el rango lineal permitiendo a cada elemento estructural disipar energía generando rotulas plásticas en vigas mas no en columnas.

### **Palabras clave:**

Evaluación Sismorresistente para edificaciones esenciales, Espectro de Capacidad, Matriz de Desempeño, Método Estático no Lineal Pushover.

---

---

# Introducción

En el año 2007 nuestro país sufrió un sismo intenso de magnitud de 7.0ML en la escala de Richter y 7.9Mw en la escala de momento, cuyo epicentro ocurrió a 40 km al oeste de la ciudad de Pisco y a 150 km al sur este de la capital Lima, ocasionando pérdidas considerables, debido al mal comportamiento estructural de las construcciones existentes pues se suponen no se ha tenido en cuenta la filosofía de diseño sismorresistente en la mayoría de las estructuras dañadas. Actualmente existe la normativa de diseño sismorresistente vigente (E-030,2019), que tiene la finalidad de evitar el colapso de las estructuras durante sismos de gran intensidad y evitar daños de significativos después de un sismo moderado. Sin embargo, el daño estructural después de los terremotos en otras regiones evidencia que los parámetros de la norma E-030 no es eficiente para las actuales circunstancias sísmicas por lo que investigadores tanto nacionales como internacionales proponen utilizar adicionalmente otros criterios de diseño que mejoren el comportamiento de la edificación frente a las demandas sísmicas. Es preciso señalar que según la Norma E-030 del Reglamento Nacional de edificaciones, la ciudad de Ayacucho se encuentra en una zona de alta y mediana actividad sísmica, Zona 3 y Zona 2, por lo que es necesario prestar la debida atención pues tiene la probabilidad de ocurrencia de sismos es severo.

El presente trabajo de investigación tiene como título la “Evaluación del Desempeño Sismorresistente para la Mejora del Comportamiento Estructural del edificio laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia, UNSCH, 2021”, cuyo objetivo general es evaluar el desempeño o comportamiento sismorresistente de ésta, para lo cual el trabajo de investigación se dividido en cinco capítulos siguientes.

- El primer capítulo, se descripción el problema, delimitación del problema, formulación del problema, justificación e importancia, limitaciones y objetivos de la investigación.
- Seguidamente El segundo capítulo, aborda el marco teórico, antecedentes de la investigación, bases teóricas y el marco conceptual con el que se explica la cientificidad de la investigación, con aporte científico de varios autores.
- El tercer capítulo, detalla la metodología de la investigación como enfoques, alcances, diseño de la investigación, población y muestra, hipótesis, operación de variables, técnicas e instrumentos, técnicas estadísticas y el desarrollo del trabajo de tesis.
- El cuarto capítulo, se explica el desarrolla y resultados la misma que se ha contrastado con las hipótesis, consecuente interpretación y resultados.
- En el quinto capítulo, se presenta las conclusiones de los resultados y las recomendaciones que tiene por objetivo aportar a la ciencia de la ingeniería estructural.

*A quienes me apoyaron en toda mi vida, mis padres, a ellos con mucho cariño y gratitud por su apoyo incondicional.*

*A mis abuelos Celestina y Antonio que desde el cielo guían mis pasos y como siempre están presentes en los buenos y malos momentos para lograr mis metas trazadas.*

*A todos mis tíos y primos que siempre me apoyaron moralmente para todos mis propósitos.*



---

---

# Agradecimientos

A quienes me formaron; los docentes de la escuela de formación profesional en ingeniería civil por los conocimientos impartidos a mi formación académica y profesional.

A mis compañeros de estudio con quienes aprendimos la solidaridad y debate en las áreas de la Ingeniería Civil y la vida.

Al personal administrativo de la facultad y personas que directa o indirectamente me orientaron y guiaron por el logro de metas.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE HUAMANGA

AYACUCHO, 2021

*Giovanni Giancarlos De la Cruz Quispe*

---

---

# Índice general

Resumen	I
Introducción	II
Dedicatoria	III
Agradecimientos	IV
Índice general	V
Índice de tablas	VIII
Índice de figuras	X
Glosario	XIV
Acrónimos	XV
Símbolos	XVI
<b>1. Planteamiento del Problema</b>	<b>1</b>
1.1. Descripción del problema . . . . .	1
1.2. Delimitación del problema . . . . .	2
1.2.1. Espacial . . . . .	2
1.2.2. Temporal . . . . .	2
1.2.3. Temática y unidad de análisis . . . . .	2
1.3. Formulación del problema . . . . .	2
1.3.1. Problema general . . . . .	2
1.3.2. Problemas específicos . . . . .	2
1.4. Justificación e importancia . . . . .	3
1.5. Limitaciones de la investigación . . . . .	4
1.6. Objetivos . . . . .	5
1.6.1. Objetivo general . . . . .	5
1.6.2. Objetivos específicos . . . . .	5

<b>2. Marco teórico</b>	<b>6</b>
2.1. Antecedentes . . . . .	6
2.1.1. Investigaciones internacionales . . . . .	6
2.1.2. Investigaciones nacionales . . . . .	7
2.2. Bases teóricas . . . . .	8
2.2.1. Consideraciones generales de la Norma Técnica de Edificaciones (E-030) de Diseño Sismorresistente . . . . .	8
2.2.2. Desempeño Sismorresistente . . . . .	22
2.2.2.1. Definición . . . . .	22
2.2.2.2. Objetivos de Desempeño . . . . .	22
2.2.2.3. Objetivos y Niveles de Desempeño dados por el FEMA 356 . . . . .	23
2.2.2.4. Niveles de Desempeño Según SEAOC . . . . .	32
2.2.2.5. Niveles de Desempeño según la Propuesta del ATC-40 . . . . .	33
2.2.3. Resistencia estructural de los elementos de concreto armado ante acciones laterales	35
2.2.3.1. Modelo Esfuerzo-Deformación para el Concreto . . . . .	35
2.2.3.2. Modelos Constitutivos del Concreto . . . . .	36
2.2.3.3. Modelo Esfuerzo-Deformación para el Acero . . . . .	38
2.2.3.4. Modelos Constitutivos del Acero de Refuerzo . . . . .	39
2.2.3.5. Modelo Inelástico de las secciones y elementos . . . . .	41
2.2.4. Análisis No-Lineal . . . . .	43
2.2.4.1. Análisis Estático No Lineal Pushover . . . . .	44
2.2.4.2. Procedimiento de análisis del Pushover . . . . .	45
2.2.4.3. Curva de Capacidad . . . . .	46
2.2.4.4. Conversión de la Curva de Capacidad a un Espectro de Capacidad . . . . .	47
2.2.4.5. Representación Bilineal del Espectro de Capacidad . . . . .	47
2.2.5. Espectro de Demanda y Punto de Desempeño . . . . .	49
2.2.5.1. Niveles Sísmicos . . . . .	49
2.2.5.2. Demanda Sísmica en la Norma Peruana E-030 . . . . .	50
2.2.5.3. Linealización Equivalente FEMA 440 . . . . .	52
2.2.5.4. Espectro de Respuesta Aceleracion – Desplazamiento modificado defi- nido (MADRS) . . . . .	56
2.2.5.5. Curva de Capacidad idealizada para análisis estático no lineal según FEMA 440 . . . . .	58
2.2.6. Análisis y comportamiento hidráulico de Estructuras contenedoras de líquidos .	64
2.2.6.1. Modelos Simplificados del comportamiento hidrodinámico del agua . .	64
2.2.6.2. Normas Técnicas para el análisis de reservorios elevados . . . . .	65
2.3. Marco conceptual . . . . .	66
<b>3. Método de la investigación</b>	<b>73</b>
3.1. Enfoque . . . . .	73
3.2. Alcance . . . . .	73
3.3. Diseño de investigación . . . . .	74

3.4. Población y muestra . . . . .	74
3.5. Hipótesis . . . . .	74
3.5.1. Hipótesis general . . . . .	74
3.5.2. Hipótesis específicas . . . . .	74
3.6. Operacionalización de variables, definición conceptual y operacional . . . . .	75
3.7. Técnicas e instrumentos . . . . .	76
3.8. Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información . . . . .	76
3.9. Desarrollo del trabajo de tesis . . . . .	77
3.9.1. Descripción de la Edificación en Estudio . . . . .	77
3.9.2. Análisis Sísmico de la estructura con la normativa E-030 . . . . .	87
3.9.3. Evaluación sismorresistente . . . . .	94
3.9.3.1. Evaluación sismorresistente para la estructura en análisis . . . . .	95
3.9.3.2. Propuesta de intervención a los elementos estructurales . . . . .	133
3.9.3.3. Evaluación del Desempeño del modelo propuesto . . . . .	138
<b>4. Resultados</b>	<b>150</b>
4.1. Análisis e Interpretación . . . . .	150
4.1.1. Verificación de controles Sismo resistentes de acuerdo a la normativa E-030 . . . . .	150
4.1.2. Análisis e Interpretación de las Curvas de Capacidad . . . . .	151
4.1.3. Evaluación e Interpretación de la Matriz de Desempeño según FEMA 440 . . . . .	157
4.2. Contrastación de hipótesis . . . . .	159
4.2.1. Hipótesis General . . . . .	159
4.2.2. Hipótesis específicas . . . . .	160
<b>Conclusiones y recomendaciones</b>	<b>163</b>
Conclusiones . . . . .	163
Recomendaciones . . . . .	164
<b>Referencias Bibliográficas</b>	<b>165</b>
<b>Anexos</b>	<b>167</b>
<b>Anexo A. Memoria de Cálculo de la Aplicación</b>	<b>167</b>

---

---

# Índice de tablas

1.	Factores según zona sísmica. . . . .	10
2.	Clasificación de los perfiles de suelo. . . . .	10
3.	Factor de suelo. . . . .	11
4.	Periodos $T_P$ y $T_L$ . . . . .	11
5.	Categoría y sistema estructural de las edificaciones. . . . .	12
6.	Categoría y Sistemas Estructurales. . . . .	13
7.	Sistemas Estructurales. . . . .	14
8.	Irregularidades estructurales en altura. . . . .	15
9.	Irregularidades estructurales en planta. . . . .	16
10.	Categoría y regularidad de las edificaciones. . . . .	17
11.	Límites para la distorsión del entrepiso. . . . .	21
12.	Objetivos de Desempeño Básicos de Seguridad. . . . .	23
13.	Matriz de Desempeño según FEMA 356. . . . .	24
14.	Niveles de Desempeño Estructural y Daños en Elementos Verticales de Concreto Armado. . . . .	27
15.	Niveles de Desempeño No Estructural y Daño en Componentes Arquitectónicos. . . . .	29
16.	Principales Niveles de Desempeño de un Edificio. . . . .	30
17.	Niveles y Rangos de Desempeño para Objetivos Principales de un Edificio. . . . .	30
18.	Estados de daño y Niveles de Desempeño según SEAOC. . . . .	33
19.	Niveles de Desempeño según ATC-40. . . . .	35
20.	Interacción del Factor de Amplificación Sísmica ( $C$ ) y Aceleración espectral según el periodo en la dirección X e Y. . . . .	51
21.	Coefficientes para usar en ecuaciones para una amortiguación efectiva. . . . .	54
22.	Coefficientes para usar en ecuaciones para el período efectivo. . . . .	55
23.	Rigidez efectiva de elementos en FEMA 356. . . . .	68
24.	Clasificación de columnas según la disposición de aceros de refuerzo. . . . .	85
25.	Clasificación de vigas según la disposición de aceros de refuerzo . . . . .	87
26.	Factores sísmicos. . . . .	89
27.	Periodo vs aceleración espectral sin considerar la aceleración de la gravedad para Ambas Direcciones. . . . .	90
28.	Periodos de los modos de vibración y sus masas de participación. . . . .	91
29.	Desplazamientos y Derivas. . . . .	94
30.	Parámetros numéricos aceptables para simular el comportamiento no lineal de vigas. . . . .	96

31. Parámetros numéricos aceptables para modelar el comportamiento No Lineal de Columnas.	96
32. Valores de la Rigidez Efectiva de los Componentes. . . . .	104
33. Valores para la conversión al formato Aceleración vs. Desplazamiento Espectral – Dirección X. . . . .	110
34. Valores del Espectro de Respuesta Aceleración Desplazamiento Espectral (Sd vs. Sa) – Dirección X. . . . .	112
35. Valores del Espectro de Respuesta Aceleración Desplazamiento Espectral (Sd vs. Sa) – Dirección Y. . . . .	113
36. Parámetros para definir Niveles Sísmicos. . . . .	114
37. Espectro Sísmico de Aceleraciones. . . . .	115
38. Espectro de Demanda según el Nivel de Daño. . . . .	116
39. Demanda Reducida según la metodología FEMA-440 (ADRS). . . . .	120
40. Seccionamiento del espectro de capacidad. . . . .	121
41. Seccionamiento del espectro de capacidad en la Dirección X-X en centímetros. . . . .	122
42. Seccionamiento del espectro de capacidad en la Dirección Y-Y en centímetros. . . . .	123
43. Demanda Reducida por el Factor M según la metodología FEMA-440 (MADRS). . . . .	124
44. Puntos de Desempeño para las distintas demandas sísmicas en la Dirección Y-Y. . . . .	127
45. Valores para la conversión al formato Aceleración vs. Desplazamiento Espectral – Dirección X. . . . .	139
46. Valores para el Espectro de Respuesta Aceleración Desplazamiento Espectral (Sd vs. Sa) – Dirección X. . . . .	140
47. Demanda Reducida según la metodología FEMA-440 (ADRS). . . . .	142
48. Seccionamiento del espectro de capacidad en la Dirección X-X en centímetros. . . . .	144
49. Demanda Reducida por el Factor M según la metodología FEMA-440 (MADRS). . . . .	145
50. Puntos de Desempeño para las distintas demandas sísmicas en la Dirección Y-Y. . . . .	146
51. Desplazamientos y Derivas. . . . .	151
52. Elementos columna a intervenir. . . . .	154
53. Elementos columna a intervenir. . . . .	155
54. Desempeño para las distintas demandas sísmicas en la Dirección X-X. . . . .	157
55. Puntos de Desempeño para las distintas demandas sísmicas en la Dirección Y-Y. . . . .	157
56. Matriz de desempeño según FEMA. . . . .	158
57. Matriz de Desempeño según FEMA 440. . . . .	159
58. Matriz de Desempeño según FEMA 440. . . . .	159

---

---

# Índice de figuras

1.	Zonas sísmicas. . . . .	9
2.	Curvas de Resistencias de Concreto Simple. . . . .	36
3.	Modelo de Hognestad (1951) concreto no confinado. . . . .	37
4.	Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares. . . . .	38
5.	Curvas típicas de esfuerzo deformación para barras de acero. . . . .	39
6.	Modelo elastoplástico perfecto. . . . .	40
7.	Modelo trilineal. . . . .	40
8.	Modelo con Endurecimiento Curvo. . . . .	41
9.	Modelo Momento-Curvatura. . . . .	42
10.	Diagrama Momento-Curvatura para una sección de viga. . . . .	42
11.	Diagrama de Momento-Giro. . . . .	43
12.	Ilustración del Análisis Pushover. . . . .	44
13.	Esquema del Pushover. . . . .	45
14.	Representación de la Curva de Capacidad. . . . .	46
15.	Transformación de la Curva Capacidad a un Espectro Capacidad. . . . .	47
16.	Definición de la fluencia efectiva o deformación de fluencia. . . . .	48
17.	Representación Bilineal del Espectro de Capacidad. . . . .	49
18.	Forma del Espectro de Aceleración Norma E-030 en las Direcciones X e Y. . . . .	51
19.	Representación gráfica del método de linealización equivalente. . . . .	52
20.	Grafica de la Obtención del $T_{\text{eff}}$ y $\beta_{\text{eff}}$ . . . . .	53
21.	Tipos de Curvas histereticas. . . . .	53
22.	Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento modificado (MADRS) para usar con período secante, $T_{\text{sec}}$ . . . . .	57
23.	Curva de fuerza-desplazamiento idealizada para análisis estático no lineal. . . . .	58
24.	Representación Equivalente de un sistema de “n” grados de libertad a un grado de libertad. . . . .	59
25.	Curva Pushover de una Estructura. . . . .	59
26.	Espectro de Capacidad. . . . .	60
27.	Espectro de Demanda. . . . .	61
28.	Representación Bilineal del espectro de capacidad. . . . .	61
29.	Determinación del desplazamiento máximo estimado mediante iteración directa (Procedimiento A). . . . .	62

30.	Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la intersección del espectro de capacidad con MADRS (Procedimiento B). . . . .	63
31.	Lugar de posibles puntos de desempeño utilizando MADRS (Procedimiento C). . . . .	64
32.	(a) Modelo simplificado de Housner para reservorios elevados. (b) Modos convectivo e impulsivo del agua. . . . .	65
33.	Mecanismos de colapso en edificios de varios pisos aporricados. . . . .	67
34.	Ubicación de la edificación con respecto a su entorno. . . . .	77
35.	Mapa de zonificación sísmica de la edificación. . . . .	78
36.	Plano en planta del Primer piso de la estructura en análisis. . . . .	80
37.	Plano en planta del Segundo piso de la estructura en análisis. . . . .	81
38.	Plano en planta del Tercer piso de la estructura en análisis. . . . .	82
39.	Plano en planta de la azotea de la estructura en análisis. . . . .	83
40.	Plano en planta de los elementos Estructurales existentes. . . . .	84
41.	Distribución de las Columnas en Planta. . . . .	86
42.	Detalle de losa aligerada de un sentido. . . . .	87
43.	Modelo tridimensional de edificación de tres niveles. . . . .	88
44.	Espectro inelástico para la Dirección X e Y. . . . .	90
45.	Primer modo de vibración de la estructura, T= 0. 3591 seg. . . . .	92
46.	Segundo modo de vibración de la estructura, T= 0. 3456 seg. . . . .	92
47.	Tercer modo de vibración de la estructura, T= 0. 3138 seg. . . . .	93
48.	Diagrama Generalizado Momento - Curvatura. . . . .	95
49.	Sección de 30cmx70cm - Viga Eje 7, Primer piso. . . . .	97
50.	Diagrama Momento Curvatura en el Programa SAP 2000. . . . .	98
51.	Momento-Giro normalizado según FEMA - Viga. . . . .	99
52.	Sección T de 100cmx65cm – Col. Eje 7 y Eje A. . . . .	99
53.	Momento-Giro normalizado según FEMA - Columna. . . . .	100
54.	Asignación de las rotulas plásticas en el programa SAP 2000. . . . .	100
55.	Asignación de las rotulas plásticas en los elementos vigas en el SAP 2000. . . . .	101
56.	Asignación de las rotulas plásticas en los elementos vigas en el SAP 2000. . . . .	102
57.	Asignación de las rotulas plásticas en los elementos columnas en el SAP 2000. . . . .	103
58.	Asignación de las rotulas plásticas en los elementos columnas en el SAP 2000. . . . .	103
59.	Asignación del Patrón de cargas laterales en la dirección X-X. . . . .	105
60.	Asignación del Patrón de cargas laterales en la dirección Y-Y. . . . .	106
61.	Asignación de las cargas gravitacionales según el FEMA 356. . . . .	107
62.	Asignación del Análisis estático no lineal Pushover en la dirección X-X. . . . .	107
63.	Asignación del Análisis estático no lineal Pushover en la dirección Y-Y. . . . .	108
64.	Curva de Capacidad – Dirección X. . . . .	109
65.	Curva de Capacidad – Dirección Y. . . . .	110
66.	Factor de participación de masa para el primer modo de vibración. . . . .	111
67.	Espectro de Capacidad – Dirección X. . . . .	112
68.	Espectro de Capacidad – Dirección Y. . . . .	113



69.	Espectros de Demanda según el Nivel de Daño. . . . .	117
70.	Representación Bilineal del Espectro de Capacidad – Dirección X-X. . . . .	118
71.	Representación Bilineal del Espectro de Capacidad – Dirección Y-Y. . . . .	118
72.	Representación del Espectro de Demanda Reducido según el FEMA-440 – Dir. X-X. . . . .	120
73.	Representación del Espectro de Demanda Reducido según el FEMA-440 – Dir. Y-Y. . . . .	121
74.	Desplazamiento último y de fluencia para el seccionamiento del espectro de capacidad. . . . .	122
75.	Desplazamiento último y de fluencia para el seccionamiento del espectro de capacidad. . . . .	122
76.	Niveles de desempeño en el espectro de capacidad – Dir. X-X. . . . .	123
77.	Niveles de desempeño en el espectro de capacidad – Dir. Y-Y. . . . .	123
78.	Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con Excel – Dir. X-X. . . . .	125
79.	Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con SAP 2000 – Dir. X-X. . . . .	125
80.	Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con Excel – Dir. Y-Y. . . . .	126
81.	Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con SAP 2000 – Dir. Y-Y. . . . .	126
82.	Puntos de Desempeño estructural para las Demandas de Sismos en la Dirección Y-Y. . . . .	127
83.	Paso 0, V= 0 ton, D= 0.00 cm. . . . .	128
84.	Paso 1, V= 455 ton, D= 1.08 cm. . . . .	128
85.	Paso 2, V= 780 ton, D= 2.00 cm. . . . .	129
86.	Paso 3, V= 940 ton, D= 2.93 cm. . . . .	129
87.	Paso 4, V= 975 ton, D= 3.24 cm. . . . .	129
88.	Paso 0, V= 0 ton, D= 0.00 cm. . . . .	130
89.	Paso 3, V= 887.15 ton, D= 1.49 cm. . . . .	130
90.	Paso 4, V= 962.19 ton, D= 2.00 cm. . . . .	130
91.	Paso 7, V= 1028 ton, D= 3.24 cm. . . . .	131
92.	Paso 8, V= 1054 ton, D= 5.60 cm. . . . .	131
93.	Paso 10, V= 1088 ton, D= 9.12 cm. . . . .	131
94.	Paso 16, V= 1049 ton, D= 19.69 cm. . . . .	131
95.	Paso 17, V= 1007 ton, D= 23.22 cm. . . . .	131
96.	Columnas CEJE07C, CEJE07E, CEJE05C y CEJE05E. . . . .	132
97.	Columna CEJE03F. . . . .	133
98.	Elementos Estructurales críticos a intervenir. . . . .	134
99.	Elementos estructurales secundarios a intervenir. . . . .	134
100.	Sección propuesta de la columna C3 (0.30x0.90) a Sección T (0.65x0.90). . . . .	135
101.	Sección propuesta de la columna C5 (D=0.50) a (D=0.75). . . . .	135
102.	Sección propuesta de la columna Tee C2 (0.65x1.00) a Cruz (1.00x1.00). . . . .	136
103.	Propuesta de Intervención Estructural Primer nivel. . . . .	136
104.	Propuesta de Intervención Estructural Segundo y Tercer nivel. . . . .	137
105.	Modelo Estructural con Intervención Estructural. . . . .	137
106.	Curva de Capacidad – Dirección X. . . . .	138
107.	Espectro de Capacidad – Dirección X. . . . .	140
108.	Espectros de Demanda según el Nivel de Daño. . . . .	141

109. Representación Bilineal del Espectro de Capacidad – Dirección X-X. . . . .	141
110. Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con Excel – Dir. X-X.	143
111. Desplazamiento último y de fluencia para el seccionamiento del espectro de capacidad.	143
112. Niveles de desempeño en el espectro de capacidad – Dir. X-X. . . . .	144
113. Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con Excel – Dir. X-X.	145
114. Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con SAP 2000 – Dir. X-X. . . . .	146
115. Paso 0, V= 0 ton, D= 0.00 cm. . . . .	147
116. Paso 2, V= 863 ton, D= 2.59 cm. . . . .	147
117. Paso 8, V= 1181 ton, D= 10.37 cm. . . . .	147
118. Paso 9, V= 1196 ton, D= 12.76 cm. . . . .	148
119. Paso 18, V= 1237 ton, D= 22.53 cm. . . . .	148
120. Paso 20, V= 1189 ton, D= 29.33 cm. . . . .	148
121. Curva de Capacidad en la Dirección de análisis X-X. . . . .	152
122. Curva de Capacidad en la Dirección de análisis Y-Y. . . . .	153
123. Curva de Capacidad – Dirección X. . . . .	156
124. Puntos de Desempeño estructural para las Demandas de Sismos en la Dirección X-X. .	157
125. Puntos de Desempeño estructural para las Demandas de Sismos en la Dirección Y-Y. .	158

---

---

# Glosario

**Desempeño sísmico:** Describe en términos cualitativos la actuación, la ejecución y el comportamiento de una edificación después de la acción de un sismo.

**Funcionalidad:** Capacidad de la edificación de mantener su utilidad, servicios o función, luego de un evento sísmico.

**Nivel de desempeño:** Corresponde a un estado de daño límite. Una condición descrita por el daño físico en la edificación, la amenaza a la seguridad de la vida de los ocupantes del edificio debido al daño y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto.

**Peligro sísmico:** Probabilidad que se presente un sismo de determinadas características durante cierto período de tiempo.

**Riesgo sísmico:** Grado de pérdida, destrucción o daño esperado debido a la ocurrencia de un sismo. Depende fundamentalmente de la amenaza o peligro sísmico, la vulnerabilidad sísmica y el valor del elemento expuesto.

**Vulnerabilidad sísmica:** Predisposición intrínseca de un elemento o grupo de elementos expuesto, a ser afectado o ser susceptible a sufrir daño, ante la ocurrencia de un evento sísmico.

---

---

# Acrónimos

<b>ATC</b>	Consejo de Tecnología Aplicada
<b>BI</b>	Regla de Histéresis Bilineal
<b>CQC</b>	Combinación Cuadrática Completa
<b>EERC</b>	Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica
<b>EERI</b>	Instituto de Investigación de Ingeniería Sísmica
<b>EPP</b>	Elástico / Perfectamente Plástico
<b>EVD</b>	Amortiguación Viscosa Equivalente
<b>FBD</b>	Diseño Basado en Fuerzas
<b>FEMA</b>	Agencia Federal para el Manejo de Emergencias
<b>FS</b>	Regla de Histéresis Flag Shaped
<b>ICC</b>	Consejo del Código Internacional
<b>ITHA</b>	Análisis Inelásticos de Historia de Aceleraciones
<b>MCE</b>	Sismo máximo considerado
<b>MDOF</b>	Múltiple Grado de Libertad
<b>NEHRP</b>	Programa Nacional de Reducción de Riesgos de Sismos
<b>SDOF</b>	Simple Grado de Libertad
<b>SEAOC</b>	Asociación de Ingenieros Estructurales de California
<b>SRSS</b>	Cuadrado de la Suma de Sus Cuadrados
<b>USGS</b>	Centro Nacional de Información Sísmica

---

---

# Símbolos

$D$	Diámetro de la columna
$\Delta_{\text{máx}}$	Desplazamiento máximo
$\Delta_c$	Desplazamiento del diseño en la masa crítica c
$\Delta_{c,5}$	Desplazamiento en el período de esquina $T_c$
$\delta_c$	Forma del modo en la masa crítica c
$\Delta_d$	Desplazamiento de diseño
$\Delta_i$	Desplazamientos de las n ubicaciones de masas significativas
$\delta_i$	Forma del modo inelástica
$\Delta_y$	Desplazamiento de fluencia
$E_c$	Módulo de elasticidad del concreto
$I_C$	Momentos de inercia agrietados de las columnas
$F_i$	Fuerza cortante sísmica por planta
$g$	Aceleración de la gravedad
$h_b$	Peralte de la viga
$h_c$	Peralte de la columna
$H_e$	Altura efectiva
$H_i$	Alturas del nivel i
$h_n$	Altura del edificio
$I_{eff}$	Momento de inercia efectivo
$I_g$	Momento de inercia grueso
$I_V$	Momentos de inercia agrietados de las vigas
$K_e$	Rigidez efectiva
$K_{el}$	Rigidez elástica
$l_b$	Longitud de la viga entre las líneas centrales de columnas
$l_p$	Longitud a la bisagra plástica
$l_w$	Longitud del muro
$\mu_\Delta$	Capacidad de ductilidad de desplazamiento
$m_e$	Masa efectiva
$m_i$	Masas de las n ubicaciones significativas
$M_N$	Capacidad de momento nominal
$\mu_b$	Demanda de ductilidad de desplazamiento de la viga
$\mu_s$	Ductilidad del diseño del marco

## *Símbolos*

$n$	Número de pisos
$\omega$	Factor de amplificación dinámica
$\omega_i$	Frecuencia circular
$P_{EY}$	Probabilidad de excedencia (expresada como un decimal) en el tiempo Y (años)
$\phi^\circ$	Factor de sobrerresistencia
$\phi_S$	Factor de reducción de resistencia
$\phi_y$	Curvatura de fluencia
$R$	Factor de reducción de fuerzas
$S_D$	Fuerza de diseño
$S_E$	Fuerzas básicas
$S_R$	Fuerza confiable requerida de la acción de diseño S
$T$	Periodo natural
$T_c$	Período de esquina
$T_e$	Perido efectivo
$\theta_y$	Derivas de fluencia
$\varepsilon_y$	Deformación de fluencia del refuerzo
$V_{Base}$	Cortante de base

---

---

# Planteamiento del Problema

En este primer capítulo del trabajo de investigación se presenta; la descripción, delimitación, formulación del problema y se establece los objetivos.

## 1.1. Descripción del problema

En América Latina en países como México (2020), Haití (2010) y Chile (2010) son algunos países que fueron devastados por la ocurrencia de sismos de pequeña, mediana y gran magnitud, en el cual se pudo evidenciar los desastres que ocasionan estos eventos naturales tanto a nivel de pérdida de vidas humanas como económicas que ponen en crisis a un país o una región. Es por ello que países latinoamericanos como Argentina, Venezuela y Chile están incluyendo filosofías de diseño sismorresistente en sus normativas que contemplan conceptos de no linealidad, disipación de energía, colapso inducido, rotulas plásticas, etc. que tienen por objetivo disminuir los efectos originados por las demandas sísmicas a las cuales se les imponen a las estructuras.

En Perú y muchos países de América Latina, el código de diseño estructural de edificaciones propone una investigación basada en la ocurrencia de eventos sísmicos severos, en teoría no debería haber problemas estructurales cuando ocurre un terremoto durante la vida útil del edificio. Sin embargo, estos objetivos no se han logrado de manera óptima, por lo que es necesario utilizar estándares alternativos más específicos, no solo para considerar el peligro y la degradación de la rigidez estructural, sino también para considerar el grado de daño del terremoto y predecir cómo se producirá la falla estructural.

Para la infraestructura destinada a los laboratorios de la escuela profesional Obstétrica, así como los otros pabellones construidos en la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga, edificaciones dentro de la región de Ayacucho y en todo el Perú, los estándares de cálculo y criterios estructurales se emplean tal como lo indica la normas técnicas de edificaciones, donde la construcción se lleva a cabo de manera tradicional, en este caso, no podemos declarar el modo de falla de la estructura.

En consecuencia, es de interés para la presente investigación la evaluación sismorresistente para la infraestructura antes mencionada con fines de verificación e intervención estructural.

## **1.2. Delimitación del problema**

### **1.2.1. Espacial**

El presente estudio tuvo lugar en la nueva infraestructura de la Escuela Profesional de Obstetricia de la Universidad Nacional de San Cristóbal del distrito de Ayacucho, provincia de Huamanga, departamento de Ayacucho.

### **1.2.2. Temporal**

Los datos del trabajo de investigación han sido enmarcados dentro del año 2021, en cuyo periodo se realizó la recolección y procesamiento de datos necesarios considerando la temática de evaluación del desempeño sismorresistente, obtenidos a través de fuentes secundarias.

### **1.2.3. Temática y unidad de análisis**

La investigación presenta la evaluación del desempeño sismorresistente mediante la metodología del espectro de capacidad de una edificación esencial para su evaluación de comportamiento sísmico.

El objeto de la investigación, son los estándares establecidos en la normativa estadounidense FEMA 440 para la evaluación del desempeño estructural, el cual está en función del comportamiento inelástico para el tipo de edificación.

## **1.3. Formulación del problema**

### **1.3.1. Problema general**

¿Cuál es el desempeño sismorresistente que mejora el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, 2021?

### **1.3.2. Problemas específicos**

- 1 ¿Cómo es el peligro sísmico el cual afecta al comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia?
- 2 ¿Ante distintas demandas sísmicas como afectara en el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia?
- 3 ¿Cómo es la configuración estructural actual para el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia?



- 4 ¿Cuáles son las características que componen la resistencia estructural en el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia?
- 5 ¿Cómo es la ductilidad de la estructura para el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia?

## 1.4. Justificación e importancia

Las normativas existentes respecto al estudio del comportamiento de los terremotos definen las acciones que deben tomar los gobiernos en todos los niveles y naciones como medidas de prevención, a fin de garantizar la vida, pues los eventos sísmicos en la historia de la humanidad de siempre han dejado eventos irreparables, más aún si estos dañan las estructuras como viviendas y lugares públicos que causan enormes pérdidas humanas y económicas, pues la fragilidad de los mismos dependen de la intensidad de las catástrofes por lo que es de importancia social y económica conocer a profundidad los parámetros y estándares nacionales e internacionales que permita la edificación de construcciones más seguras.

En el terremoto de Pisco - Perú de 2007, de acuerdo una evaluación del instituto Nacional de Defensa civil - informe de emergencia N° 335 de fecha 05 de noviembre del 2007, señala que dentro del sector educación se contabilizaron en total 1278 estructuras con daño entre moderado y grave dentro de las regiones de Ica, Lima, Huancavelica y Ayacucho, de los cuales 643 fueron considerados como destruidos y 635 fueron considerados como daño moderado. Este antecedente cercano, nos crea la necesidad de realizar intervenciones estructurales a las edificaciones basado en la normativa nacional e internacional a fin de garantizar su estabilidad y puedan funcionar inmediatamente después de un posible terremoto así evitar daños en los diferentes aspectos de la vida.

Las razones que justifican la investigación de desempeño sismorresistente estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga son las siguientes:

Esta investigación se justifica, porque la infraestructura analizada pertenece a la categoría de edificaciones esenciales y debe cumplir con todos los criterios establecidos en los conceptos y principios de diseño sismorresistente, lo que ayuda a evaluar y mejorar el comportamiento estructural en diferentes demandas sísmicas posibles.

La presente investigación a la vez se justifica porque nos permite conocer e identificar los posibles puntos críticos y posibles reforzamientos estructurales, en post de contrarrestar los posibles daños que puedan ocurrir ante un evento sísmico.

La investigación es importante por las siguientes razones:

- Es importante porque pretende contribuir a la sociedad porque se busca evaluar y conocer el real comportamiento estructural ante abates sísmicos de esta manera evitar futuras pérdidas de vidas humanas.
- Es importante en el aspecto económico debido a que mediante la evaluación sísmica se define

puntos de refuerzo estructural y así puede mejorar el comportamiento estructural evitando el colapso total de la estructura.

La metodología plantea un análisis estático no lineal para una edificación de tipo esencial y conocer el desempeño o comportamiento sismorresistente de este ante 4 demandas sísmicas.

Al poder conocer el comportamiento de la estructura podremos sugerir intervenciones estructurales a fin de mejorar el desempeño sismorresistente de esta, con la finalidad de garantizar y brindar mayor seguridad y funcionalidad continua de la estructura.

La investigación es importante por las siguientes razones:

- Es importante ya que constituye una tarea social, dado que mediante la presente investigación se busca evaluar y conocer el verdadero comportamiento estructural de esta ante abates sísmicos con el fin de evitar futuras pérdidas de vidas humanas.
- Es importante en el aspecto económico debido a que mediante la evaluación sísmica podremos definir puntos de refuerzo estructural y así poder mejorar el comportamiento estructural de esta evitando el colapso total de la estructura.

La metodología plantea un análisis estático no lineal para una edificación de tipo esencial y conocer el desempeño o comportamiento sismorresistente de este ante 4 demandas sísmicas.

Al poder conocer el comportamiento de la estructura podremos sugerir intervenciones estructurales a fin de mejorar el desempeño sismorresistente de esta, con la finalidad de garantizar y brindar mayor seguridad y funcionalidad continua de la estructura.

**Utilidad Metodológica:** El estudio da a conocer las cualidades y desventajas de edificación en estudio y sugiere intervenciones en mejora del comportamiento estructural dentro de los rangos no lineales y pone en evidencia si realmente el diseño sismorresistente establecido en la normativa E-030 se cumple a cabalidad.

**Valor teórico:** Es importante comprender cómo responden las estructuras convencionales y las que son diseñadas mediante el diseño por resistencia última, establecido dentro de la normativa peruana E-060 y E-030, frente a eventos sísmicos; para ello se determinará el comportamiento de una edificación del tipo esencial como es una infraestructura educativa, sometido a cargas sísmicas.

Por tanto, este trabajo es importante porque evalúa el comportamiento sísmico de edificaciones mediante la aplicación de criterios no lineales para evaluar el comportamiento estructural por sismos en la estructura.

## 1.5. Limitaciones de la investigación

El presente trabajo de investigación se realiza con información secundaria, específicamente el expediente técnico durante el proceso constructivo, sin tener lugar a una entrevista con el formulador de dicho estudio.

## **1.6. Objetivos**

### **1.6.1. Objetivo general**

Evaluar el desempeño sismorresistente que mejora el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, 2021.

### **1.6.2. Objetivos específicos**

- 1 Describir el peligro sísmico para el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.
- 2 Determinar las distintas demandas sísmicas que afectan en el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.
- 3 Describir la configuración estructural actual para el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.
- 4 Describir la resistencia estructural actual y rediseñada para el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.
- 5 Determinar la ductilidad de la estructura actual y rediseñada para el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.

---

---

## Marco teórico

### 2.1. Antecedentes

#### 2.1.1. Investigaciones internacionales

Dentro de las investigaciones internacionales encontramos los siguientes:

- Carrillo, Hernandez y Rubiano (2014), publicaron el Artículo denominado: Análisis del enfoque de diseño sismorresistente para edificios en México, el cual tiene como propósito de este estudio el analizar la transparencia del criterio de diseño sismorresistente para edificios en México, a partir de una revisión crítica de los factores de modificación de resistencia y de amplificación de desplazamiento. Además, se analiza el enfoque de los reglamentos de diseño de edificios en Estados Unidos. Se concluye que los reglamentos de diseño sismorresistente en México han evolucionado en refinamiento y complejidad. Además, se demuestra que el procedimiento especificado en dichos reglamentos permite determinar la resistencia de diseño y los desplazamientos en una forma más racional, congruente no sólo con el estado actual del conocimiento, sino con las tendencias contemporáneas de los reglamentos de edificios. Por otro lado, los procedimientos utilizados en los reglamentos de EU podrían no proporcionar una visión clara para la evaluación de la respuesta sísmica de edificios.
- Lopez, Bonilla, Marinilli y Fernandez (2010), realizaron el Artículo denominado: Evaluación sismorresistente de edificios escolares en Venezuela, el presente artículo describe la metodología seguida y los resultados obtenidos hasta la fecha en un proyecto que tiene como finalidad evaluar y reducir el riesgo sísmico de las escuelas existentes en Venezuela. El 70 % de alrededor de 28.000 planteles escolares en Venezuela están en áreas de elevada amenaza sísmica. Aproximadamente el 46 % de 18.685 planteles identificados e incorporados dentro de un sistema de información geográfica, fueron construidos con normas antiguas que no satisfacen los requerimientos sismorre-

sistentes exigidos en las normas vigentes. Un edificio construido con la norma de 1955 resistiría en término medio movimientos sísmicos aproximadamente tres veces menos intensos que uno construido con las normas modernas.

- Seijas Corrales (2012) realizó la tesis denominada: Evaluación del Comportamiento Sismorresistente del módulo I del Hospital central “José Gregorio Hernández” de puerto Ayacucho, estado Amazonas, cuya investigación contempla la evaluación del comportamiento sismorresistente de una edificación hospitalaria diseñada en un sistema aporticado Viga-Columna de concreto armado en los dos sentidos ortogonales, dejó como conclusiones del cual se recomendó el reforzamiento estructural debido a que no se encontraron vigas débiles y columnas fuertes.
- Flores (2021) realizó el artículo científico denominado: Evaluación del desempeño sismorresistente de una edificación mediante Análisis Estático No lineal Pushover: Estudio de caso, el cual explica el procedimiento para evaluar si una edificación diseñada sin previo cálculo estructural sismorresistente es capaz de soportar adecuadamente un terremoto; esto se realizó a partir de la determinación del comportamiento y nivel de desempeño de la estructura, valores obtenidos a través del método denominado: Análisis Estático No Lineal Pushover. Para llevar a cabo este proceso fueron requeridos datos de partida como: dimensiones de los elementos estructurales; cargas aplicadas; materiales empleados; planos As-built de las armaduras internas y el estudio de suelos, este último para poder generar la carga sísmica según normativa nacional (Guía Boliviana de Diseño Sísmico).

Siendo estas las principales investigaciones desarrolladas a nivel internacional, principalmente desarrolladas a nivel latinoamericano.

### 2.1.2. Investigaciones nacionales

Dentro de las investigaciones nacionales encontramos los siguientes:

- Paredes Azaña (2016), realizó la tesis denominada: Evaluación Sismorresistente de un Edificio destinado a Vivienda en la Ciudad de Lima Aplicando el análisis Estático no Lineal Pushover, La conclusión de su investigación es que el edificio en análisis cumple con lo normado en la normativa E030 debido a que presenta un desempeño sismorresistente adecuado, Esto demuestra que las vidas humanas están protegidas, pero la pérdida económica es enorme.
- Moreno (2016) en su investigación: Evaluación del Desempeño Sismorresistente de un Edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el Análisis Estático no Lineal Pushover, plantea que el diseño de desempeño de edificios residenciales en Lima frente a terremotos moderados y severos cumple con el estándar E-030 y se halla dentro del rango de desempeño establecido de acuerdo con las especificaciones de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA).
- Quispe (2018) realizó la tesis denominada: Evaluación del desempeño sísmico del Laboratorio de la Facultad de Ciencias Agrarias de la UNSCH mediante métodos no lineales, en el cual se establece los niveles de desempeño sísmico, niveles de peligro sísmico y el objetivo de desempeño

sísmico que debe cumplir una edificación esencial ante múltiples niveles de peligro sísmico. El cálculo de la respuesta estructural se realiza mediante el análisis estático no lineal (PUSHOVER) y el análisis dinámico no lineal, en la que se desarrolló el análisis del peligro sísmico probabilístico (PSHA) del sitio de fundación del edificio, obteniendo como resultado las curvas de peligro sísmico y el espectro de peligro uniforme para el nivel de sismo raro, para luego comparar con el espectro de diseño propuesta por la norma técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”; así mismo se escalan los registros sísmicos, de los siete sismo más importantes ocurridos en el Perú, considerando el espectro de diseño como espectro objetivo, de tal manera que los espectros de los registros considerados sean compatibles con el espectro objetivo especificado..

- Mendoza y Rivera (2020) realizaron la tesis denominada: Evaluación del desempeño sismorresistente de la edificación de aulas generales de la Universidad Andina del Cusco, aplicando el método de análisis estático no lineal, en la presente tesis de investigación se desarrolla la explicación teórica y aplicación de la evaluación del desempeño sismo resistente de una estructura con 13 niveles ubicada en el campus universitario de la Universidad Andina del Cusco. Se plantea el proceso de evaluación en base al diseño realizado y a una corroboración de las medidas de los elementos estructurales comprendidos de columnas, vigas y muros de corte, con el objeto de estudiar su comportamiento frente a diferentes niveles de amenaza sísmica.

## 2.2. Bases teóricas

### 2.2.1. Consideraciones generales de la Norma Técnica de Edificaciones (E-030) de Diseño Sismorresistente

#### a) Filosofía y Principios de Diseño Sismorresistente

De acuerdo a la Norma Técnica de Diseño Sismorresistente E-030 (2019, pág. 04), la filosofía del Diseño Sismorresistente consiste en:

- Evitar pérdida de vidas humanas.
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos.
- Minimizar los daños a la propiedad.

A su vez en esta sección menciona que se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establecen en la presente Norma los siguientes principios:

- La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.
- La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables.
- Para las edificaciones esenciales, se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo.

## b) Peligro Sísmico

El peligro sísmico se define por la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que un valor fijado. En general, se hace extensivo el término intensidad a cualquier otra característica de un sismo, tal como su magnitud, la aceleración máxima, el valor espectral de la velocidad, el valor espectral del desplazamiento del suelo, el valor medio de la intensidad Mercalli Modificada u otro parámetro. La ocurrencia de un evento sísmico es de carácter aleatorio y la Teoría de las Probabilidades es aplicable en el análisis del riesgo de su ocurrencia (Alva y Castillo, 2013).

### Zonificación

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas, como se muestra en la Figura N° 1. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentral, así como en la información neotectónica (Norma E.030, 2019, p 7).

**Figura 1**

*Zonas sísmicas.*



Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E030 (2019).

A cada zona se asigna un factor Z según se indica en la Tabla N° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad (Norma E.030, 2019, p 8).

**Tabla 1**

*Factores según zona sísmica.*

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E030 (2019).

**c) Condiciones Geotécnicas**

**Perfiles de suelo**

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $V_s$ ), alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los  $N_{60}$  obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $S_u$ ) para suelos cohesivos. Estas propiedades se determinan para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en el numeral (Norma E.030, 2019, p. 9).

Los tipos de perfiles de suelos son cinco, como se muestra en la tabla 2:

**Tabla 2**

*Clasificación de los perfiles de suelo.*

Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$	Descripción
$S_0$	> 1500 m/s	-	-	Roca dura
$S_1$	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa	Roca o suelos muy rígidos
$S_2$	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa	Suelos Intermedios
$S_3$	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa	Suelos Blandos
$S_4$	Clasificación basada en el EMS			Condiciones Excepcionales

Fuente: NTE E030 (2019).

**d) Parámetros de Sitio ( $S$ ,  $T_P$  y  $T_L$ )**

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo  $S$  y de los períodos  $T_P$  y  $T_L$  dados en las Tablas N° 3 y N° 4 (Norma E.030, 2019, p. 12).



**Tabla 3**

Factor de suelo.

FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
Z <sub>4</sub>	0,80	1,00	1,05	1,10
Z <sub>3</sub>	0,80	1,00	1,15	1,20
Z <sub>2</sub>	0,80	1,00	1,20	1,40
Z <sub>1</sub>	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E030 (2019).

**Tabla 4**

Periodos  $T_P$  y  $T_L$ .

PERÍODOS " $T_P$ " Y " $T_L$ "				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
$T_P$ (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L$ (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E030 (2019).

**e) Factor de Amplificación Sísmica (C)**

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones (Norma E.030, 2019, p. 12):

$$T < T_P \quad C = 2.5 \quad (2.1)$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right) \quad (2.2)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 \left( \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \right) \quad (2.3)$$

Donde:

$T$  : Es el período fundamental de la estructura.

Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

**f) Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U)**

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N° 5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N° 5 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar  $U = 1$  (Norma E.030, 2019, p. 13).

**Tabla 5**

*Categoría y sistema estructural de las edificaciones.*

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A Edificaciones Esenciales	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E030 (2019).

**Nota 1:** Las nuevas edificaciones de categoría A1 tendrán aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable podrá decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U será como mínimo 1.5 (Norma E.030, 2019, p. 13).

**Nota 2:** En estas edificaciones deberá proveerse resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista (Norma E.030, 2019, p. 13).

**g) Sistemas Estructurales**

**Estructuras de Concreto Armado**

Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE (Norma E.030, 2019, p. 14).

- **Pórticos:** Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- **Muros Estructurales:** Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.
- **Dual:** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.
- **Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL):** Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa. Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

**h) Categoría y Sistemas Estructurales**

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la Tabla N° 6 y respetando las restricciones a la irregularidad de la Tabla N° 10 (Norma E.030, 2019, p. 15).

**Tabla 6**

*Categoría y Sistemas Estructurales.*

<b>CATEGORÍA Y SISTEMA ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES</b>		
Categoría de la Edificación	Zona	Sistema Estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
A2 (*)	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema.
B	4, 3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema.
C	4, 3, 2 y 1	Cualquier sistema.

Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E030 (2019)

**i) Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de la fuerza sísmica ( $R_o$ )**

Se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la tabla 7 (Norma E.030, 2019, p. 16).

**Tabla 7**  
*Sistemas Estructurales.*

<b>SISTEMAS ESTRUCTURALES</b>	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	<b>3</b>
<b>Madera (Por esfuerzos admisibles)</b>	<b>7</b>

Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E030 (2019)

**j) Configuración Estructural**

La configuración y diseño de una edificación está relacionada con la forma, el tipo, la disposición, la resistencia, la geometría, entre otros aspectos que puedan presentar los diferentes elementos estructurales o la edificación completa, como un conjunto dentro de un enfoque global. Los principales problemas encontrados en el diseño y configuración de las estructuras, se relacionan con asimetrías y cambios bruscos de dimensiones, masas, rigideces y flexibilidades. No existe una forma estructural ideal, pero sí existen ciertos principios básicos que pueden guiar un buen desempeño en cuanto a su configuración. Es importante destacar que existen condiciones necesarias, pero no suficientes para lograr una configuración y una forma estructural sana y adecuada (Nuñez, 2019).

**j.1 Regularidad Estructural**

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los siguientes fines (Norma E.030, 2019, p. 16):

- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente de R de reducción de fuerzas sísmicas.

**Estructuras Regulares:** son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en la Tabla 8 y 9. En estos casos, el factor  $a I_e I_p$ , es igual a 1.0.

**Estructuras irregulares:** son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en la Tabla N 8 y 9

## j.2 Restricciones de Irregularidad

### Categoría de la Edificación e Irregularidad

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad.

Tabla 8

*Irregularidades estructurales en altura.*

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad $I_a$
<p><b>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando</b>                      Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.                      La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p><b>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil</b>                      Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<b>0,75</b>
<p><b>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10)</b>                      Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes.                      La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p><b>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10)</b>                      Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	<b>0,50</b>
<p><b>Irregularidad de Masa o Peso</b>                      Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<b>0,90</b>
<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b>                      La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<b>0,90</b>
<p><b>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</b>                      Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	<b>0,80</b>

Fuente: NTE E030 (2019).

**Tabla 9**

*Irregularidades estructurales en planta.*

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>	<b>Factor de Irregularidad <math>I_p</math></b>
<p><b>Irregularidad Torsional</b>                      Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (<math>\Delta_{m\acute{a}x}</math>), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{CM}</math>).                      Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<b>0,75</b>
<p><b>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10)</b>                      Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (<math>\Delta_{m\acute{a}x}</math>), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (<math>\Delta_{CM}</math>).                      Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<b>0,60</b>
<p><b>Esquinas Entrantes</b>                      La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	<b>0,90</b>
<p><b>Discontinuidad del Diafragma</b>                      La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma.                      También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	<b>0,85</b>
<p><b>Sistemas no Paralelos</b>                      Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	<b>0,90</b>

Fuente: NTE E030 (2019).

**Tabla 10**

*Categoría y regularidad de las edificaciones.*

<b>CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES</b>		
<b>Categoría de la Edificación</b>	<b>Zona</b>	<b>Restricciones</b>
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E- 030 (2018)

### j.3 Coeficiente de Reducción de las Fuerzas Sísmicas, R

“El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente  $R_0$  determinado a partir de la Tabla que se encuentra en la Norma” (Norma E.030, 2019, p. 19).

$$R = R_0 I_a I_p \quad (2.4)$$

### k) Estimación del peso (P)

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.

En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener (Norma E.030, 2019, p. 20).

### l) Procedimiento de análisis sísmico

Se realizará uno de los procedimientos siguientes.

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.
- Análisis dinámico modal espectral.

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitudes sísmicas reducidas (Norma E.030, 2019, p. 21).

**m) Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes**

**Fuerza cortante en la base**

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión (Norma E.030, 2019, p. 21):

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (2.5)$$

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (2.6)$$

**Distribución de la fuerza sísmica en altura**

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel  $i$ , correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante (Norma E.030, 2019, p. 22):

$$F_i = \alpha_i V \quad (2.7)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i (h_i)^k}{\sum_{j=1}^m P_j (h_j)^k} \quad (2.8)$$

Donde  $n$  es el número de pisos del edificio,  $k$  es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura ( $T$ ), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para  $T$  menor o igual a 0.5 segundos:  $k = 1$ .
- Para  $T$  mayor que 0.5 segundos:  $k = (0.75 + 0.5T) \leq 2$

**Periodo fundamental de vibración**

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión (Norma E.030, 2019, p. 22):

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (2.9)$$

Donde:

$C_T = 35$ , Para edificios cuyos elementos resistentes en las direcciones consideradas sean única-mente:

- Pórticos de concreto armado sin muro de corte.
- Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sin arriostrar.



CT = 45, Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

CT = 60, Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i d_i^2)}{(g \sum_{i=1}^n f_i d_i)}} \quad (2.10)$$

Donde:

$f_i$  es la fuerza lateral en el nivel  $i$  correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.

$d_i$  es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel  $i$  en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas  $f_i$ . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental  $T$  deberá tomarse como 0.85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

### Excentricidad accidental

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel ( $F_i$ ) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse, además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación (Norma E.030, 2019, p. 23):

- En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental ( $M_{ti}$ ) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i e_i \quad (2.11)$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

- Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

### Fuerzas sísmicas verticales

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a (Norma E.030, 2019, p. 23):

$$\frac{2}{3} \cdot Z \cdot U \cdot S$$

En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en la aceleración espectral.

**n) Análisis dinámico modal espectral**

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

**Modos de vibración**

“Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas”.

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis (Norma E.030, 2019, p. 23).

**Aceleración espectral**

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (2.12)$$

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales (Norma E.030, 2019, p. 24).

**Criterio de combinación**

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura, como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso.

La respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados ( $r_i$ ) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo (Norma E.030, 2019, p. 24).

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \quad (2.13)$$

Donde  $r$  representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1+\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (2.14)$$

$\beta$ , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05  $\omega_i, \omega_j$  son las frecuencias angulares de los modos  $i, j$ .

Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^m |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (2.15)$$

### Fuerza cortante mínima

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primerentrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado, para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos (Norma E.030, 2019, p. 25).

### Excentricidad accidental (efectos de torsión)

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0.05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable (Norma E.030, 2019, p. 25).

### Determinación de desplazamientos laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico (Norma E.030, 2019, p. 27).

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en las fuerzas cortantes en la base, ni el cortante mínimo en la base especificada en fuerza cortante mínima.

### Desplazamientos laterales relativos admisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado no debería exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que indica la siguiente tabla.

**Tabla 11**

*Límites para la distorsión del entrepiso.*

<b>LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO</b>	
<b>Material Predominante</b>	<b>(<math>\Delta_i / h_{ei}</math>)</b>
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E-030 (2019)

## 2.2.2. Desempeño Sismorresistente

### 2.2.2.1. Definición

El desempeño sismorresistente se define y se cuantifica en términos de cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico. En tal sentido, es importante reconocer que la seguridad ante el colapso debido a grandes sismos no implica necesariamente un comportamiento aceptable de la edificación durante sismos de pequeña o moderada intensidad, es por ello que se reconoce el nivel de desempeño sismorresistente a una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por daños y la funcionalidad de la edificación posterior al evento sísmico (Guevara, A. F. 2020)

### 2.2.2.2. Objetivos de Desempeño

Paredes (2016) señaló que la meta de desempeño es la expresión del nivel de desempeño requerido por cada edificio en cada nivel sísmico. Los objetivos de rendimiento se pueden seleccionar en función del propósito, la importancia o la función del edificio; también se tienen en cuenta los factores económicos, incluidos los costos relacionados con la recuperación de daños y el corte del servicio, así como las consideraciones de importancia potencial para los edificios que sirven como lugar histórico y cultural. En otras palabras, el movimiento del suelo causado por el terremoto se combina con el nivel de desempeño requerido del edificio para formar un objetivo de desempeño. El terremoto de tres magnitudes se define de la siguiente manera:

#### **Sismo de Servicio (SE)**

Sismo con 50 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años.

#### **Sismo de Diseño (DE)**

Sismo con 10 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años.

#### **Sismo Máximo (ME)**

Máximo nivel de sismo esperado dentro del marco geológico conocido, o el movimiento del suelo con 5 % de probabilidad de ser excedido en 50 años.

En síntesis, la característica de las metas de desempeño es seleccionar el nivel de desempeño de edificio requerido para un nivel de sismo dado, el que es mostrado en la siguiente tabla:

**Tabla 12**

*Objetivos de Desempeño Básicos de Seguridad.*

<b>El objetivo Básico de Seguridad</b>				
	<b>Nivel de Comportamiento del Edificio</b>			
<b>Movimiento de Suelo por Sismo</b>	<b>Operacional</b>	<b>Ocupación Inmediata</b>	<b>Seguridad de Vida</b>	<b>Estabilidad Estructural</b>
Sismo de Servicio (SE)				
Sismo de Diseño (DE) →				
Sismo Máximo (ME) →				

Fuente: Delgadillo (2005)

### 2.2.2.3. Objetivos y Niveles de Desempeño dados por el FEMA 356

Este estándar inicialmente tenía dos objetivos principales y secundarios. El primero es promover una aplicación más amplia de las pautas para la restauración sísmica de edificios, y el segundo es proporcionar una base para los estándares nacionales para promover métodos y técnicas basados en las prácticas tradicionales de diseño y construcción estadounidenses. (FEMA 356, 2000, p. 8).

Los siguientes son los objetivos de desempeño de FEMA 356:

En la estimación del desempeño, un objetivo tiene uno o más objetivos, y cada objetivo se compone de un objetivo de desempeño principal para un nivel de peligro sísmico. Estos objetivos serán considerados: básicos (“basic”), mejorados (“enhanced”) y limitados (“limited”).

Los niveles de peligro sísmico que se utilizarán son los siguientes:

- 50 % cada 50 años, para un periodo de retorno de 72 años.
- 20 % cada 50 años, para un periodo de retorno de 225 años.
- 10 % cada 50 años, para un periodo de retorno de 474 años.
- 2 % cada 50 años, para un periodo de retorno de 2475 años.

Los periodos se redondean a 75, 225, 500 y 2500 años de retorno respectivamente. La siguiente tabla muestra el rango de objetivos de desempeño:

**Tabla 13**

Matriz de Desempeño según FEMA 356.

		Objetivos Principales para Niveles de Desempeño en Edificios			
		Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención del Colapso (5-E)
Niveles de Peligro Sísmico	50%/50 años	a	b	c	d
	20%/50 años	e	f	g	h
	10%/50 años (BSE-1)	i	j	k	l
	2%/50 años (BSE-2)	m	n	o	p

Fuente: Adaptación de FEMA 356 (2000).

En la tabla anterior, cada cuadro representa una meta diferenciada. Cada objetivo se puede expresar como:

Objetivos Básicos de Seguridad (BSO): k + p.

Objetivos Mejorados: k + p. + algún otro objetivo a, e, i, b, f, j, n.

También Objetivos Mejorados: Sólo m, sólo n, sólo o.

Objetivos Limitados: Sólo k, sólo p.

También Objetivos Limitados: c, g, d, h, l.

■ **Objetivo Básico de Seguridad (Basic Safety Objective BSO, k + p)**

Este objetivo se logra al lograr los objetivos duales de seguridad de la vida (3-C) en el nivel de peligro sísmico de BSE-1 y prevención de colapso (5-E) en el nivel de peligro sísmico de BS-2. BSO es similar al peligro de terremoto tradicional de la seguridad de la vida. Usando BSO, se espera que la pérdida de terremotos frecuentes y moderados sea pequeña, pero causará grandes pérdidas y pérdidas económicas potenciales a terremotos raros y ocasionales. El edificio reparado sufrirá más daños que el nuevo edificio. (FEMA 356, 2000, p. 10).

■ **Objetivo Mejorados**

Este objetivo proporciona un objetivo más alto para BSO. Se realiza mediante uno o una combinación de los dos métodos siguientes (FEMA 356, 2000, p. 10):

Diseñando con el objetivo principal de superar el nivel de rendimiento de la BSO, en el nivel de peligro BSE-1 o BSE-2, o ambos.

Diseñando para BSO, usando niveles de peligro sísmico que exceden BSE-1 o BSE-2 o ambos

### ■ **Objetivo Limitados**

Se denominan objetivos limitados, a los que proporcionan desempeños menores al BSO. Para la rehabilitación de estructuras se deberá de cumplir con lo siguiente:

La rehabilitación no deberá resultar en una reducción del nivel de desempeño existente en el edificio.

No deberá generarse o incrementar el nivel de irregularidad presente en el edificio.

No se deberá incrementar la fuerza sísmica en ningún componente que sea deficiente para soportarla (FEMA 356, 2000, pág. 10).

### Objetivos Principales para Niveles de Desempeño en Edificios

La combinación del nivel de desempeño estructural y no estructural, determinara el objetivo principal de esta. Se expresará como se describe a continuación.

### Rangos y Niveles del Desempeño Estructural

Los niveles de desempeño estructural para un edificio, están constituidos por cuatro niveles discretos y dos intermedios.

Los niveles discretos son:

#### ■ **Nivel de Desempeño Estructural de “Ocupación Inmediata” (S-1)**

Es el nivel de desempeño estructural que se define como el estado de daño post-sismo, que sigue siendo seguro para la ocupación, conserva la resistencia y rigidez de la estructura antes del evento (muy poco daño estructural puede ocurrir, así como el riesgo de heridos es muy bajo) (FEMA 356, 2000, pág. 12).

#### ■ **Nivel de Desempeño Estructural de “Seguridad de Vida” (S-3)**

Es el nivel de desempeño, que se define como el estado posterior al terremoto que incluye el daño estructural, pero con un margen para evitar un colapso parcial o total. Algunos elementos estructurales pueden resultar severamente dañados, no permitiendo la caída de escombros dentro o fuera de la estructura. Alguien puede resultar lesionado durante el terremoto, pero se espera que el riesgo de pérdida de vidas debido a daños estructurales sea bajo. La estructura se puede reparar, pero por causas económicas, esto se considera una medida poco práctica. Siempre que el daño estructural no signifique que esté a punto de colapsar, es prudente implementar medidas de reparación o instalar componentes o elementos temporales antes de volver a utilizarlos (FEMA 356, 2000, p. 12).

- **Nivel de Desempeño Estructural de “Prevención del Colapso” (S-5)**

Es el nivel de desempeño estructural, incluido el daño a los componentes estructurales, la estructura continúa soportando la carga de la gravedad, pero no se reserva ningún margen antes del colapso, y el edificio enfrenta un colapso parcial o total. El daño ocurrido incluye un importante deterioro de la resistencia y rigidez del sistema frente a fuerzas laterales, deformación lateral permanente y, en menor medida, una disminución de la capacidad vertical para soportar la carga. La caída de escombros puede provocar un grave peligro de lesiones. La estructura no se puede reparar técnicamente y no es seguro reutilizarla. Puede colapsar ante las réplicas (FEMA 356, 2000, p. 13).

- **Nivel de Desempeño Estructural de “No Considerado” (S-6)**

En un plan de reparación que no involucre el desempeño estructural del edificio, puede indicar que no se considera su nivel de desempeño.

Los niveles intermedios son:

- **Nivel de Desempeño Estructural de “Control de Daños” (S-2)**

El nivel de desempeño estructural se define como el rango de daño continuo, entre S-3 y el S-1. Puede ser deseable cuando se requiere minimizar el tiempo de reparación o interrupción de equipos valiosos, o preservar elementos históricos, cuando el costo para el nivel S-1 es excesivo (FEMA 356, 2000, pág. 12).

- **Nivel de Desempeño Estructural de “Seguridad Limitada” (S-4)**

El nivel de desempeño estructural se define como el rango de daño continuo, entre S-3 y S-5 (FEMA 356, 2000, p. 12).

En la siguiente tabla se muestran ejemplos de niveles de desempeño estructural en FEMA 356 (FEMA 356, 2000, p. 13):



**Tabla 14**

*Niveles de Desempeño Estructural y Daños en Elementos Verticales de Concreto Armado.*

<b>Table C1-3 Structural Performance Levels and Damage<sup>1, 2, 3</sup>—Vertical Elements</b>				
<b>Elements</b>	<b>Type</b>	<b>Structural Performance Levels</b>		
		<b>Collapse Prevention S-5</b>	<b>Life Safety S-3</b>	<b>Immediate Occupancy S-1</b>
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking (<1/8" width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks <1/8" wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints <1/16" width.
	Drift	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent

Fuente: FEMA 356 (2000).

### Niveles de Desempeño No estructural

Los niveles de rendimiento no estructural deben seleccionarse entre cinco niveles discretos, que son: Operativo (“Operational”, N-A), Ocupación Inmediata (“Immediate Occupancy”, N-B), Seguridad de Vida (“Life Safety”, N-C), Reducción de Daños (“Hazards Reduced”, N-D), y No Considerado (“Not Considered”, N-E) (FEMA 356, 2000, p. 17).

Como componentes no estructurales, se consideran elementos arquitectónicos como tabiques, muros exteriores y techos; componentes mecánicos y eléctricos, sistemas de alta tensión, tuberías, sistemas de extinción de incendios y equipos de iluminación. Los muebles como computadoras y archivadores están incluidos en el formulario de FEMA, pero generalmente no están incluidos en los requisitos específicos.

#### ■ Nivel de Desempeño No Estructural Operativo (N-A)

En este nivel de desempeño, se consideran que los componentes no estructurales, pueden soportar todas las funciones pre-sísmicas. Los requerimientos y criterios de aceptación de diseño no están incluidos en el criterio de los niveles de desempeño, por lo que se debe de consultar a los requerimientos de fabricación para asegurar su desempeño, por ejemplo normativas mecánicas y/o eléctricas (FEMA 356, 2000, pág. 18).

#### ■ Nivel de Desempeño No Estructural de Ocupación Inmediata (N-B)

Este nivel de desempeño se define, como el estado de daño post-sísmico, que incluyen daños a los elementos no estructurales, pero los elementos de acceso al edificio (puertas, escaleras, ascensores, luces de emergencia, extintores de fuego, etc.), se mantienen operativos y disponibles. Se presume que el edificio es estructuralmente seguro, así como los ocupantes se pueden mantener seguros dentro del mismo, pero algunas labores de limpieza e inspección deben ser requeridas. Los componentes mecánicos y eléctricos dentro del edificio son estructuralmente seguros. Sin embargo algunos elementos pueden presentar algunos daños internos y estar inoperables. La energía, agua,

gas natural, líneas de comunicación y otros servicios para el normal funcionamiento del edificio pudieran no estar operativos. El riesgo de heridos mortales, debido al daño no estructural debe ser mínimo (FEMA 356, 2000, pág. 18).

- **Nivel de Desempeño No Estructural de Seguridad de Vida (N-C)**

El nivel de desempeño de Seguridad de Vida no estructural, es el estado de daño postsísmico, que incluye daños a los componentes no estructurales, pero los daños no son peligrosos para la vida. Ocurren daños significativos y costosos, a los componentes no estructurales pero éstos no son arrojados ni caen, amenazando la seguridad de vida, ya sea en el interior o en el exterior del edificio. Las rutas de salida del edificio no están extensamente bloqueadas, pero podrían estar afectados por desperdicios ligeros. Los sistemas eléctricos, plomería, y sistemas de extinción de fuego han sido dañados, resultando en inundaciones locales. Mientras pueden ocurrir heridos, por la falla de los elementos no estructurales, el riesgo de lesiones mortales es bajo (FEMA 356, 2000, pág. 18).

- **Nivel de Desempeño No Estructural de Reducción de Daños (N-D)**

Se define como la condición posterior al terremoto, incluido el daño a los componentes no estructurales que pueden causar una caída peligrosa, pero que aun así garantizan un entorno seguro y evitan que los lugares públicos de reunión se caigan (FEMA 356, 2000, p. 19).

- **Nivel de Desempeño No Estructural No Considerado (N-E)**

En este nivel de desempeño, se consideran los proyectos de reparación que no consideran componentes no estructurales (FEMA 356, 2000, p. 19)."

En la siguiente tabla se muestran ejemplos de niveles de desempeño no estructurales en FEMA 356:

**Tabla 15**

*Niveles de Desempeño No Estructural y Daño en Componentes Arquitectónicos.*

**Table C1-5 Nonstructural Performance Levels and Damage<sup>1</sup>—Architectural Components**

Component	Nonstructural Performance Levels			
	Hazards Reduced <sup>2</sup> N-D	Life Safety N-C	Immediate Occupancy N-B	Operational N-A
Cladding	Severe distortion in connections. Distributed cracking, bending, crushing, and spalling of cladding elements. Some fracturing of cladding, but panels do not fall in areas of public assembly.	Severe distortion in connections. Distributed cracking, bending, crushing, and spalling of cladding elements. Some fracturing of cladding, but panels do not fall.	Connections yield; minor cracks (<1/16" width) or bending in cladding.	Connections yield; minor cracks (<1/16" width) or bending in cladding.
Glazing	General shattered glass and distorted frames in unoccupied areas. Extensive cracked glass; little broken glass in occupied areas.	Extensive cracked glass; little broken glass.	Some cracked panes; none broken.	Some cracked panes; none broken.
Partitions	Distributed damage; some severe cracking, crushing, and racking in some areas.	Distributed damage; some severe cracking, crushing, and racking in some areas.	Cracking to about 1/16" width at openings. Minor crushing and cracking at corners.	Cracking to about 1/16" width at openings. Minor crushing and cracking at corners.
Ceilings	Extensive damage. Dropped suspended ceiling tiles. Moderate cracking in hard ceilings.	Extensive damage. Dropped suspended ceiling tiles. Moderate cracking in hard ceilings.	Minor damage. Some suspended ceiling tiles disrupted. A few panels dropped. Minor cracking in hard ceilings.	Generally negligible damage. Isolated suspended panel dislocations, or cracks in hard ceilings.
Parapets & Ornamentation	Extensive damage; some falling in unoccupied areas.	Extensive damage; some falling in unoccupied areas.	Minor damage.	Minor damage.
Canopies & Marquees	Moderate damage.	Moderate damage.	Minor damage.	Minor damage.
Chimneys & Stacks	Extensive damage. No collapse.	Extensive damage. No collapse.	Minor cracking.	Negligible damage.
Stairs & Fire Escapes	Extensive racking. Loss of use.	Some racking and cracking of slabs. Usable.	Minor damage.	Negligible damage.
Doors	Distributed damage. Many racked and jammed doors.	Distributed damage. Some racked and jammed doors.	Minor damage. Doors operable.	Minor damage. Doors operable.

Fuente: FEMA 356 (2000).

### Principales Objetivos para Niveles de Desempeño en un Edificio

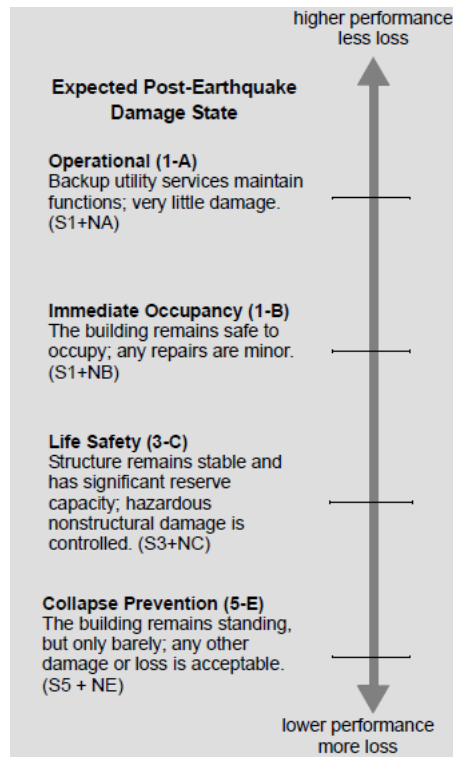
Como se dijo, los principales objetivos están representados por caracteres alfanuméricos, con números a los que representan niveles de desempeño estructural y letras a los que representan niveles de desempeño no estructurales. En la Tabla 16, puede ver algunos objetivos principales típicos (FEMA 356, 2000, p. 23).

Son posibles muchas combinaciones porque el rendimiento estructural se puede seleccionar en cualquier nivel dentro de los dos rangos de rendimiento estructural.

En la tabla 17, se presentan las posibles combinaciones de objetivos principales y nombres probables

**Tabla 16**

*Principales Niveles de Desempeño de un Edificio.*



Fuente: FEMA 356 (2000).

**Tabla 17**

*Niveles y Rangos de Desempeño para Objetivos Principales de un Edificio.*

<b>Table C1-8 Target Building Performance Levels and Ranges</b>						
<b>Structural Performance Levels and Ranges</b>						
<b>Nonstructural Performance Levels</b>	<b>S-1 Immediate Occupancy</b>	<b>S-2 Damage Control Range</b>	<b>S-3 Life Safety</b>	<b>S-4 Limited Safety Range</b>	<b>S-5 Collapse Prevention</b>	<b>S-6 Not Considered</b>
N-A Operational	Operational 1-A	2-A	Not recommended	Not recommended	Not recommended	Not recommended
N-B Immediate Occupancy	Immediate Occupancy 1-B	2-B	3-B	Not recommended	Not recommended	Not recommended
N-C Life Safety	1-C	2-C	Life Safety 3-C	4-C	5-C	6-C
N-D Hazards Reduced	Not recommended	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
N-E Not Considered	Not recommended	Not recommended	Not recommended	4-E	Collapse Prevention 5-E	No rehabilitation

Fuente: FEMA 356 (2000).

■ **Nivel de Desempeño para Edificios “Operacional” (1-A)**

Para que un edificio logre alcanzar el nivel de desempeño “Operacional” (1-A), deberá cumplir con el nivel de desempeño estructural de “Ocupación Inmediata” (S-1) y los componentes no estructurales deben cumplir con el nivel de desempeño no estructural “Operacional” (N-A). Los edificios que cumplen con este nivel de desempeño, esperarán un mínimo o nada de daño en sus componentes estructurales y no estructurales. El edificio es adecuado para su ocupación y funcionamiento normal, aunque podría presentarse algún impedimento con la energía, agua, y otros servicios necesarios que provean sistemas de emergencia. Los edificios en este nivel, plantean un riesgo muy bajo para la seguridad de vida. Económicamente no resulta muy práctico diseñar para este nivel de desempeño, sólo justificándose para edificios que brindan servicios esenciales (FEMA 356, 2000, p.24).

■ **Nivel de Desempeño para Edificios “Ocupación Inmediata” (1-B)**

Para alcanzar este nivel de desempeño, los componentes estructurales deberán cumplir con el nivel de desempeño S-1 (Ocupación Inmediata); y los componentes no estructurales, cumplir con el nivel de desempeño N-B (Ocupación Inmediata). Se esperará un daño mínimo o ninguno en sus elementos estructurales y sólo un menor daño en sus componentes no estructurales. Podría ser segura la ocupación inmediata del edificio, pero los sistemas no estructurales podrían no funcionar, debido a la pérdida de energía eléctrica o daños internos en el equipo. Por tanto, aunque la ocupación inmediata es posible, es necesario realizar la limpieza y reparación y esperar la restauración de los servicios necesarios para que el edificio funcione normalmente. El riesgo para la seguridad de vida es muy bajo. Este nivel provee mucha de la protección obtenida en el nivel de desempeño anterior (1-A), pero sin los costos de proveer servicios necesarios y calificación sísmica rigurosa para el funcionamiento de los equipos (FEMA 356, 2000, p. 24).

■ **Nivel de Desempeño para Edificios “Seguridad de Vida” (3-C)**

Para lograr el nivel de desempeño del edificio de "seguridad de vida", se debe cumplir el nivel de desempeño de seguridad de vida estructural (S-3), y para los componentes no estructurales, se debe cumplir el nivel de desempeño de seguridad de vida (NC). Los edificios de este nivel de desempeño pueden dañar elementos estructurales y no estructurales. Es posible que se requieran reparaciones antes de que el edificio pueda reutilizarse, y dichas reparaciones pueden considerarse inviábiles. Este nivel de rendimiento tiene un riesgo menor para la seguridad de la vida (FEMA 356, 2000, p. 24).

■ **Nivel de Desempeño para Edificios “Prevención del Colapso” (5-E)**

Para alcanzar este nivel de desempeño, los elementos estructurales deben cumplir con el nivel de desempeño S-5 (anti-colapso); no se considera el daño a los elementos no estructurales (N-E). A este nivel de rendimiento, se pueden prever riesgos importantes para la seguridad humana debido a la falla de componentes no estructurales. Sin embargo, debido a que el edificio no se derrumbará, se puede evitar un gran número de víctimas. Muchos edificios de este nivel se consideran pérdidas económicas (FEMA 356, 2000, p. 25).

**2.2.2.4. Niveles de Desempeño Según SEAOC**

La propuesta SEAOC define los siguientes cuatro niveles de desempeño (SEAOC, 1995):

**Totalmente Operacional**

El nivel de rendimiento sin daños. El impacto en los usuarios de las instalaciones es insignificante. El edificio es completamente seguro para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios del edificio siguen siendo funcionales y disponibles. Generalmente no necesita mantenimiento (SEAOC, 1995).

**Operacional**

Los elementos no estructurales y el contenido arquitectónico están moderadamente dañados, e incluso los elementos estructurales están levemente dañados. El daño es limitado y no pondrá en peligro la seguridad del edificio. Los edificios deben mantener sus funciones normales inmediatamente después de un terremoto, pero el daño a elementos no estructurales y contenido puede destruir parcialmente ciertas funciones. Generalmente requiere algunas reparaciones menores (SEAOC, 1995).

**Seguridad**

El nivel de rendimiento en el que se producen daños moderados en elementos estructurales y no estructurales y en el contenido del edificio. La rigidez lateral y la resistencia del sistema se degradan. Interrupción de los servicios electrónicos y mecánicos e interferencia con las rutas de escape de los edificios. La instalación ha sido descontinuada y el edificio puede necesitar reparaciones importantes. (SEAOC, 1995).

**Pre-Colapso**

La degradación de la rigidez lateral y la resistencia del sistema daña el nivel de rendimiento de la estructura, poniendo en peligro la estabilidad de la misma. Hay interrupciones del servicio básico y rutas de escape. El edificio es completamente inseguro para sus ocupantes y es posible que extender el período de mantenimiento no sea técnica o económicamente viable. (SEAOC, 1995).

La siguiente tabla muestra un resumen de los niveles de desempeño anteriores:

**Tabla 18**

*Estados de daño y Niveles de Desempeño según SEAOC.*

<i>Estado de daño</i>	<i>Nivel de Desempeño</i>	<i>Características principales</i>
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales pueden sufrir interrupciones de inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños pero permanece estable. Seguridad de ocupantes. Algunos elementos no estructurales pueden dañarse
Severo	Pre-Colapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural. Falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Fuente: SEAOC (1995).

#### 2.2.2.5. Niveles de Desempeño según la Propuesta del ATC-40

La propuesta ATC-40 estipula por separado el nivel de desempeño de la estructura y el nivel de desempeño de los componentes no estructurales, y define su combinación como el nivel de desempeño del edificio.

##### Nivel de desempeño para la estructura

Refieren los posibles estados de daño estructural. Para ello, se definen tres estados o límites de daños discretos: SP-1, SP-3 y SP-5, y dos rangos intermedios: SP-2 y SP-4 (ATC 40, 1996).

- **SP-1. Inmediata ocupación**

El sistema resistente a cargas verticales y laterales permanece prácticamente inalterado, puede haber ocurrido daño estructural muy limitado, el peligro a la vida es despreciable y la edificación se mantiene funcionando en su totalidad (ATC 40, 1996, pág. 3-3).

- **SP-2. Daño Controlado**

Corresponde a un estado de daño que varía entre las condiciones límite de inmediata ocupación y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro aunque es posible que sean afectados (ATC 40, 1996, pág. 3-3).

- **SP-3. Seguridad**

Puede haber ocurrido daño significativo en la estructura, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen. Amenaza a la vida de los ocupantes interiores y exteriores e incluso, puede haber afectados. Costos elevados asociados a las reparaciones estructurales (ATC 40, 1996, pág. 3-3).

- **SP-4. Seguridad limitada**

Corresponde a un estado que varía entre las condiciones límite de seguridad estructural, con alto peligro para los ocupantes (ATC 40, 1996, pág. 3-3).

■ **SP-5. Estabilidad estructural**

Corresponde a un estado de daño en el cual el sistema estructural está en el límite de experimentar un colapso parcial o total. Existe un elevado peligro para ocupantes y transeúntes, así como un peligro elevado en caso de réplicas (ATC 40, 1996, pág. 3-3).

■ **SP-6. No considerado**

No corresponde con un nivel de desempeño de la estructura, sino con una condición en la cual solo se incluye una evaluación sísmica de los componentes no estructurales (ATC 40, 1996, pág. 3-3).

**Nivel de desempeño para los componentes no estructurales**

Refieren el posible estado de daño de componentes no estructurales. Por esta razón, se definen cuatro estados de daño: NP-A, NP-B, NP-C y NP-D (ATC 40, 1996).

■ **NP-A. Operacional**

Después del sismo, los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Todos los equipos y maquinarias deben permanecer operativos (ATC 40, 1996, p. 3-5).

■ **NP-B. Inmediata ocupación**

El sistema, componentes y elementos no estructurales permanecen en su lugar sin pequeñas interrupciones que afecten o limiten su funcionamiento. El principal objetivo es mantener un estado seguro para los ocupantes (ATC 40, 1996, p. 3-5).

■ **NP-C. Seguridad**

Este nivel de rendimiento se caracteriza por daños considerables en el sistema, componentes y elementos no estructurales, pero sin colapso o interrupciones que amenacenseriamente a los usuarios. (ATC 40, 1996, p. 3-5).

■ **NP-D. Amenaza**

Este nivel de desempeño considera daños mayores a sistemas, componentes y elementos no estructurales, pero no considera el colapso de elementos grandes y pesados que ponen en peligro a la población. Los daños a las partes no estructurales son muy peligrosos para los ocupantes. (ATC 40, 1996, p. 353).

■ **NP-E. No considerado**

No cumple con el nivel de rendimiento de los componentes no estructurales. (ATC 40, 1996, p. 3-5).

Por tanto, el nivel de rendimiento se obtiene de una combinación adecuada de los niveles de rendimiento de los componentes estructurales y no estructurales. La siguiente tabla muestra las combinaciones recomendadas, a saber: 1-A (Operacional), 1-B (Ocupación inmediata), 3-C (Seguridad) y 5-E (Estabilidad Estructural).



**Tabla 19**

*Niveles de Desempeño según ATC-40.*

	<i>SP-1 Inmediata Ocupación</i>	<i>SP-2 Daño Controlado (rango)</i>	<i>SP-3 Seguridad</i>	<i>SP-4 Seguridad limitada (rango)</i>	<i>SP-5 Estabilidad Estructural</i>	<i>SP-6 No considerado</i>
<i>NP-A Operacional</i>	<b>1-A Operacional</b>	2-A	NR	NR	NR	NR
<i>NP-B Inmediata Ocupación</i>	<b>1-B Inmediata Ocupación</b>	2-B	3-B	NR	NR	NR
<i>NP-C Seguridad</i>	1-C	2-C	<b>3-C Seguridad</b>	4-C	5-C	6-C
<i>NP-D Amenaza</i>	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
<i>NP-E No Considerado</i>	NR	NR	3-E	4-E	<b>5-E Estabilidad Estructural</b>	No Aplicable

Fuente: ATC-40 (1996).

### 2.2.3. Resistencia estructural de los elementos de concreto armado ante acciones laterales

Conocer la resistencia estructural y/o comportamiento de una estructura bajo carga requiere el conocimiento detallado de las propiedades de los elementos que conforman la misma. Por eso, entre las mencionadas propiedades, se encuentran las relaciones esfuerzo-deformación del material con el cual se construye, en este caso concreto armado.

La respuesta inelástica de las estructuras de concreto armado bajo cargas sísmicas es caracterizada mediante la disminución de la rigidez y deformaciones permanentes en los elementos involucrados. Asimismo, para lograr esta respuesta se requiere el empleo del concepto de curvas de histéresis o comportamiento histerético, en ellas se define el comportamiento de las secciones de concreto reforzado ante la aplicación de cargas cíclicas, las cuales producen deformaciones en el rango plástico. Las cargas cíclicas son capaces de originar daños, mediante las fases de carga, descarga y recarga; lo que provoca generalmente que los componentes fallen por tracción y compresión. (Paredes, 2016)

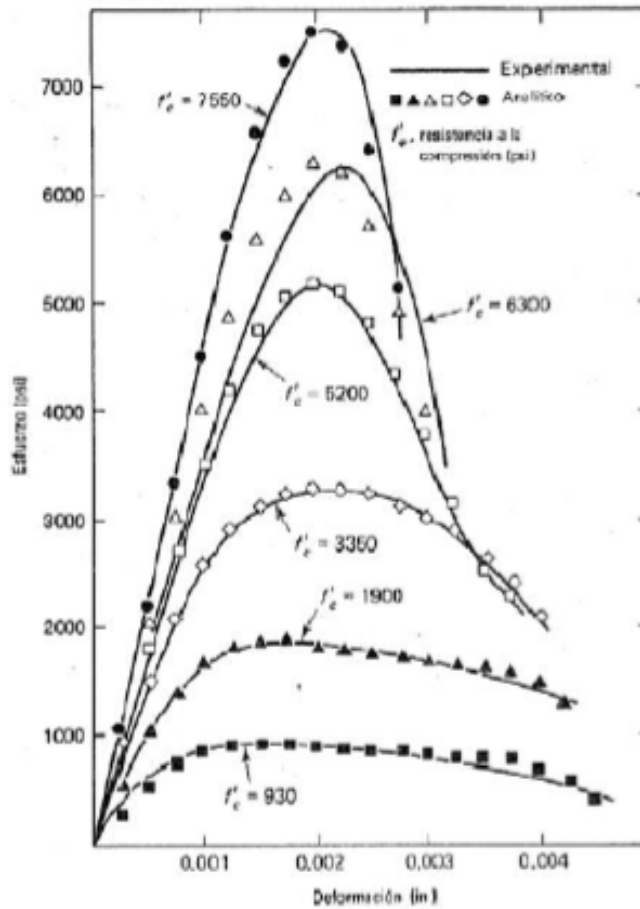
#### 2.2.3.1. Modelo Esfuerzo-Deformación para el Concreto

Para analizar la curva de tensión-deformación del hormigón, primero se deben comprender las pruebas de compresión y tracción de la unidad.

Las diferentes curvas de tensión-deformación se muestran a continuación.

**Figura 2**

*Curvas de Resistencias de Concreto Simple.*



Fuente: Nawy (1988)

### 2.2.3.2. Modelos Constitutivos del Concreto

#### a) Modelo de Hognestad

Este modelo se compone de un tramo parabólico de segundo grado (Ecuación 2.16) y otro tramo lineal (Ecuación 2.17), como se muestra en la Figura 3. El esfuerzo máximo del concreto en la estructura real  $f'_c$ , está asociado a una deformación unitaria  $\epsilon_0$  y el tramo recto parte del punto más alto de la curva, extendiéndose hasta una deformación unitaria de 0.0038 al cual corresponde un esfuerzo de  $0.85f'_c$  (Park y Paulay, 1980).

Para  $0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_0$ :

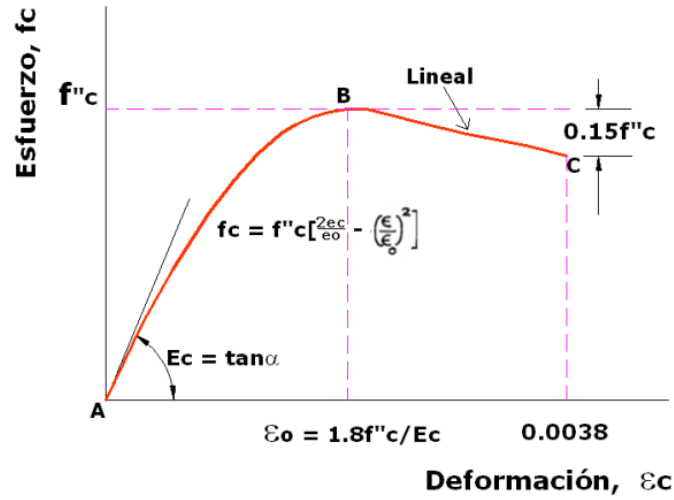
$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2.16)$$

Para  $\epsilon_0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_u$ :

$$f_c = f'_c - \frac{0.15 \cdot f'_c (\epsilon_c - \epsilon_0)}{\epsilon_u - \epsilon_0} \quad (2.17)$$

**Figura 3**

Modelo de Hognestad (1951) concreto no confinado.



**b) Modelo de Kent y Park**

Este modelo está compuesto en el primer tramo por una parábola cuyo máximo valor corresponde al esfuerzo  $f'_c$  y una deformación unitaria del concreto de 0.002 (Ecuación 2.18), como se muestra en la Figura 4. El segundo tramo del modelo es lineal (Ecuación 2.19) y el esfuerzo decrece hasta alcanzar el 20 % de  $f'_c$ , siendo la pendiente de este tramo dependiente de la resistencia del concreto, de la relación del volumen de refuerzo transversal con respecto al volumen del núcleo de concreto confinado y el espaciamiento de estribos. El último tramo es horizontal y no suele considerarse en el análisis sísmico de la estructura (Park y Paulay, 1980).

Para  $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$ :

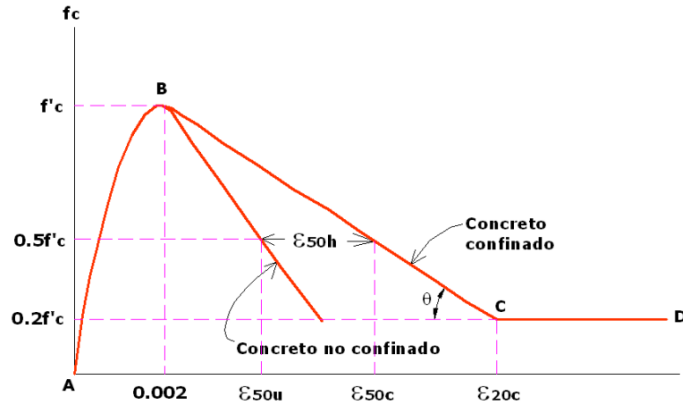
$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (2.18)$$

Para  $0.002 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{20c}$ :

$$f_c = f'_c [1 - z(\varepsilon_c - 0.002)] \quad (2.19)$$

**Figura 4**

Modelo de Kent y Park para concreto confinado por estribos rectangulares.



En la ecuación 2.19 el parámetro  $z$ , se define en la ecuación 2.20 y 2.21.

$$z = \frac{\tan \theta}{f'_c} \quad (2.20)$$

$$z = \frac{0.5f'_c}{\varepsilon_{50c} - 0.002} \quad (2.21)$$

En la ecuación 2.21 la deformación  $\varepsilon_{50c}$  corresponde a la deformación del concreto confinado cuando pierde el 50% de su resistencia y su valor se define en la ecuación 2.22.

$$\varepsilon_{50c} = \varepsilon_{50} + \varepsilon_{50h} \quad (2.22)$$

En la ecuación 2.22 el valor de  $\varepsilon_{50}$  (Ecuación 2.23) corresponde a la deformación del concreto no confinado cuando pierde el 50% de su resistencia y  $\varepsilon_{50h}$  (Ecuación 2.24) corresponde al efecto del confinamiento de estribos para alcanzar la deformación de  $\varepsilon_{50c}$  del concreto confinado.

$$\varepsilon_{50} = \frac{0.211 + 0.002f'_c}{f'_c - 70.31} \quad (2.23)$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{b_c}{s}} \quad (2.24)$$

En la ecuación 2.24, el valor de  $\rho_s$  corresponde a la cuantía volumétrica de los estribos que relaciona el volumen de los estribos con el volumen del concreto confinado, el valor de  $b_c$  corresponde a la dimensión menor de la sección del núcleo confinado de concreto y  $s$  es el espaciamiento de los estribos.

### 2.2.3.3. Modelo Esfuerzo-Deformación para el Acero

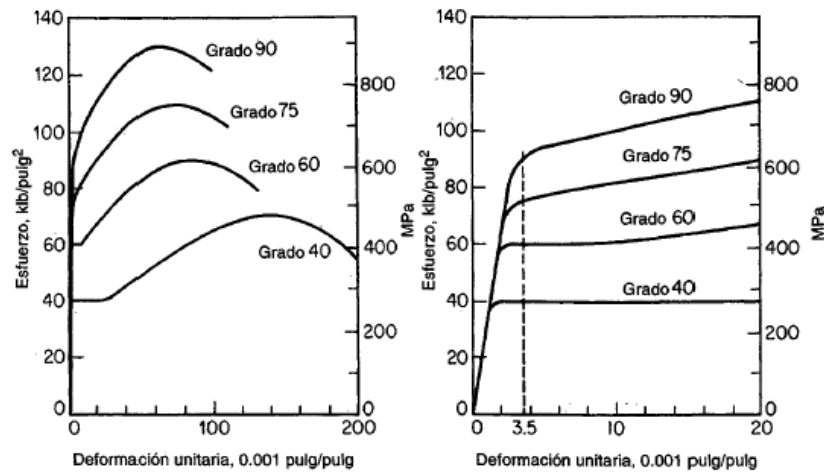
En el acero, la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria, y en particular la del tramo inicial, tiene una influencia significativa en el comportamiento de elementos de concreto reforzado. Las curvas

típicas esfuerzo - deformación unitaria de los aceros se muestran en la siguiente imagen. Las curvas completas se muestran en la parte izquierda de la figura; en la parte derecha se presentan los tramos iniciales de las curvas magnificados diez veces. Los aceros con bajo contenido de carbón, tipificados por la curva grado 40, muestran una porción elástica seguida de una plataforma de fluencia, es decir, una porción horizontal de la curva donde la deformación unitaria aumenta continuamente bajo esfuerzo constante. Para estos aceros, el punto de fluencia es el esfuerzo para el cual la plataforma de fluencia, es decir, una porción horizontal de la curva donde la deformación unitaria aumenta continuamente bajo esfuerzo constante.

Para deformaciones unitarias mayores, los esfuerzos comienzan a aumentar de nuevo pero a una tasa menor, un proceso que se conoce como endurecimiento por deformación. La curva tiende a hacerse horizontal cuando alcanza la resistencia a la tensión; ésta comienza a descender hasta que llega a la rotura. (Nilson 1999)

**Figura 5**

*Curvas típicas de esfuerzo deformación para barras de acero.*



Fuente: Nilson (1999)

#### 2.2.3.4. Modelos Constitutivos del Acero de Refuerzo

##### a) Modelo Elastoplástico perfecto

En este modelo se ignora la zona de endurecimiento por deformación del acero y el aumento en el esfuerzo asociado a esta zona (Ecuación 2.25 y 2.26), como se muestra en la Figura 6. Este modelo no estima adecuadamente los esfuerzos del acero lejos de la fluencia (Park y Paulay, 1980). La máxima deformación del acero  $\varepsilon_{su}$  se estima que se encuentra en el orden del 12%.

Para  $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ :

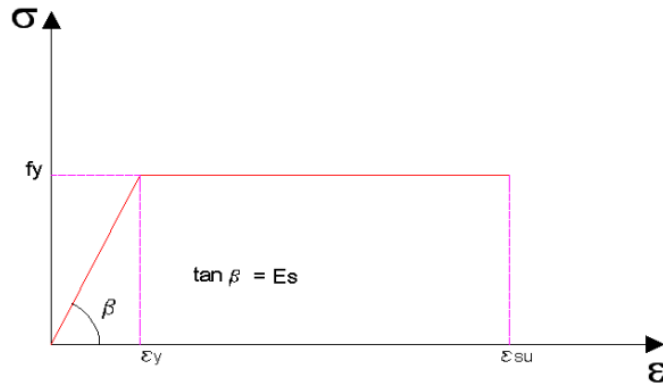
$$f_s = \frac{f_y \varepsilon_s}{\varepsilon_y} \quad (2.25)$$

Para  $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$ :

$$f_s = f'_y \quad (2.26)$$

**Figura 6**

*Modelo elastoplástico perfecto.*



**b) Modelo Trilineal**

En este modelo además de la fluencia se presenta endurecimiento del acero, como se muestra en la Figura 7, y puede someterse a esfuerzos mayores al de fluencia. El tramo AB corresponde al rango elástico, donde la pendiente es igual a su módulo de Elasticidad  $E_s$  (Ecuación 2.27), el tramo BC corresponde a la plataforma de fluencia  $f_y$  y la deformación aumenta hasta  $\epsilon_{sh}$  (Ecuación 2.28) y el tramo CD corresponde a la zona de endurecimiento por deformación (Ecuación 2.29), teniendo que la pendiente para este tramo es  $E_{sh}$  (Park y Paulay, 1980).

Para  $0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y$ :

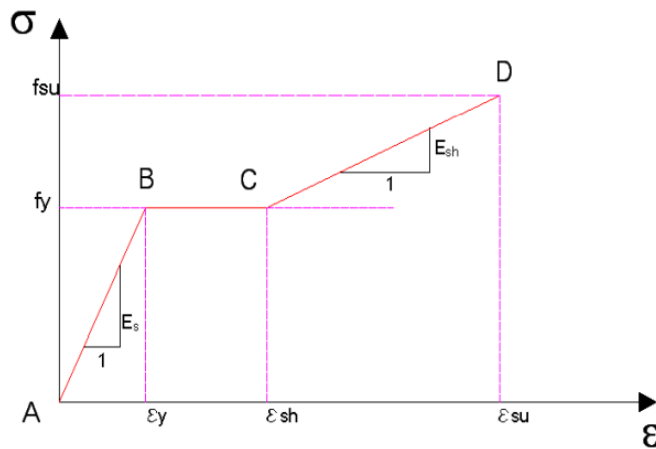
$$f_s = \frac{f_y \epsilon_s}{\epsilon_y} \tag{2.27}$$

Para  $\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$ :

$$f_s = f_y' + E_{sh}(\epsilon_s + \epsilon_{sh}) \tag{2.28}$$

**Figura 7**

*Modelo trilineal.*



**c) Modelo con Endurecimiento Parabólico**

En la figura 8 se muestra este modelo, donde el rango elástico y la fluencia se representan por líneas rectas en los tramos AB (Ecuación 2.30) y BC (Ecuación 2.31), y el endurecimiento por una parábola normalmente de 2do grado (Ecuación 2.32), en el tramo CD (Park y Paulay, 1980).

Para  $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ :

$$f_s = \frac{f'_y \varepsilon_s}{\varepsilon_y} \tag{2.29}$$

Para  $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ :

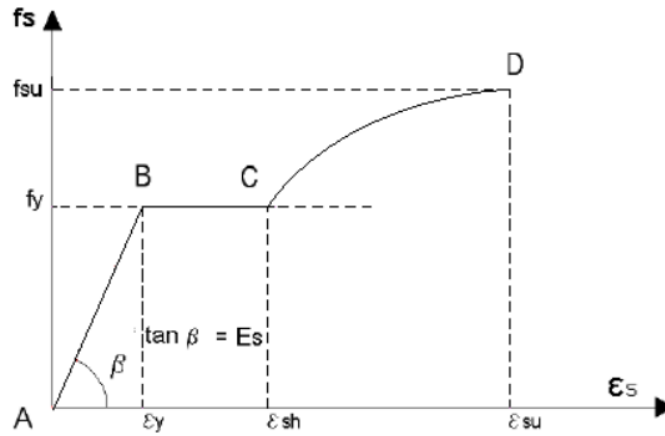
$$f_s = f'_y \tag{2.30}$$

Para  $\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su}$ :

$$f_s = f_u - (f_u - f'_y) \left( \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^2 \tag{2.31}$$

**Figura 8**

*Modelo con Endurecimiento Curvo.*



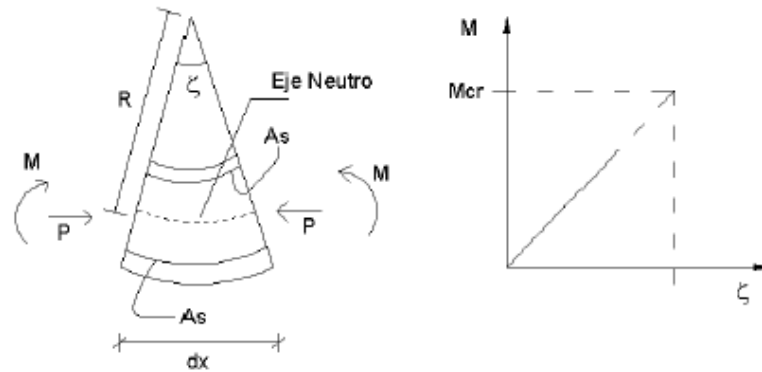
**2.2.3.5. Modelo Inelástico de las secciones y elementos**

**Dependencias Momento-Curvatura y Momento-Giro para las secciones de vigas y columnas**

El momento flector y la curvatura en la sección de hormigón armado solo mantienen una relación lineal con el momento flector menor que el momento de fisuración (Mcr). (Romero, 2015).

**Figura 9**

*Modelo Momento-Curvatura.*

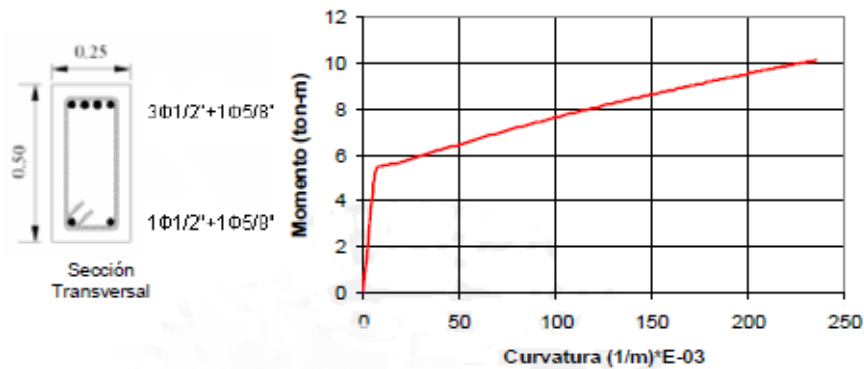


Fuente: Otazzi (2003)

Después de la fisuración, esta relación sigue mostrando una tendencia lineal, pero la pendiente es diferente, hasta que las barras de acero fluyen o el hormigón se agota. La siguiente imagen muestra la relación momento flector-curvatura de la sección de la viga, donde el rendimiento de la barra de acero precede al consumo del hormigón. (Romero, 2015).

**Figura 10**

*Diagrama Momento-Curvatura para una sección de viga.*



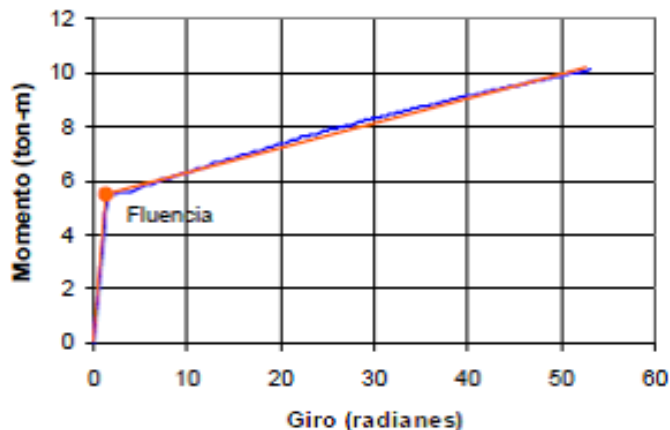
Fuente: Otazzi (2003)

Por tanto, para pasar de la relación momento-curvatura a la relación momento-giro, se multiplica cada valor de curvatura por la longitud de rótula efectiva. La siguiente figura muestra el resultado de dicha multiplicación, convirtiéndose en el diagrama momento - giro (Romero y Quiroga, 2015).



**Figura 11**

*Diagrama de Momento-Giro.*



Fuente: Otazzi (2003)

#### 2.2.4. Análisis No-Lineal

El comportamiento no lineal de las estructuras es tan importante como el comportamiento lineal en la práctica de un diseño sismorresistente por las siguientes razones: la estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños bajo sismos pequeños o medianos que puedan ocurrir durante su existencia. Además, no debe sufrir un colapso con un fuerte movimiento sísmico que tenga recurrencias de 50 años o más. A menudo, las estructuras diseñadas con esta filosofía están sujetas a fuerzas sísmicas medianas que las llevan al rango inelástico. En algunas ocasiones, las fuerzas observadas han sido de tres a cuatro veces mayores que las que se especifican en los reglamentos. Asimismo, diseñar estructuras que permanezcan elásticas bajo grandes movimientos sísmicos es muy costoso y se considera pocorealista.

Por esta razón, el modelamiento de las estructuras ante eventos sísmicos es complejo y hace que no exista aún un único procedimiento para su análisis. Los métodos de análisis no lineales se clasifican en dos grupos bastante definidos: análisis dinámicos no lineales y análisis estáticos no lineales.

Para los análisis estáticos, éstos se realizan mediante la aplicación del Análisis Estático No Lineal (AENL) también llamado Pushover. A pesar de tener ciertas limitaciones desde el punto de vista metodológico, pues los resultados no son muy exactos, es el procedimiento de mayor aceptación y uso. Dentro de las limitaciones del Pushover se encuentra que este análisis solo tiene en cuenta el aporte del primer modo de vibración, el cual representa un sentido en la dirección de la fuerza sísmica. Asimismo, un aspecto importante en la aplicación de esta metodología es la construcción de la curva de capacidad de la edificación. Esta curva se obtiene empujando el edificio horizontalmente mediante una distribución de carga predefinida, la cual se incrementa paso a paso hasta alcanzar un valor máximo de desplazamiento en el último piso, o el colapso de la estructura. Los documentos guía no especifican un tipo de distribución de carga a utilizar, sino que permiten cierta libertad. Lo anterior se convierte en una de las principales deficiencias de la metodología, dado que la curva de capacidad del edificio es sensible a la distribución de carga utilizada. Sin embargo, tal como se mencionó, es el análisis más utilizado debido a su simpleza para representar el comportamiento de las edificaciones ante sismos

severos, pues consiste en discretizar el comportamiento no lineal a través de rótulas que se ubican en las zonas donde se espera un comportamiento inelástico.

Asimismo, la aplicación del análisis estático no lineal permite determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento sísmico, la demanda depende de ciertos parámetros como la amenaza sísmica y el tipo de ubicación de la estructura; por otro lado, la capacidad de la estructura depende de la rigidez, resistencia y deformación de cada uno de los miembros que la conforman. Por ello, cuando se procede a realizar un AENL, es necesario contar con la siguiente información:

- Las dimensiones de las secciones de los miembros y el acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal.
- Las cargas permanentes y variables que actúan sobre la estructura. La resistencia real de las vigas y columnas.
- La posible ubicación de las rótulas plásticas que podrían formarse en la estructura.
- Cargas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura. El valor de estas cargas por pisos debe tener la misma forma de cargas proveniente de la aplicación del primer modo, es decir, la forma triangular invertida.

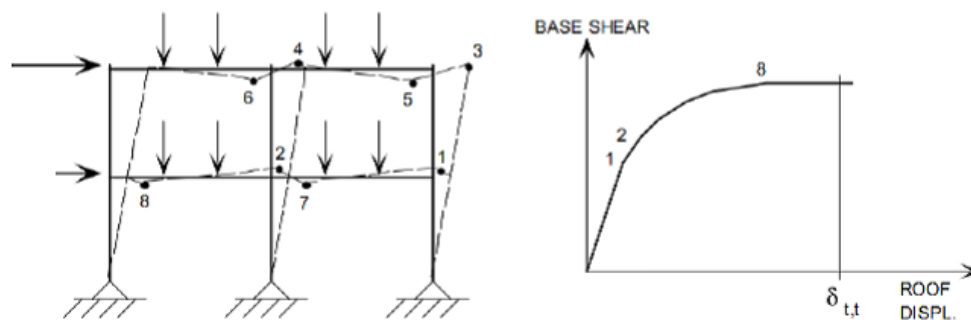
#### 2.2.4.1. Análisis Estático No Lineal Pushover

El análisis estático no lineal es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura, en lugar de un análisis no lineal dinámico que sería lo más adecuado, pero que a su vez es muy complejo como para ser un método de oficina. El ANLE, es un gran avance en comparación con la forma de análisis actual que utiliza la teoría lineal, como el caso de nuestra norma sismorresistente (Esteba, 2017).

El análisis estático no lineal de empuje es un método que implica aplicar un patrón de carga lateral monótono a la estructura, es decir, solo en una dirección, considerando la carga de gravedad permanente de la estructura. El icono de Pushover se puede ver en la siguiente imagen. (Esteba, 2017)

**Figura 12**

*Ilustración del Análisis Pushover.*



Fuente: Toledo (2011).

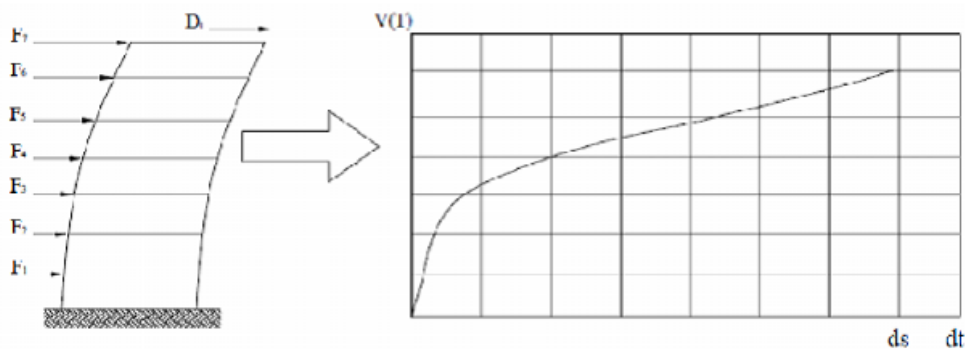
Como se puede ver en la figura anterior, la curva de capacidad obtenida por el análisis Pushover es producida por las rotulas plásticas en la estructura y es producida por el empuje lateral monótono.

#### 2.2.4.2. Procedimiento de análisis del Pushover

El método Pushover implica llevar al colapso una estructura previamente diseñada cuyas características de sus componentes son conocidas, tales como montaje general y curvas histéricas; esto se logra aplicando un patrón de carga lateral incremental bajo una carga de gravedad constante (ver Figura 13). la misma dirección hasta que la estructura colapsa o alcanza un cierto valor de carga. En este tipo de análisis, debido a la respuesta inelástica del material, el modelo estructural combina directamente las características no lineales de la relación fuerza-deformación de cada componente. (Esteba, 2017).

**Figura 13**

*Esquema del Pushover.*



Fuente: Portillo.

En la figura 13 muestra las cargas distribuidas en cada piso ( $F_i$ ). La suma de estas fuerzas es la fuerza cortante basal  $V$ . Debido a la aplicación de fuerzas laterales, la estructura tiene un desplazamiento lateral máximo  $ds$ . Es decir, se repite el proceso para incrementar la carga inicial hasta que la estructura colapsa.

Estas fuerzas iniciales se obtienen del código de área y aumentarán monótonamente en el futuro. El patrón de carga utilizado debe estar cerca de la fuerza de inercia esperada durante el terremoto. Sin embargo, se debe considerar que la fuerza de inercia real varía con la intensidad del sismo; más el modelo considerado de empuje, se considera constante. (Esteba, 2017).

En el análisis de Pushover propuesto por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), existen dos grupos de distribución de carga lateral más utilizados que son:

- El modo de fuerza uniforme basado en la carga lateral es proporcional a la masa de cada piso y no tiene nada que ver con la altura.
- La distribución de la fuerza es proporcional al producto de la masa y la deformación modal asociada con el primer modo de vibración del edificio, que es un modo determinado utilizando un número suficiente de modos de vibración.

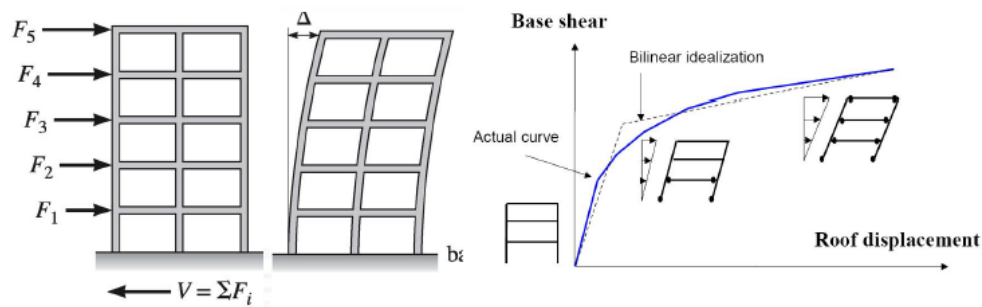
La relación entre la carga aplicada a la estructura y el desplazamiento generado por el piso superior está representada por la denominada curva de capacidad.

### 2.2.4.3. Curva de Capacidad

La curva de capacidad característica para la estructura está representada por la relación entre la resistencia a la carga lateral del edificio y el desplazamiento lateral del piso superior, como se muestra en la figura siguiente.

**Figura 14**

*Representación de la Curva de Capacidad.*



Fuente: Portillo.

Paredes (2016) indica al respecto lo siguiente:

La capacidad total de una estructura depende de la resistencia y capacidades de combinación de ambos. Asimismo, la finalidad de obtener la curva de Capacidad es poder identificar la capacidad a la fluencia y la capacidad última de la estructura.

El estudio de la Curva de Capacidad es parte de toda una filosofía de diseño llamada “Diseño por Capacidad”, cuyo objetivo principal es conseguir una estructura extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo severo, lo que orienta a evitar el colapso, a pesar de haber excedido su resistencia. Para lograr esto, se requiere deformar a la estructura inelásticamente. La importancia de este análisis inelástico la explica el profesor Tom Paulay.

Mientras que Pique (2002) menciona que:

Para asegurar la supervivencia estructural a un gran terremoto, se necesita escoger un mecanismo plástico racional y cinemáticamente admisible. Esto se hace necesario para asegurar que todos los lugares donde tendrá lugar la disipación de energía por deformación inelástica estén claramente identificados.

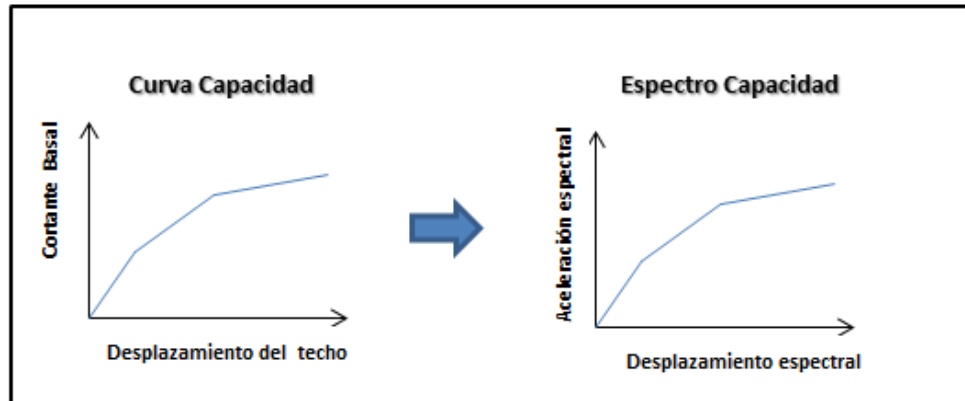
Para determinar la capacidad más allá de los límites elásticos, se requiere aplicar alguna metodología de análisis no lineal.

#### 2.2.4.4. Conversión de la Curva de Capacidad a un Espectro de Capacidad

Para poder utilizar cualquier método de desempeño existente (ATC-40, FEMA, etc.), es necesario convertir la Curva de Capacidad, que está en términos del cortante basal y desplazamiento del último piso, a un Espectro de Capacidad, que está en términos de aceleración espectral versus desplazamiento espectral ( $S_a$  vs.  $S_d$ ), tal como se muestra en la siguiente figura:

**Figura 15**

*Transformación de la Curva Capacidad a un Espectro Capacidad.*



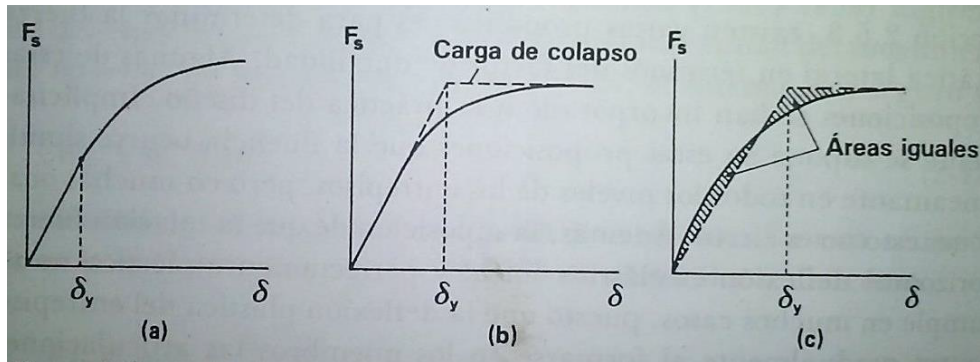
#### 2.2.4.5. Representación Bilineal del Espectro de Capacidad

Como se mencionó en el estudio del modelo esfuerzo-deformación de elementos de hormigón armado, también es común expresar la curva de capacidad portante en forma bilineal para facilitar el estudio de las diversas características obtenidas por este método. Para realizar una representación bilineal, es necesario saber en qué punto la curva de capacidad cambia de lineal a no lineal. Es bien sabido que en el análisis de capacidad, la formación de la primera bisagra plástica desencadena el comportamiento no lineal del edificio, pero este hecho no tiene nada que ver con cambios bruscos o significativos en la pendiente de la curva de capacidad, que representa la rigidez de la estructura. Por lo tanto, es necesario encontrar el punto de fluencia donde el comportamiento del edificio cambia significativamente, por lo que la pendiente de la curva de capacidad se denomina punto de “fluencia efectiva”. Una vez encontrada, la curva de capacidad en el modelo bilineal se puede simplificar (Paredes, 2016).

La fluencia efectiva, también llamada deflexión por fluencia ( $\delta_y$ ), se puede definir de muchas formas, como se muestra en la figura siguiente

**Figura 16**

*Definición de la fluencia efectiva o deformación de fluencia.*



Fuente: Wakabayashi (1990).

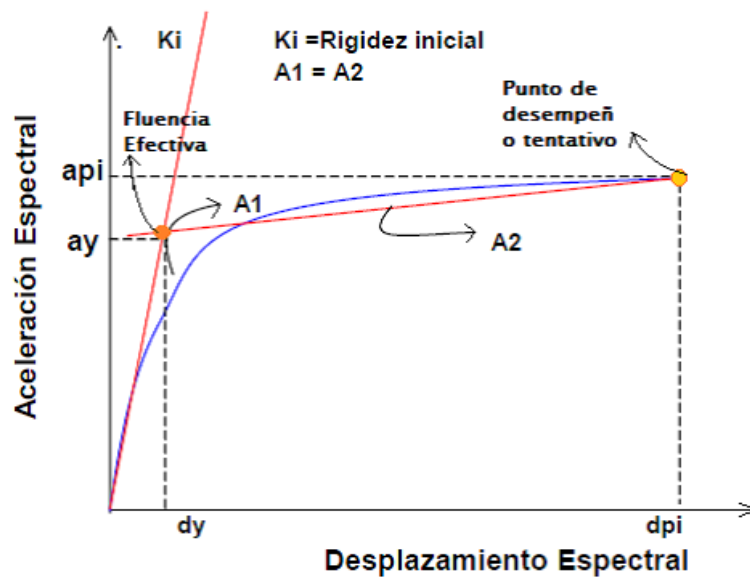
El juicio de esta alternativa se basa en la absorción de energía, incluido el aplanamiento del área bajo la curva de capacidad con el área bajo la curva en el modelo bilineal, como se muestra en la figura anterior.

Para definir el límite de rendimiento efectivo mencionado en el párrafo anterior, se siguen los pasos descritos a continuación:

- Dibujar una línea a lo largo de la rigidez inicial de la estructura en la curva de capacidad y que es tangente al origen.
- El diseñador estima la ubicación del punto de desplazamiento de colapso (punto de desempeño temporal) para desarrollar un espectro de respuesta de demanda simplificado. A partir de este punto, dibuje la segunda línea hasta que se cruce con la primera línea dibujada. El estándar es que el área A1 es aproximadamente igual al área A2 (ver Figura 17), como se indica en el estándar para áreas iguales.

**Figura 17**

*Representación Bilineal del Espectro de Capacidad.*



Fuente: Delgadillo (2005).

- Una vez definido el límite elástico efectivo, se define el rango de desplazamiento elástico e inelástico de toda la estructura, especialmente el rango elástico desde el origen hasta el límite elástico efectivo, y el rango inelástico desde el límite elástico efectivo hasta el rendimiento.

## 2.2.5. Espectro de Demanda y Punto de Desempeño

### 2.2.5.1. Niveles Sísmicos

Como se observa en los objetivos de desempeño, ATC-40 considera tres niveles sísmicos, de la siguiente manera:

#### **Sismo de Servicio:**

Se define como un nivel de terremoto que tiene un 50% de probabilidad de superarse en 50 años. Por lo tanto, este nivel de terremoto suele ser 0,5 veces el terremoto de diseño. Además, los terremotos de servicio representan la frecuencia de sacudidas del suelo que se pueden experimentar durante el ciclo de vida de un edificio. En términos de probabilidad, el período de retorno promedio de un terremoto de servicio es de aproximadamente 75 años. (ATC 40, 1996, p. 3-8).

#### **Sismo de Diseño:**

Se define como un terremoto con una probabilidad de más del 10% en 50 años. Por lo tanto, representa el nivel poco común de vibración del suelo que puede ocurrir durante la vida útil del edificio. En términos de probabilidad, el período de retorno promedio de este terremoto es de unos 475 años. (ATC 40, 1996, p. 3-8).

#### **Sismo Máximo:**

Se define como el nivel máximo de sismo que se puede esperar donde se ubica el edificio en estudio. Se puede calcular como un nivel de terremoto con una probabilidad del 5% de superarse en 50 años. En términos de probabilidad, el período de retorno del terremoto más grande es de aproximadamente 975 años. (ATC 40, 1996, p. 3-8).

#### 2.2.5.2. Demanda Sísmica en la Norma Peruana E-030

El espectro elástico de respuesta de aceleraciones de la Norma Peruana E-030 corresponde a un sismo catalogado como Sismo de Diseño. Este espectro se obtiene al graficar la aceleración espectral normada y el periodo de la estructura.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g \quad (2.32)$$

$$C = 2.5 \frac{T_P}{T} \quad (2.33)$$

De la ecuación 2.33, teniendo el  $T_P$  según el tipo de suelo, y dando valores al periodo de la edificación se tiene, para cada tipo de suelo:



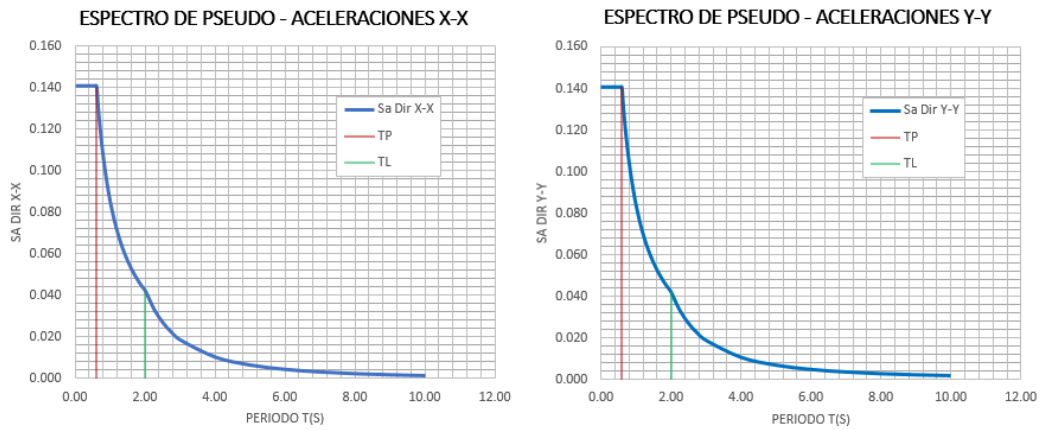
**Tabla 20**

*Interacción del Factor de Amplificación Sísmica (C) y Aceleración espectral según el periodo en la dirección X e Y.*

C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	0.141	0.141
2.50	0.02	0.141	0.141
2.50	0.04	0.141	0.141
2.50	0.06	0.141	0.141
2.50	0.08	0.141	0.141
2.50	0.10	0.141	0.141
2.50	0.12	0.141	0.141
2.50	0.14	0.141	0.141
2.50	0.16	0.141	0.141
2.50	0.18	0.141	0.141
2.50	0.20	0.141	0.141
2.50	0.25	0.141	0.141
2.50	0.30	0.141	0.141
2.50	0.35	0.141	0.141
2.50	0.40	0.141	0.141
2.50	0.45	0.141	0.141
2.50	0.50	0.141	0.141
2.50	0.55	0.141	0.141
2.50	0.60	0.141	0.141
2.31	0.65	0.130	0.130
2.14	0.70	0.121	0.121
2.00	0.75	0.113	0.113
1.88	0.80	0.105	0.105
1.76	0.85	0.099	0.099
1.67	0.90	0.094	0.094
1.58	0.95	0.089	0.089
1.50	1.00	0.084	0.084
1.36	1.10	0.077	0.077

**Figura 18**

*Forma del Espectro de Aceleración Norma E-030 en las Direcciones X e Y.*



Por otro lado, de acuerdo con la teoría del desempeño, para diferentes terremotos (frecuentes, ocasionales, raros y muy raros), nuestro país debe tener diferentes formas de espectro.

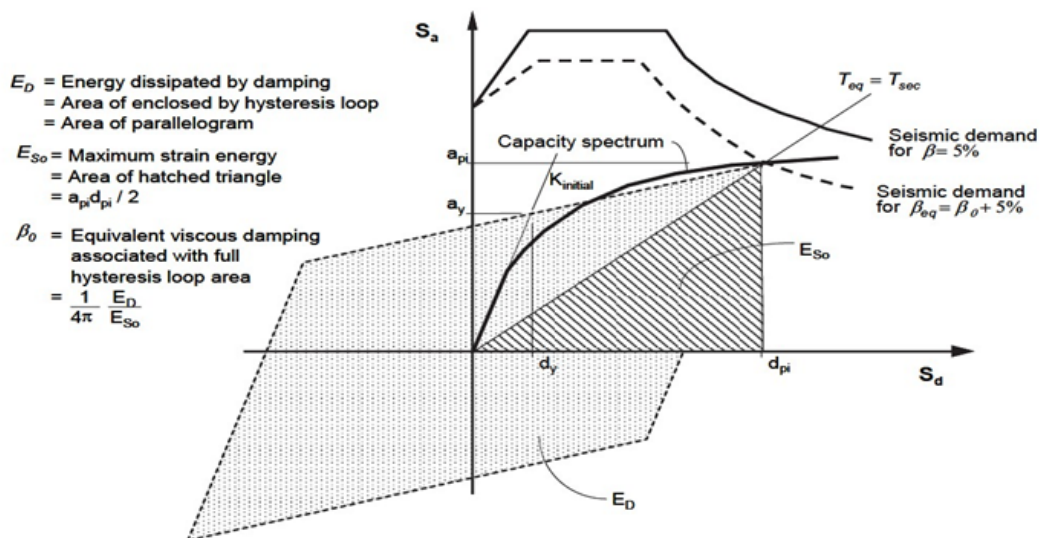
Dado que nuestro estándar actual solo propone un tipo de espectro, este estudio se basa en las recomendaciones del formato de espectro proporcionado por el Dr. Roberto Aguiar. Para terremotos frecuentes, se recomienda obtener un espectro de valores de aceleración, que es igual a la norma de terremotos raros dividida por 3. Para terremotos ocasionales, la recomendación de Guendelman (2002) es muy adecuada, es decir, multiplicar el espectro de frecuencias de los terremotos frecuentes por 1.4. Finalmente, para terremotos muy raros, se recomienda multiplicar el espectro de elasticidad por 1.3. (Aguiar, 2003)

### 2.2.5.3. Linealización Equivalente FEMA 440

El documento FEMA440 presenta un procedimiento llamado Linealización Equivalente Mejorada, como modificación al Método del Espectro de Capacidad del ATC-40.

**Figura 19**

*Representación gráfica del método de linealización equivalente.*



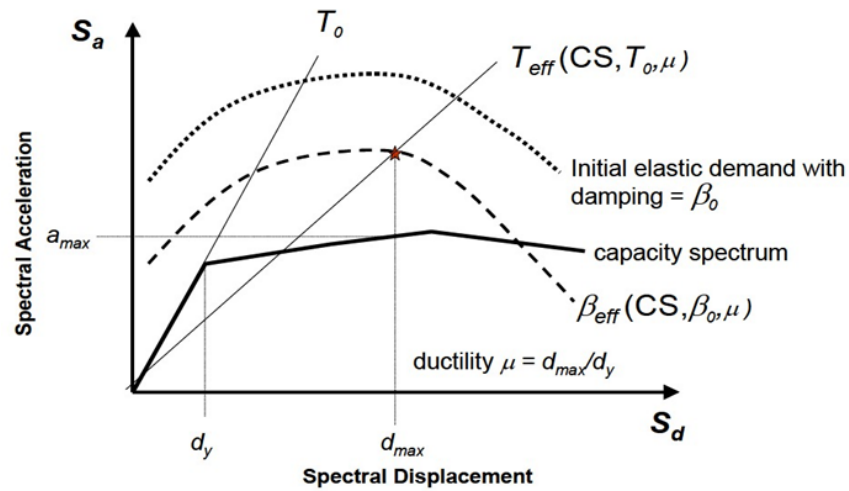
Fuente: FEMA 440.

La linealización equivalente determina el máximo desplazamiento del sistema no lineal con un sistema lineal, utilizando el período y amortiguamiento efectivo  $T_{eff}$ ,  $\beta_{eff}$ . Se modifica el espectro de demanda para que coincida con el método del ATC 40. La solución se encuentra mediante un proceso iterativo o gráfico debido a que la ductilidad es el objetivo del análisis y los parámetros efectivos son función de ella (ATC 40, 1996).

Este proceso puede no ser confiable para ductilidades muy altas ( $\mu > 10$ ).

**Figura 20**

Grafica de la Obtención del  $T_{eff}$  y  $\beta_{eff}$ .

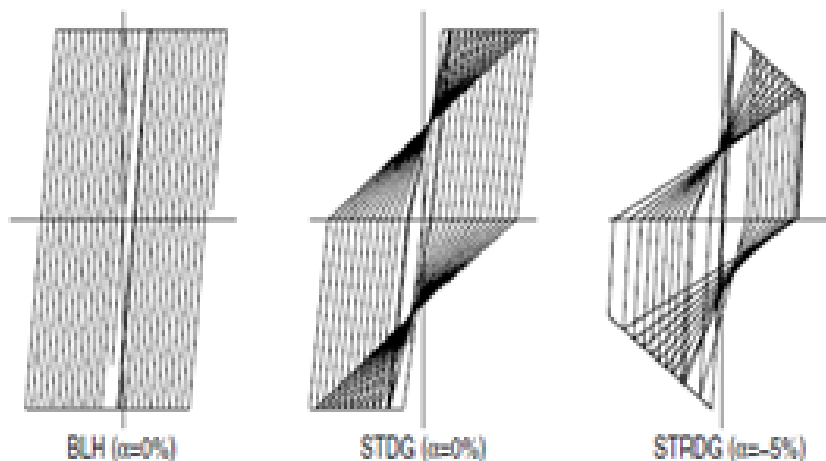


Fuente: FEMA 440.

Los parámetros lineales equivalentes ( $T_{eff}$ ,  $\beta_{eff}$ ) se determinan a través de un análisis estadístico que minimiza las diferencias (errores) entre la respuesta máxima de un sistema inelástico real y su homólogo lineal equivalente. Una de las variables de la que depende el cálculo de los parámetros efectivos es el tipo de comportamiento histerético que presente la estructura, en términos de degradación de resistencia y rigidez. Se analizaron tres tipos de comportamiento (FEMA 440, 2005):

**Figura 21**

Tipos de Curvas histeréticas.



Fuente: FEMA 440.

Según el FEMA 440 la curva de capacidad real puede ser idealizada a fin de calcular la rigidez lateral efectiva  $K_e$ , resistencia de fluencia  $V_y$ , punto de fluencia  $\Delta_y$  y punto último  $\Delta_d$ .

■ **Amortiguamiento Efectivo  $\beta_{eff}$**

Los valores de amortiguamiento viscoso efectivos, expresados como porcentaje de amortiguamiento crítico, para todos los modelos histéricos, los tipos y valores alfa tienen la siguiente forma:

Para:  $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Para:  $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = C - D(\mu - 1) + \beta_0$$

Para:  $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = E \left[ \sqrt{\frac{F(\mu - 1) - 1}{F(\mu - 1)^2}} \right] \left( \frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

Los valores (A, B, C, D) de las fórmulas están tabulados en la tabla 6-1 del FEMA 440. Dichos valores son función de las características de la curva de capacidad del oscilador de un grado de libertad en términos de tipo de histéresis y rigidez post elástica  $\alpha$  (FEMA 440, 2005).

**Tabla 21**

*Coefficientes para usar en ecuaciones para una amortiguación efectiva.*

Model	$\alpha$ (%)	A	B	C	D	E	F
Bilinear hysteretic	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Bilinear hysteretic	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Bilinear hysteretic	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Bilinear hysteretic	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Bilinear hysteretic	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Stiffness degrading	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Stiffness degrading	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Stiffness degrading	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Stiffness degrading	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Stiffness degrading	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Strength degrading	$-.3^a$	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Strength degrading	$-.5^a$	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

a. Negative values of post-elastic stiffness should be limited to  $\alpha_c$ , as discussed in Section 4.3

Fuente: FEMA 440.

Los coeficientes de la tabla han sido optimizados para encajar con los resultados ensayados de los modelos idealizados de osciladores que presentan un comportamiento histérico bien definido (Tipos de comportamiento inelástico considerados)

Si todos los componentes tienen comportamientos histéricos similares, entonces se puede deducir que el comportamiento histérico de la estructura será similar al de un oscilador idealizado.

Para modelos de estructuras en los cuales sus componentes tienen comportamientos histéricos distintos, no queda muy claro cuál coeficiente utilizar. Ante esta duda, se deberán utilizar las ecuaciones generales optimizadas (FEMA 440, 2005):

Para:  $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Para:  $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = 14 - 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

Para:  $\mu > 6.5$

$$\beta_{eff} = 19 \left[ \sqrt{\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{0.64(\mu - 1)^2}} \right] \left( \frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

### ■ Periodo Efectivo $T_{eff}$

Los valores del período efectivo para todos los tipos de modelos hysteréticos y los valores de alfa tienen la siguiente forma:

Para:  $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1] T_0$$

Para:  $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [I + J(\mu - 1) + 1] T_0$$

Para:  $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ K \left[ \sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + L(\mu - 1)^2}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Los valores de la fórmula (G, H, I, J, K, L) se enumeran en la Tabla 6-2 de FEMA 440.

Estos valores son una función de las características de la curva de capacidad del oscilador de un solo grado de libertad en términos de tipo de histéresis y rigidez post-elástica  $\alpha$ .

**Tabla 22**

*Coefficientes para usar en ecuaciones para el período efectivo.*

Model	$\alpha(\%)$	G	H	I	J	K	L
Bilinear hysteretic	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Bilinear hysteretic	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Bilinear hysteretic	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Bilinear hysteretic	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Bilinear hysteretic	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Stiffness degrading	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Stiffness degrading	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Stiffness degrading	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Stiffness degrading	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Stiffness degrading	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.0	0.20
Strength degrading	-3 <sup>a</sup>	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Strength degrading	-5 <sup>a</sup>	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

a. Negative values of post-elastic stiffness may be limited to  $\alpha_c$ , as discussed in Section 4.3

Fuente: FEMA 440.

Cuando no se esté seguro del tipo de comportamiento, se deberán utilizar las expresiones

optimizadas para cualquier comportamiento, independiente del modelo hysterético o rigidez post elástica  $\alpha$ :

Para:  $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 + 0.038(\mu - 1)^3 + 1] T_0$$

Para:  $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1] T_0$$

Para:  $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[ \sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + 0.05(\mu - 1)^2}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

Estas expresiones solo aplican para  $T_0 = 0.20$  a  $2.00$  segundos, cabe señalar que  $T_0$  es el periodo inicial de vibración del sistema no lineal.

#### 2.2.5.4. Espectro de Respuesta Aceleracion – Desplazamiento modificado definido (MADRS)

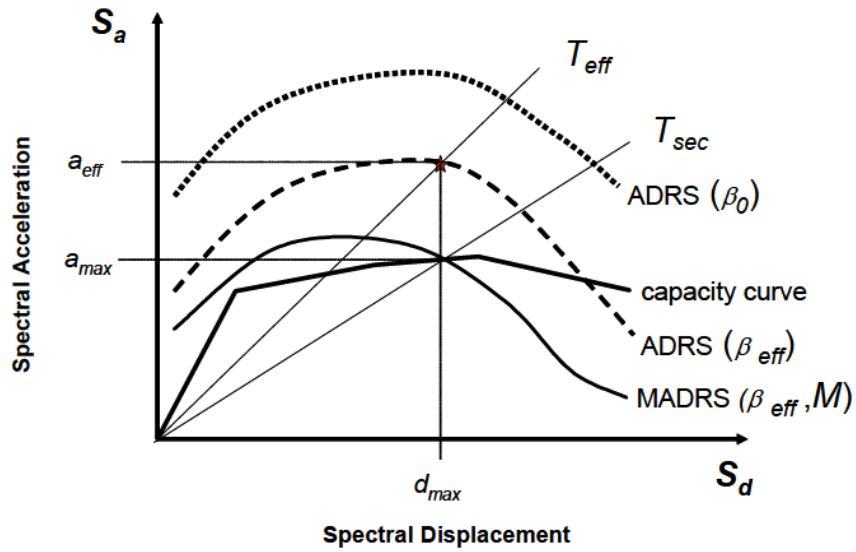
El método convencional de Espectro de Capacidad (ATC 40) utiliza el período secante como el período lineal efectivo al determinar el desplazamiento máximo (punto de desempeño en formato ADRS).

El FEMA 440 propone procedimientos para la linealización equivalente, mediante una curva de demanda modificada (MADRS) que interseca la curva de capacidad en el desplazamiento máximo.

Al utilizar las ecuaciones de período y amortiguamiento efectivo, se obtiene un desplazamiento máximo que coincide con la intersección de una línea radial de período efectivo en la demanda, en formato ADRS para el amortiguamiento efectivo, tal como se muestra en la figura a continuación.

**Figura 22**

*Espectro de respuesta de aceleración-desplazamiento modificado (MADRS) para usar con período secante,  $T_{sec}$ .*



Fuente: FEMA 440.

El periodo efectivo  $T_{eff}$  obtenido del procedimiento mejorado, es generalmente menor al periodo secante  $T_{sec}$  en el punto de desplazamiento máximo  $d_{max}$ .

La aceleración efectiva  $a_{eff}$  es de poca importancia, debido a que la máxima aceleración real  $a_{max}$  debe estar sobre la curva de capacidad y coincidir con el desplazamiento máximo  $d_{max}$ .

Al multiplicar las ordenadas de la demanda con amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  por el factor de modificación  $M$  (en formato ADRS encontramos la curva de demanda modificada MADRS la cual interseca la curva de capacidad en el punto de desempeño).

El factor de modificación se calcula con:

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

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

Y la reducción espectral para amortiguamiento efectivo se calcula mediante las siguientes formulaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$B_\beta = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff} \text{ (in \%)}}$$

### 2.2.5.5. Curva de Capacidad idealizada para análisis estático no lineal según FEMA 440

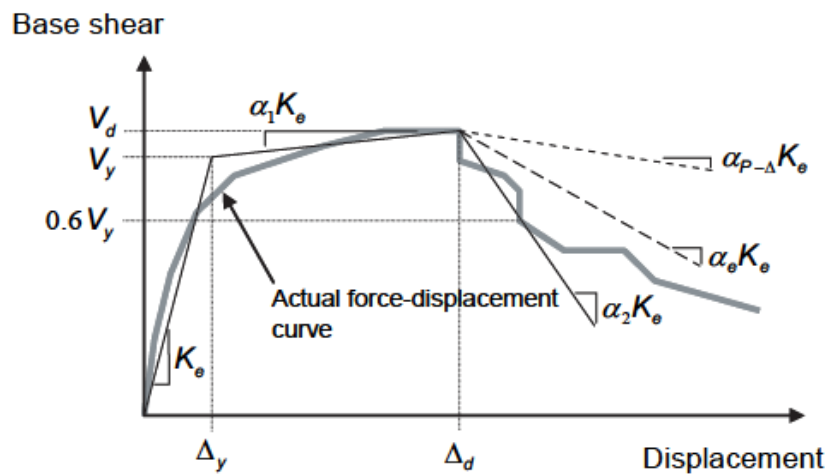
El primer segmento une el origen con el punto de  $0.6V_y$  y las áreas dentro de cada segmento deben equilibrarse (área superior aproximadamente igual a área inferior).

La intersección de estos dos segmentos define la rigidez lateral efectiva  $K_e$ , la resistencia efectiva cedente  $V_y$  y la rigidez postfluencia efectiva  $\alpha_1 K_e$ .

Para modelos con rigidez post elástica negativa, el tercer segmento se determina entre el punto de máximo corte en la base y el punto en el cual el corte en la base es  $0.6V_y$ , con rigidez efectiva post elástica  $\alpha_2 K_e$ .

**Figura 23**

*Curva de fuerza-desplazamiento idealizada para análisis estático no lineal.*



Fuente: FEMA 440.

El objetivo de este estudio es determinar el punto de desempeño teórico, que se genera por la intersección del espectro de capacidad de la norma peruana E-030 y el espectro de demanda. Nuevamente, la importancia de encontrar esto es que la estructura tendrá el nivel esperado de desempeño para los requisitos sísmicos específicos. (SEAOC, ATC-40, FEMA 356).

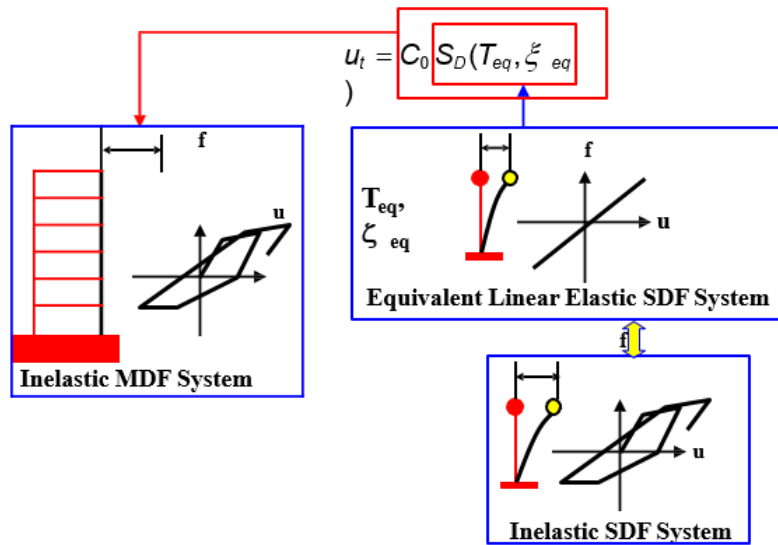
### Método del espectro de capacidad

Se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base los procedimientos del análisis modal.



**Figura 24**

Representación Equivalente de un sistema de “n” grados de libertad a un grado de libertad.



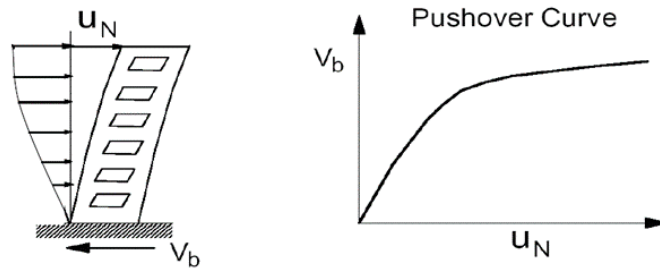
Fuente: Diescon Ingenieros.

Según el FEMA 440, las vías para hallar el punto de desempeño son los siguientes:

- Relación entre corte básico y desplazamiento superior, es decir, curva Pushover.

**Figura 25**

Curva Pushover de una Estructura.

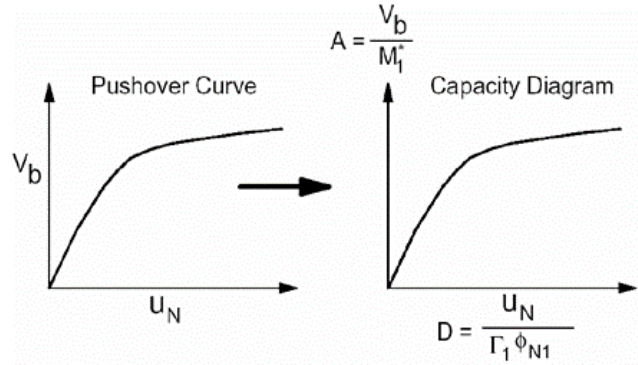


Fuente: Chopra (2000).

- Representa la curva Pushover en un gráfico de capacidad, que utiliza el formato de pseudo aceleración y deformación espectral.

**Figura 26**

*Espectro de Capacidad.*



Fuente: Chopra (2000).

$$S_a = \frac{V/M}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{tope}}}{\Gamma_1 \Phi_{\text{tope},1}}$$

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \Phi_{j1}}{\sum_{j=1}^n m_j \Phi_{j1}^2}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left(\sum_{j=1}^n m_j \Phi_{j1}\right)^2}{\left(\sum_{j=1}^n m_j\right) \left(\sum_{j=1}^n m_j \Phi_{j1}^2\right)}$$

Donde:

$S_a$ : Aceleración Espectral.

$S_d$ : Desplazamiento Espectral.

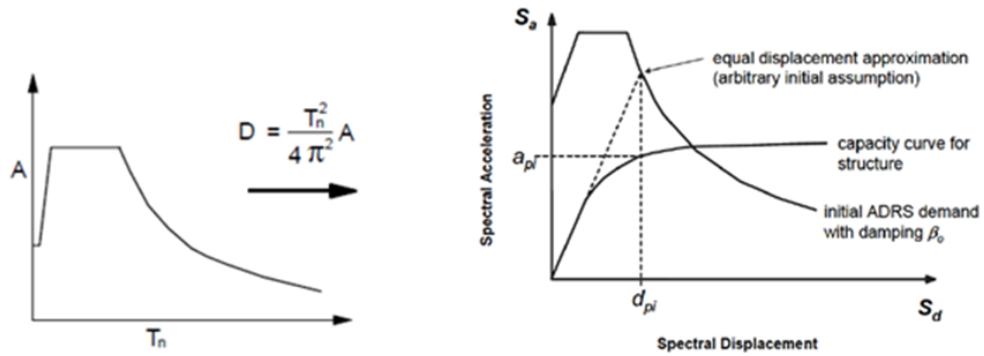
$\Gamma_1$ : Factor de participación del primer modo.

$\alpha_1$ : Coeficiente de masa del primer modo.

- Convertir el espectro de respuesta en espectro de demanda en formato de pseudoaceleración y deformación espectral (ADRS).

**Figura 27**

*Espectro de Demanda.*



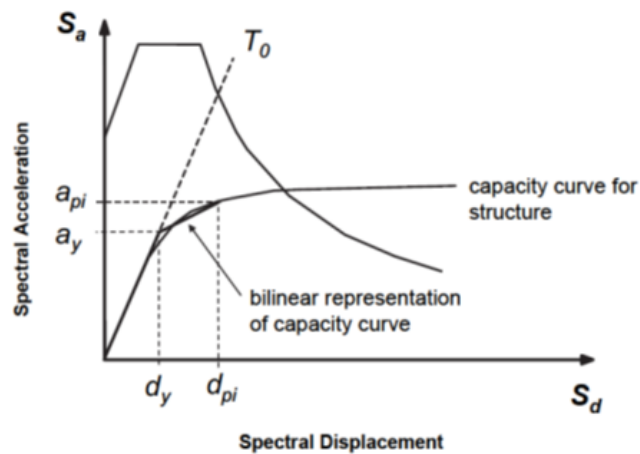
Fuente: Chopra (2000).

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

- Seleccionar un desempeño inicial ( $d_{pi}$ ), primera iteración.
- Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad de acuerdo con los procedimientos del ATC40 donde se define el período inicial  $T_0$ , desplazamiento y aceleración de fluencia  $d_y$ ,  $a_y$ .
- Para la representación bilineal, se calcula la rigidez post elástica  $\alpha$  y ductilidad  $\mu$ .

**Figura 28**

*Representación Bilineal del espectro de capacidad.*



Fuente: ATC 40.

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = \frac{K_1}{K_2}$$

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

- FEMA 440 propone tres procedimientos para obtener una solución única:

**Procedimiento A (Iteración Directa)**

- Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$

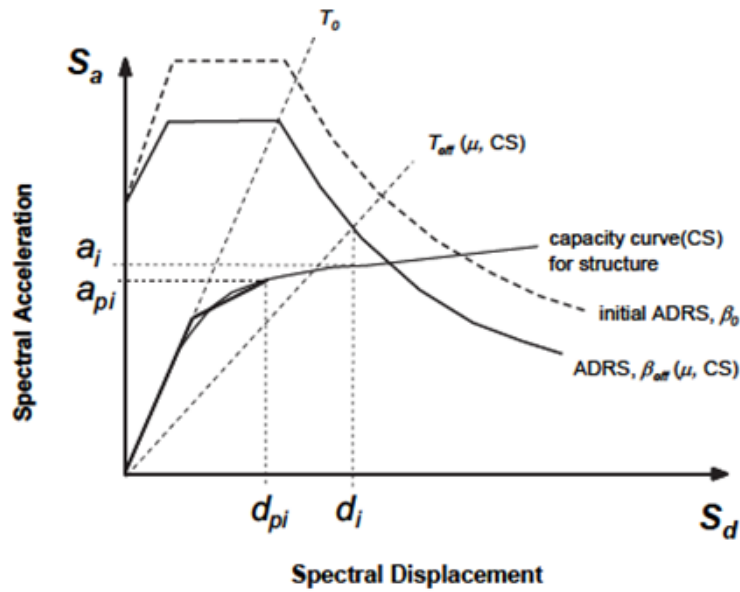
$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

- Determinar el desplazamiento máximo estimado  $d_i$  y la aceleración  $a_i$  al intersecar el periodo efectivo radial  $T_{eff}$  con la demanda para  $\beta_{eff}$ .
- Comparar este valor estimado de desplazamiento  $d_i$  con la suposición inicial  $d_{pi}$ . Margen de tolerancia:

$$0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$$

**Figura 29**

*Determinación del desplazamiento máximo estimado mediante iteración directa (Procedimiento A).*



Fuente: FEMA 440.

**Procedimiento B (Intersección con demanda MADRS)**

- a) Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo  $\beta_{\text{eff}}$ .
- b) Multiplicar los valores de aceleración de la demanda ADRS ( $\beta_{\text{eff}}$ ) por el factor de modificación  $M$ . No modificar los valores de desplazamiento

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

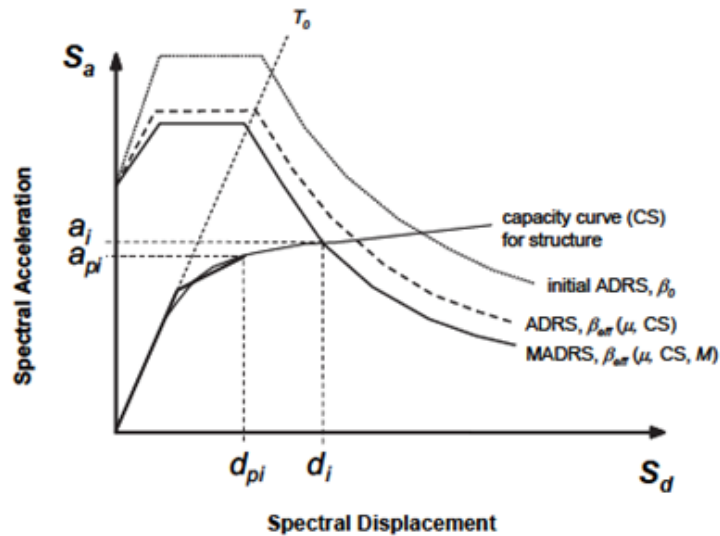
$$\left( \frac{T_0}{T_{\text{sec}}} \right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

- c) Determinar la máxima aceleración  $a_i$  y desplazamiento  $d_i$ , mediante la intersección de la demanda MADRS con la curva de capacidad.
- d) Comparar este valor estimado de desplazamiento  $d_i$  con la suposición inicial  $d_{pi}$ , margen de tolerancia.

$$0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$$

**Figura 30**

*Determinación del desplazamiento máximo estimado utilizando la intersección del espectro de capacidad con MADRS (Procedimiento B).*



Fuente: FEMA 440.

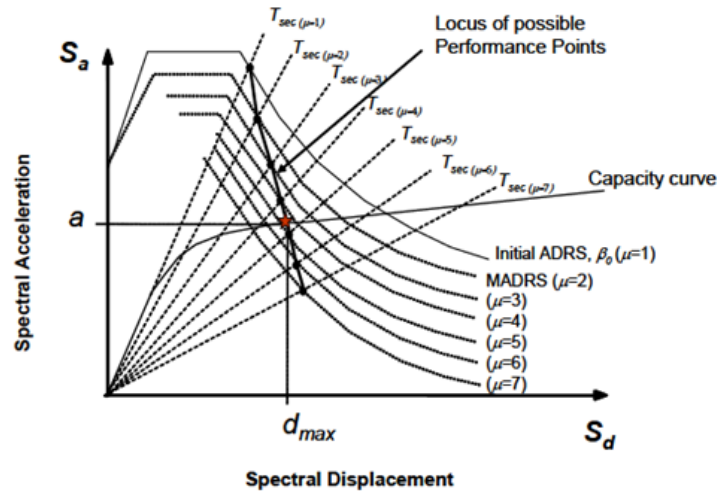
**Procedimiento C (Búsqueda de posibles puntos de Desempeño)**

- a) Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo  $\beta_{\text{eff}}$ .
- b) Multiplicar los valores de aceleración de la demanda ADRS ( $\beta_{\text{eff}}$ ) por el factor de modificación  $M$ , para generar el espectro de respuesta modificado MADRS.
- c) Se genera un posible punto de desempeño mediante la intersección del período radial secante  $t_{\text{sec}}$  con la demanda MADRS.

- d) Incrementar o disminuir el punto de desempeño asumido, para generar una serie de posibles puntos.
- e) El punto de desempeño real será el que intersecte al espectro de Capacidad.

**Figura 31**

Lugar de posibles puntos de desempeño utilizando MADRS (Procedimiento C).



Fuente: FEMA 440.

## 2.2.6. Análisis y comportamiento hidráulico de Estructuras contenedoras de líquidos

### 2.2.6.1. Modelos Simplificados del comportamiento hidrodinámico del agua

#### a) Chandrasekaran y Krishna (1954)

El modelo propuesto en los años 50 por estos autores considera un solo grado de libertad concentrado en la cúpula para hallar las fuerzas por sismo del reservorio elevado. Esto debido a que indicaban que la condición más crítica para el diseño sísmico del reservorio era cuando éste estaba completamente lleno. Asimismo, señalaron que el diseño de las paredes del reservorio se debía hacer para la condición hidrostática, ya que la magnitud de las presiones hidrodinámicas era una fracción de aquella.

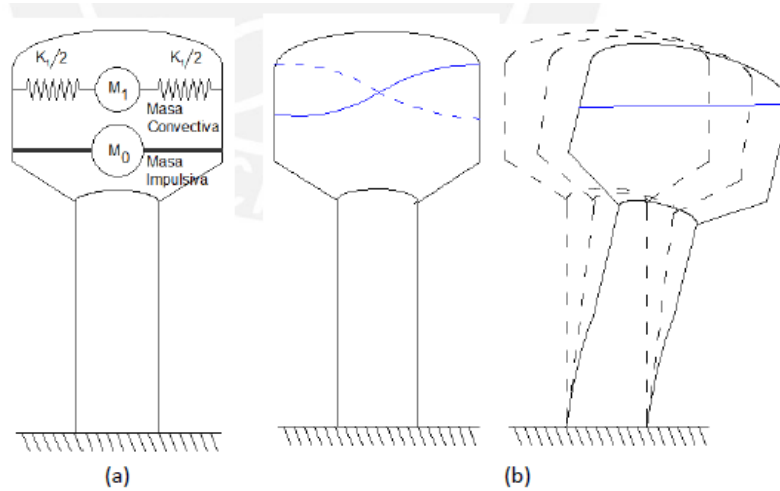
#### b) Housner (1963)

Luego del terremoto de Chile del año 1960, donde una gran cantidad de reservorios elevados se dañaron, se estudió el comportamiento hidrodinámico del agua. Si el reservorio está completamente lleno de agua o vacío se comporta como una estructura con una sola masa. Sin embargo, si tiene una superficie libre (rebose), habrá un chapoteo del agua durante el movimiento sísmico, lo que lo convierte en un modelo, que puede quedar representado por dos masas. En el modelo propuesto por Housner el agua se divide en dos masas concentradas, una que acompaña el movimiento del reservorio, también llamada la masa impulsiva, y otra correspondiente al chapoteo, también conocida como la masa convectiva. En la Fig. 27a se muestra el sistema equivalente: la masa impulsiva que está conectada rígidamente al reservorio ( $M_0$ ), y la masa convectiva ( $M_1$ ), cuyo

movimiento oscilatorio es representado por el resorte equivalente  $K_1$ . Asimismo, en la Fig. 27b se observan los dos modos predominantes del reservorio elevado cuando la base se somete a una aceleración.

**Figura 32**

(a) Modelo simplificado de Housner para reservorios elevados. (b) Modos convectivo e impulsivo del agua.



### 2.2.6.2. Normas Técnicas para el análisis de reservorios elevados

En nuestro país no se dispone de una norma específica para realizar el análisis y diseño de estructuras hidráulicas, como lo son, los reservorios elevados. Existen códigos extranjeros que proporcionan recomendaciones mínimas a tener en cuenta durante la etapa de análisis y diseño. A continuación, se hace una breve descripción de algunos códigos o normas relacionados con el análisis no lineal de reservorios elevados de concreto armado.

#### a) ACI350.3-06

En el capítulo 9 del ACI 350.3-06, modelo dinámico, se muestran las ecuaciones para hallar las fuerzas y ubicación del modelo hidrodinámico equivalente adaptado del modelo propuesto por Housner en 1963.

Para el caso de los reservorios rectangulares, se tienen las siguientes ecuaciones tomadas del capítulo 9 del ACI 350.3-06.

#### Cálculo del peso impulsivo

$$W_i = \frac{\tanh \left[ 0.866 \left( \frac{L}{H_L} \right) \right]}{0.866 \left( \frac{L}{H_L} \right)} W_L \quad (2.34)$$

Donde  $W_i$  es el peso equivalente de la componente impulsiva en toneladas fuerza,  $L$  es el lado en la dirección de análisis en metros,  $H_L$  es la altura de agua libre en la cuba en metros, y  $W_L$  el peso total del agua del reservorio en toneladas fuerza.

### Cálculo del peso convectivo

$$W_c = 0.264 \left( \frac{L}{H_L} \right) \tanh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{L} \right) \right] W_L \quad (2.35)$$

Donde  $W_c$  es el peso equivalente de la componente impulsiva en toneladas fuerza.

### Cálculo de posición de la masa impulsiva con respecto a la base

Para tanques con  $\frac{L}{H_L} < 1.333$

$$h_i = 0.5 - 0.09375 \left( \frac{L}{H_L} \right) H_L \quad (2.36)$$

Para tanques con  $\frac{L}{H_L} \geq 1.333$

$$h_i = 0.375 H_L \quad (2.37)$$

### Cálculo de posición de la masa convectiva con respecto a la base

Para todos los tanques

$$h_c = 1 - \frac{\cosh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{H} \right) \right] - 1}{3.16 \left( \frac{H_L}{H} \right) \sinh \left[ 3.16 \left( \frac{H_L}{H} \right) \right]} H_L \quad (2.38)$$

#### b) ACI371 R-98

El ACI 371R-08 es la guía para el análisis, diseño y construcción de reservorios elevados que contienen agua. Para determinar masas equivalentes del agua en movimiento, se hace referencia al capítulo 9 del ACI350.3-06. Asimismo, se muestran las combinaciones de carga para el análisis y posterior diseño de todos los elementos que componen el reservorio elevado. En esa guía el procedimiento para determinar la aceleración de diseño del movimiento sísmico y la respuesta espectral se toma del ASCE/SEI 7-05. En el apartado 5.1.2.8 del ASCE/SEI 7-05 se indican los pasos para obtener las fuerzas sísmicas de diseño.

## 2.3. Marco conceptual

### Mecanismo de Colapso

El mecanismo de colapso en estructuras de concreto armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, deben suprimirse definitivamente los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre el refuerzo y el concreto, e inestabilidad de los elementos (Burgos, 2007).

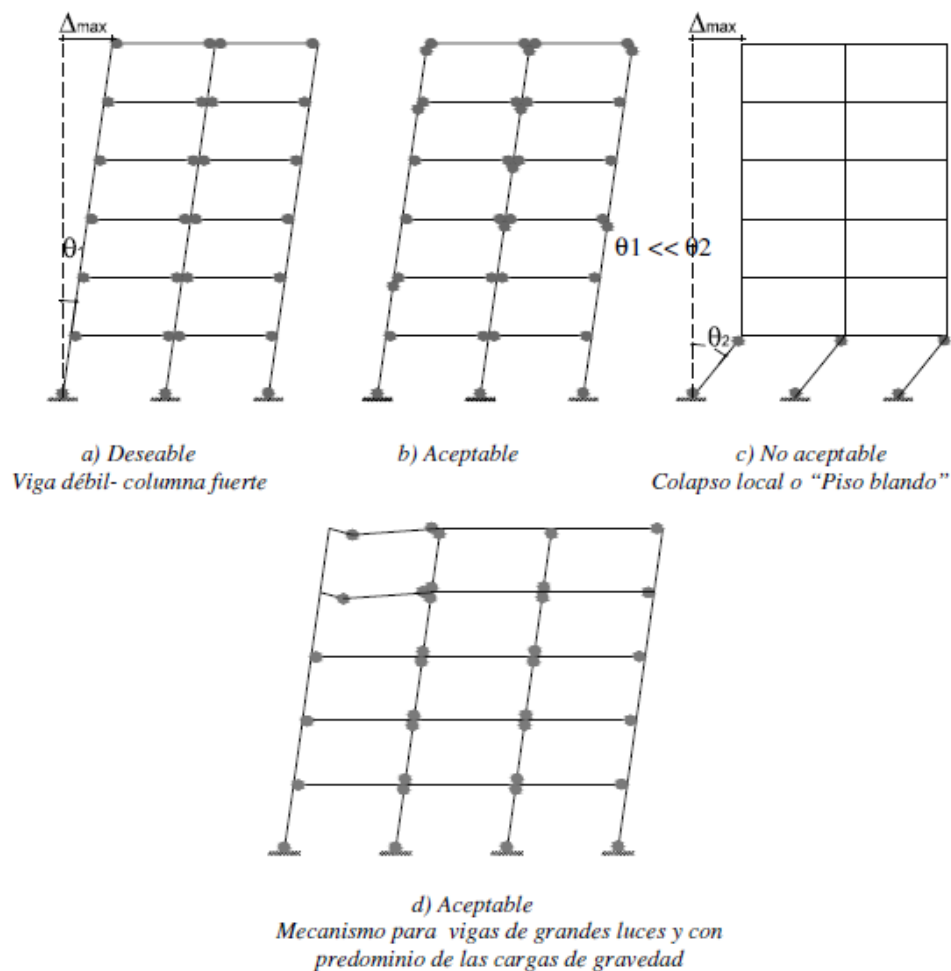
El mecanismo columna fuerte - viga débil, ha sido escogido por ingenieros estructurales; es decir, el sistema aporticado que desarrolla rótulas plásticas formada al final de las vigas y la parte inferior de la columna en el primer piso y / o pared estructural para formar un mecanismo de colapso (Burgos, 2007).



- La falla de la columna representa el colapso total de todo el edificio.
- En una estructura de columnas débiles, la deformación plástica se concentra en una determinada capa intermedia, por lo que se requiere un gran coeficiente de ductilidad, que generalmente es difícil de lograr.
- En falla por cortante y flexión, la resistencia de la columna cae más rápido que la resistencia de la viga debido a la existencia de carga axial.

**Figura 33**

*Mecanismos de colapso en edificios de varios pisos aporticados.*



Fuente: Burgos (2007)

### Rigidez efectiva de los elementos de concreto armado

Una edificación al ingresar al rango inelástico produce que la rigidez efectiva decrezca y la capacidad para disipar energía aumente. Teniendo en cuenta que la filosofía del "diseño por capacidad" considera esto, es necesario realizar un análisis sísmico elástico considerando la rigidez efectiva de los elementos. Por simplicidad y por falta de información específica de la norma sismorresistente, se propone usar los factores de reducción propuestos por Paulay y Priestley (1992).

Priestley (2003), indica que usando un análisis modal con rigideces de secciones no agrietadas para

los diferentes elementos es imposible obtener fuerzas sísmicas precisas, incluso dentro del rango elástico de respuesta. Los periodos elásticos calculados probablemente están errados, y más aún, la distribución de fuerzas a través de la estructura, la cual depende de la rigidez relativa de los elementos, puede estar excesivamente equivocada. Para un análisis no lineal, una estimación exacta de la rigidez de los elementos es requerido para estimar confiablemente el desplazamiento de fluencia que a su vez, afecta las demandas de ductilidad de desplazamiento.

Para los fines de este trabajo, se hizo necesario considerar las grietas de acuerdo con las Pautas de Reparación Sísmica de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias FEMA 356 (ASCE 2000), que estipula que los componentes estructurales deben modelarse con rigidez elástica lineal, correspondiente a la fluencia. valor secante horizontal. La siguiente tabla se ha utilizado para las especificaciones y proporciona el factor de reducción de rigidez en FEMA 356.

**Tabla 23**

*Rigidez efectiva de elementos en FEMA 356.*

Componente	Rigidez de flexión	Rigidez de corte	Rigidez axial
Vigas no pre-esforzadas	$0.50 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	-
Vigas pre-esforzadas	$E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	-
Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad $\geq 0.5f'cA_g$	$0.70 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad $\leq 0.3f'cA_g$ o con tensión	$0.50 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_s$
Muros no agrietados	$0.80 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros agrietados	$0.50 E_c I_g$	$0.40 E_c A_w$	$E_c A_g$

Fuente: FEMA 356.

### Combinación de cargas

Las combinaciones de carga que se han considerado para diseñar las vigas, las cuales se diseñan por resistencia con cargas factoradas, son las establecidas por la norma RNE-E060 (2016), establecidas en el capítulo 9:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.90CM \pm CS$$

### Refuerzo mínimo

El refuerzo por flexión en tracción se limita a un mínimo con el fin de asegurar que la resistencia a flexión, proporcionado por este refuerzo, exceda al momento de agrietamiento por un margen razonable, en la sección crítica, dentro de la región posible de rótulas plásticas. Esto es particularmente el caso para momentos negativos, los cuales se reducen rápidamente con la distancia desde la cara de la

columna. También es necesario distribuir bien el agrietamiento por flexión para evitar excesiva demanda de ductilidad de curvatura, lo cual se consigue si el diámetro de los refuerzos de las vigas es pequeño, lo cual es probable con cuantías bajas de refuerzo. Las siguientes expresiones para la cuantía mínima en tracción, aseguran que la resistencia ideal de flexión es al menos 50 % más grande que el momento de agrietamiento probable (Burgos, 2007).

$$A_{s_{\min}} = 0.80 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \text{ (cm}^2\text{)}$$

Pero no menor a:

$$A_{s_{\min}} = 0.80 \frac{14}{f_y} b_w d \text{ (cm}^2\text{)}$$

### **Refuerzo máximo**

Para asegurar una falla dúctil, el máximo contenido de refuerzo por flexión debe ser limitado. La norma ACI y la actual norma peruana E-060 fijan la cantidad máxima de acero en tracción que se puede colocar en una sección en función del área de acero que produce la falla balanceada. Como ya se conoce, la falla de la sección debe ser por tracción (sección subreforzada) y no se permite la falla por compresión (sección sobreforzada). Además se debe tener en cuenta que el diseño por capacidad permite la redistribución de momentos en pórticos, y esto depende de un comportamiento dúctil mayor en las regiones de rótulas plásticas; por tanto, el refuerzo en tracción se limita a:

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.50\rho_b \\ A_{s_{\max}} &= 0.50A_{s_b} \text{ (cm}^2\text{)} \\ A_{s_b} &= \frac{0.85\beta_1 f'c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} b_w d \end{aligned}$$

### **Reforzamiento de estructuras de concreto**

La intervención o reparación estructural, ya sea refuerzo sísmico o reparación de edificios, es una parte importante de la reducción del impacto de los terremotos. Mejorar el comportamiento sísmico de los edificios vulnerables es una cuestión crucial y urgente. Además, puede ser necesario intervenir en la edificación por otros motivos, como alteración de uso, modificación del sistema estructural, daños por corrosión o ataque químico, incendio, impacto, etc. Un aspecto importante y clave de la intervención es la conexión entre elementos antiguos y nuevos a través de la fijación, el refuerzo activo o pasivo y los adhesivos. El propósito de este trabajo es abordar la problemática de la intervención estructural de manera general, explicar conceptos relacionados con el tema, y explicar las diferentes estrategias y tecnologías para la intervención o reparación de estructuras existentes y el uso de materiales (productos y sistemas). en las tecnologías anteriores. (Amoros, 2015)

### **Intervención sísmica**

Las consecuencias económicas y la pérdida de vidas humanas hacen que los desastres causados por terremotos sean catastróficos en cualquier parte del mundo. La intervención estructural, ya sea refuerzo sísmico o reparación de edificios, es esencial para aliviar los desastres por terremotos.

El impacto del terremoto. En el caso de edificios existentes, la intervención sísmica puede tener dos etapas:

- Reparar y fortalecer edificios dañados por el terremoto.
- Reparar y reforzar edificios que son vulnerables a terremotos que aún no han sufrido terremotos severos.

Por lo tanto, mejorar el comportamiento sísmico de los edificios vulnerables es una prioridad absoluta. La intervención previa al terremoto es la mejor estrategia para disminuir los efectos de desastres. Sin embargo, si el terremoto ocasiona daños desafortunadamente, es importante intervenir en el edificio dañado con el fin de recuperar y minimizar rápidamente la ocupación y las interrupciones operativas que pueden causar grandes pérdidas económicas, como instalaciones industriales o plantas de procesamiento. En las últimas décadas, varias tecnologías de refuerzo sísmico han logrado importantes avances y se han puesto en práctica. Todas las técnicas de refuerzo descritas debe ser objeto de diseño estructural. En tanto se debe evaluar el estado actual de la estructura para determinar el método de refuerzo más apropiado y las medidas de reparación y protección si es necesario. (Amoros, 2015)

### **Procedimiento general para la intervención estructural**

Un procedimiento o proceso general para la intervención sísmica de edificios vulnerables o dañados por sismo puede ser descrito como sigue:

Evaluación sísmica de la estructura

- Determinación de la capacidad sísmica requerida.
- Selección de las técnicas o métodos de intervención.
- Diseño de los detalles de conexiones.
- Reevaluación de la estructura intervenida.

El objetivo de la evaluación sísmica es identificar las deficiencias sísmicas y se puede desarrollar usando la capacidad sísmica o una metodología que considere una combinación de desempeño del edificio y amenaza o riesgo sísmico. La respuesta sísmica de un edificio existente depende principalmente de su rigidez, resistencia, capacidad de deformación (ductilidad) y características histeréticas del edificio, las características del suelo y las características de los movimientos del suelo. Entre estos, la resistencia lateral y la ductilidad son los factores más esenciales que gobiernan la capacidad sísmica del edificio y por lo tanto la evaluación de la capacidad sísmica debe considerar estos dos aspectos (Paredes, 2016).

El propósito de la intervención puede ser dotar al edificio de la resistencia sísmica requerida por los códigos vigentes y confirmar sus capacidades. Por lo tanto, se necesita un método o estrategia para evaluar la resistencia sísmica de los edificios existentes. Para ello, se han desarrollado pautas o métodos de evaluación sísmica e intervención estructural de edificaciones de hormigón armado existentes, tales como:

- Japan Building Disaster Prevention Association (JBDPA) de Japón.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA) de EUA.
- Applied Technology Council (ATC) de EUA.
- Comité Europeo de Normalización (CEN) de Europa.

Los estándares regulatorios desarrollados por estas agencias, como FEMA [4], Eurocódigo 8, etc., contienen pautas para la evaluación e intervención sísmica de estructuras existentes. La norma FEMA 356 se desarrolló como una norma previa de la ASCE, que define el proceso de reparación sísmica (refuerzo sísmico).

### **Técnicas de reforzamiento sísmico**

Para lograr las metas de rehabilitación o intervención deseadas, es necesario implementar estrategias de rehabilitación, lo que a su vez requiere la implementación de técnicas o medidas para corregir las deficiencias y lograr las metas recomendadas. Las estructuras de hormigón armado se pueden intervenir utilizando cualquier concepto de intervención o estrategia descrita para el nivel requerido u objetivo de desempeño sísmico. (Amoros, 2015)

Las principales técnicas para mejorar la resistencia máxima y la rigidez son las siguientes:

- Adición/relleno con muros de cortante sobre/dentro de marcos existentes.
- Adición/relleno con elementos metálicos (marcos, paneles) sobre y/o dentro de marcos existente
- Enchaquetado o encamisado con concreto reforzado.
- Añadidura de muros laterales o alas a columnas existentes.
- Adición de contrafuertes a la estructura.
- Engrosamiento de los elementos.
- Adición de elementos metálicos o de FRP adheridos y/o anclados externamente (perfil, ángulo, platina, lámina, barras).
- Colocación de cables tensados externos de acero o FRP.

Para la presente investigación se consideraron las siguientes como técnicas propuestas para la intervención estructural.

**i. Enchaquetado o encamisado con concreto reforzado**

La técnica del encamisado de elementos existentes mediante la adición de nuevo hormigón armado es una estrategia favorable para proporcionar mayor resistencia y aumentar la rigidez. El concreto nuevo se puede colocar vaciado en sitio con formaleta, con concreto lanzado o proyectado o con adición de elementos prefabricados. Cuando se enchaqueta una columna solo entre el espacio del piso sin penetrar el nuevo refuerzo vertical a través de la placa y con nuevo refuerzo horizontal solo se mejora la capacidad axial y/o a cortante de la columna. En este caso el enchaquetado no necesariamente debe quedar en contacto con la losa o viga, dejando un espacio u holgura, ya que la transferencia de carga axial al enchaquetado en las zonas superior e inferior de la columna se hace a través del confinamiento del concreto y en la zona intermedia de la columna por la transmisión tangencial a través de la junta rugosa y adherida entre concreto antiguo y encamisado que hace que en esta zona la carga axial ya la soporte la sección de concreto compuesta más el refuerzo vertical nuevo y antiguo. Si es necesario mejorar aún más la resistencia a la flexión, se debe perforar o perforar un nuevo refuerzo vertical en la losa, y se debe colocar concreto nuevo en las juntas viga-columna, y el refuerzo debe estar bien anclado a la cimentación. (Loa, 2017).

**ii. Adición de muros laterales o alas a columnas existentes**

La resistencia lateral de las columnas existentes se puede incrementar añadiéndoles paredes laterales o alas mediante soluciones constructivas similares a las utilizadas en las técnicas de revestimiento o relleno ya descritas (Figura 9). Una alternativa a esta técnica se muestra en la imagen, con un anclaje químico instalado después de su uso. El diseño de anclaje de la nueva barra de acero debe realizarse de acuerdo con el esfuerzo de flexión y cortante del nuevo elemento estructural compuesto. (Loa,2017).

---

---

## Método de la investigación

### 3.1. Enfoque

Con base en la información analizada, la investigación se puede clasificar en un enfoque cuantitativo.

La investigación cuantitativa es de naturaleza objetiva porque se centra en recopilar, procesar y analizar datos sobre varios elementos que se pueden contar, cuantificar o medir a partir de la muestra de investigación. Su objetivo es estudiar la relación entre las variables previamente identificadas en la hipótesis, intenta desarrollar una explicación a partir de la medición numérica para contrastar hipótesis, establecer patrones de comportamiento y contrastar teorías (Muñoz, 2011).

Esta investigación se desarrolla desde un método cuantitativo, a partir de la descripción de métodos de investigación específicos, promueve el establecimiento de nuestros objetivos y problemas de investigación, revisa la literatura y establece una perspectiva teórica. Suponiendo que las variables han sido identificadas e identificadas, se hace un plan para probarlas y el análisis final permite confirmar o refutar los resultados de la hipótesis anterior.

### 3.2. Alcance

Esta investigación tiene un rango de alcance correlacional, este tipo de investigación tiene como objetivo comprender la relación o grado de correlación entre dos o más conceptos, categorías o variables en una muestra o un contexto específico. En la investigación de correlación, primero mida cada una de estas variables y luego cuantifique, analice y establezca conexiones. Esta correlación está respaldada por hipótesis.

### 3.3. Diseño de investigación

Este estudio adopta un diseño no experimental. En la investigación no experimental, el objeto de investigación se enfoca en analizar las leyes, teorías, conceptos y conocimientos de una disciplina específica, y se posiciona en la disciplina de investigación. El propósito es verificar la validez, utilidad, universalidad, renovabilidad, confiabilidad del contenido de la investigación bajo el método científico, y todo lo que pueda determinar la correcta aplicabilidad científica del contenido de la investigación, lo cual será de utilidad para el campo de conocimiento de la investigación. A través de la información de primera y segunda mano sobre conocimientos, teorías, leyes y conceptos aportados por estudios previos, esta información ha sido verificada y plenamente aceptada por la comunidad científica (Muñoz, 2011).

### 3.4. Población y muestra

El estudio presenta como población a la infraestructura destinada al Laboratorio de la Escuela de Obstetricia de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga que pertenecen al campus universitario de los módulos y carece de muestra ya que se trabaja con la población y se consideró a esta edificación como elección por las siguientes características:

- Participación en el proceso constructivo.
- Facilidad de obtención de planos constructivos.
- Edificación que hace pocos años se diseñó y construyó.
- Edificación de tres niveles (será fácil la visibilidad de la aparición de rotulas plásticas).
- Obtención de Planos constructivos bien detallados.
- Semejanza estructural con otras edificaciones de la universidad (sistema aporticado).

### 3.5. Hipótesis

#### 3.5.1. Hipótesis general

El diseño por desempeño sismorresistente mejora el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, 2021.

#### 3.5.2. Hipótesis específicas

- 1 El peligro sísmico es de mediana sismicidad el cual afecta al comportamiento estructural del Laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.
- 2 Existen diversas respuestas ante distintas demandas sísmicas que afecta al comportamiento estructural del Laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.



- 3 La configuración estructural actual y rediseñada es regular para el comportamiento estructural del Laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.
- 4 La resistencia estructural rediseñada mejora el comportamiento estructural del Laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.
- 5 La ductilidad de la estructura rediseñada mejora el comportamiento estructural del Laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.

### 3.6. Operacionalización de variables, definición conceptual y operacional

Las variables son todo lo que necesitamos para medir, controlar e investigar en investigaciones o investigaciones. En la hipótesis causal, es decir, la hipótesis que establece una relación entre el resultado y la causa, se reconocen dos tipos de variables: variables sin relación y variables relacionadas. Al explicar la correlación, los mismos que pueden aparecer en la hipótesis de correlación.

- **Variable independiente:** Desempeño Sismorresistente.
- **Variable dependiente:** Comportamiento Estructural.

El cuadro operacionalizado de las variables e indicadores estudiados es el siguiente:

VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	MEDICIÓN
<b>INDEPENDIENTE</b> Desempeño Sismorresistente	Peligro Sísmico	Aceleración del Suelo	m/s <sup>2</sup>
	Demanda Sísmica	Espectros para cada Sismo	Sa vs T
	Configuración Estructural	Factor de Reducción	R
	Resistencia Estructural	Capacidad de los Miembros	Kg/cm <sup>2</sup>
	Ductilidad de la Estructura	Deformación inelástica	cm
<b>DEPENDIENTE</b> Comportamiento Estructural	Curva de Capacidad	Fuerza versus Desplazamiento	V vs D
	Matriz de Desempeño	Objetivo de Nivel de Desempeño	

### 3.7. Técnicas e instrumentos

Estas tecnologías constituyen un conjunto de mecanismos, medios o recursos diseñados para recolectar, almacenar, analizar y transmitir datos sobre el fenómeno investigado. Por tanto, la tecnología es el procedimiento o recurso básico de recopilación de información, y los investigadores la utilizan para acercarse a los hechos y adquirir su conocimiento.

La investigación utiliza técnicas de análisis de contenido. Para la obtención de los resultados se organizaron una serie de actividades que constan de tres partes, la primera es la recolección de información, la segunda es el análisis sísmico de la estructura y la última es la evaluación y análisis de los resultados.

- **Parte 1.** La investigación y análisis de información se realiza apoyándose en artículos y publicaciones relacionados con el tema de investigación, tales como:
  - Normativa sismorresistente E030 (Resolución Ministerial N° 043-2019-VIVIENDA).
  - Normativas FEMA 440 (Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency 2005).
  - Normativas ACI 350.3-06 (American Concrete Institute 2006).
  - Análisis estático no lineal Pushover.
  - Evaluación sismorresistente.
- **Parte 2.** En vista de que el conocimiento se ha implementado y el pensamiento es claro, continuamos realizando el modelado y análisis sísmico no lineal estático del sistema para obtener los resultados deseados, marcando la realización de la meta. Para este hecho utilizaremos al programa SAP 2000 como herramienta.
- **Parte 3.** Una vez que los datos para los parámetros de análisis estén disponibles, continuaremos evaluando y seleccionando los resultados deseados para poder ejecutar la contrastación de nuestras hipótesis.

### 3.8. Técnicas estadísticas para el procesamiento de la información

La investigación actual se sustenta en técnicas de estadística descriptiva, utilizando medidas de dispersión máxima y mínima, utilizando sistemas simples de distribución de frecuencia y representaciones gráficas para procesar los resultados del análisis.

La estadística descriptiva se entiende como un conjunto de métodos para procesar la información de manera cuantitativa para darle significado. Esto permite organizar y presentar un conjunto de datos de una manera que describe con precisión las variables analizadas para una lectura e interpretación rápidas. En el sistema de clasificación de datos, hay principalmente dos: a) distribución de frecuencia y b) representación gráfica. Estos sistemas de organización y descripción de datos permiten el análisis de

datos, según los objetivos y la naturaleza de la investigación que se esté realizando. Una distribución de frecuencia simple es una tabla construida en base a los siguientes datos: clases o variables (valores) y tablas en orden descendente o ascendente (Avila, 2006).

### 3.9. Desarrollo del trabajo de tesis

#### 3.9.1. Descripción de la Edificación en Estudio

##### Descripción General de la Edificación

El “Laboratorio de la escuela de Obstetricia” analizado para este trabajo de investigación se ubica en las instalaciones del campus de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga en el distrito de Ayacucho, provincia de Huamanga. De acuerdo con la norma técnica E 030 (2019), el edificio se encuentra ubicado en la zona sísmica 2, que se considera un área de riesgo sísmico medio.

**Figura 34**

*Ubicación de la edificación con respecto a su entorno.*



Fuente: Elaboración Propia.

**Figura 35**

Mapa de zonificación sísmica de la edificación.



Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 (2019).

### **Descripción Arquitectónica de la Edificación**

A continuación se describen las características funcionales y constructivas del proyecto “**Evaluación Sismorresistente por Capacidad del Edificio Laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga - Ayacucho**”.

El proyecto ha sido organizado alrededor de un área central para la articulación de la edificación existente y la edificación proyectada, la cual favorece a la fluidez de la circulación e intercomunicación de las aulas con los laboratorios, biblioteca, centro de cómputo, Aula Magna y la zona asignada al Decanato y los docentes.

La Infraestructura se construirá con la flexibilidad suficiente para adecuarse, en cuanto a su composición, a las necesidades universitarias concretas.

La infraestructura nueva de la Facultad de Obstetricia se distribuye en 03 MODULOS; Independientes e integrados por pasadizos y aceras según la funcionalidad.

#### ■ **Módulo 01:**

De tres niveles; en la primera planta se ubica la entrada principal, la antesala, Aula Magna, Cafetín, Servicios higiénicos, escaleras para la circulación vertical desde el primer nivel hasta la azotea y los correspondientes pasadizos. La segunda planta, presenta los siguientes ambientes: Sala de Reuniones, Secretaría General de Decanatura, Decanatura, Hall de ingreso, Departamento Administrativo, archivo, Servicios higiénicos, Sala de profesores, y Departamento Académico. La tercera planta, se ubican los siguientes ambientes: Tutorías (05 ambientes), Secretaría, Archivo, Dirección de Escuela, Hall de ingreso, Tutorías Especializadas, Post Grado, Proyección Social, Investigaciones, Sala de profesores Invitados, Servicios Higiénicos. Entre la Segunda Planta y la Tercera Planta se ha proyectado una escalera que comunica directamente las áreas administrativas y de tutoría.

#### ■ **Módulo 02:**

De tres niveles; en la PRIMERA PLANTA se ubica: la Biblioteca Especializada, Sala de cómputo, Jefatura Obstétrica, Laboratorio de atención al parto, Laboratorio de atención en salud con área de esterilización, Laboratorio de atención prenatal, Depósito, Laboratorio Puericultura Recién Nacido y Centro Federado. En la parte sur, se ubica las escaleras para la circulación vertical desde el primer nivel hasta la azotea; también se ubica debajo de las escaleras el tanque cisterna y en la azotea el tanque elevado. En la SEGUNDA PLANTA se ubica: Tópico, Sala de Exposición y almacén obstétrico, Atención de Salud, Psicoprofilaxis con su respectivo servicios higiénicos y Depósito, Laboratorio Gineco/Obstétrico, Laboratorio Parto Simulador, Laboratorio de Nutrición, Consultorio Simulador, Servicios Higiénicos con su respectivo vestidor para cada género y Ambiente para servicios de almacén de limpieza con su respectivo vestuario. En la TERCERA PLANTA se ubica: Almacén de piezas menores, Sala de exposición y almacén anatómico, Jefatura Anatomía, Laboratorio de bienestar Fetal e Imagen, Laboratorio de Medicina, Anfiteatro anatómico con cámara de refrigeración, Laboratorio de Fisiología y Embriología con ambiente refrigerado, Archivo, Sala de Lectura especializada de anatomía y Servicios Higiénicos con su respectivo vestidor para cada género.

■ **Módulo 03:**

Conformado por la Rampa que se ubica al lado sur contiguo al MODULO 01 para el acceso a las plantas superiores a las personas con movilidad reducida, integrando su acceso con la del resto de usuarios y minimizando la longitud de recorridos.

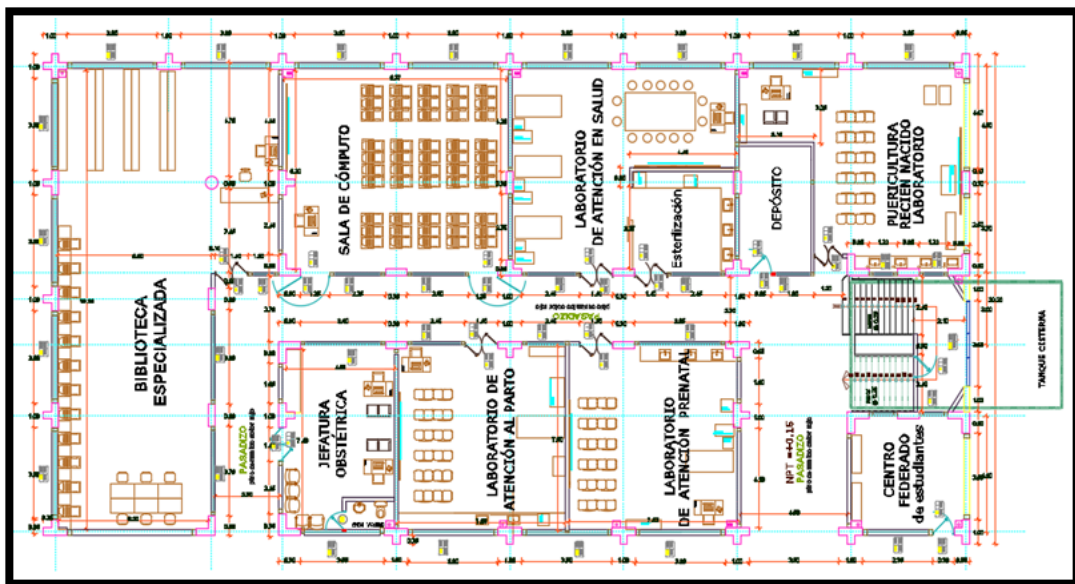
Con efectos de análisis para la presente investigación se tomó como estructura de análisis al módulo 2 el cual cuenta con las siguientes características arquitectónicas:

**Primera planta**

- Biblioteca Especializada.
- Jefatura Obstétrica.
- Laboratorio de atención al parto,
- Laboratorio de atención en salud con área de esterilización.
- Laboratorio de atención prenatal.
- Laboratorio Puericultura Recién Nacido.
- Centro Federado.

Figura 36

Plano en planta del Primer piso de la estructura en análisis.

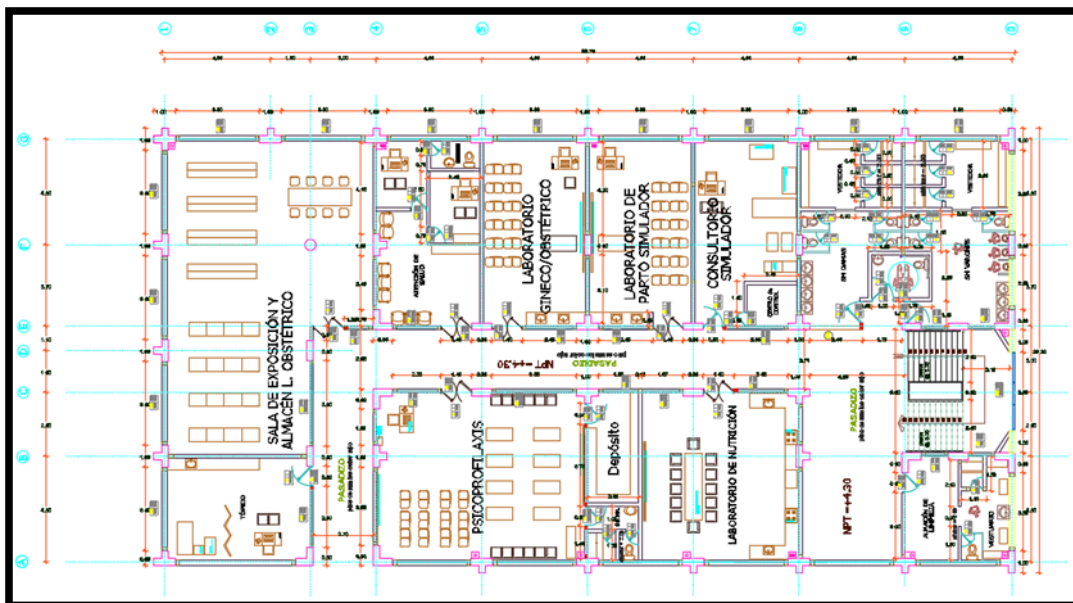


## Segunda planta

- Tópico.
- Sala de Exposición y almacén obstétrico.
- Atención de Salud.
- Psicoprofilaxis.
- Laboratorio Gineco/Obstétrico.
- Laboratorio Parto Simulador.
- Laboratorio de Nutrición.
- Consultorio Simulador.
- Ambiente para servicios de almacén de limpieza con su respectivo vestuario.
- Servicios Higiénicos con su respectivo vestidor para cada género.

Figura 37

Plano en planta del Segundo piso de la estructura en análisis.



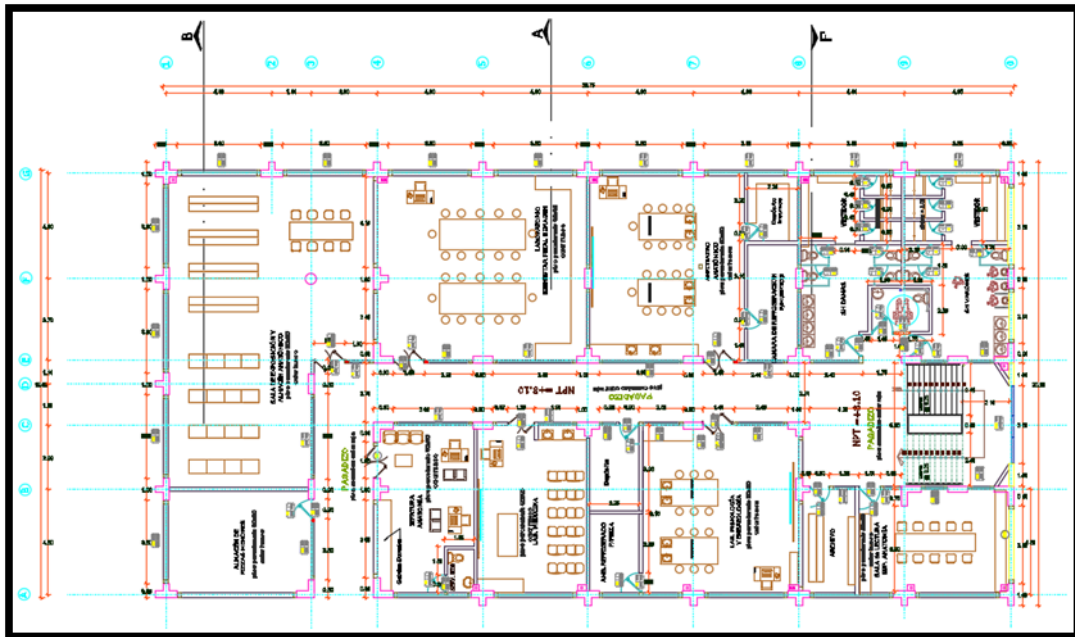
## Tercera planta

- Almacén de piezas menores.
- Sala de exposición y almacén anatómico.
- Jefatura Anatomía.
- Laboratorio de bienestar Fetal e Imagen.

- Laboratorio de Medicina.
- Anfiteatro anatómico con cámara de refrigeración.
- Laboratorio de Fisiología y Embriología con ambiente refrigerado.
- Archivo.
- Sala de Lectura especializada de anatomía.
- Servicios Higiénicos con su respectivo vestidor para cada género.

Figura 38

Plano en planta del Tercer piso de la estructura en análisis.



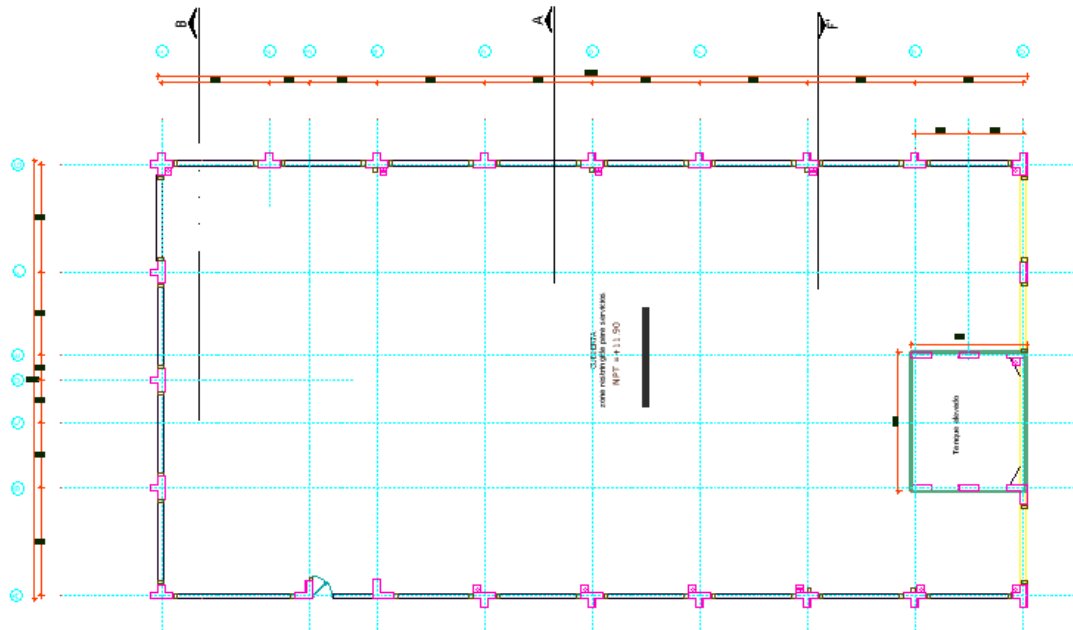
Azotea

Tanque elevado de 35m<sup>3</sup>.



**Figura 39**

Plano en planta de la azotea de la estructura en análisis.



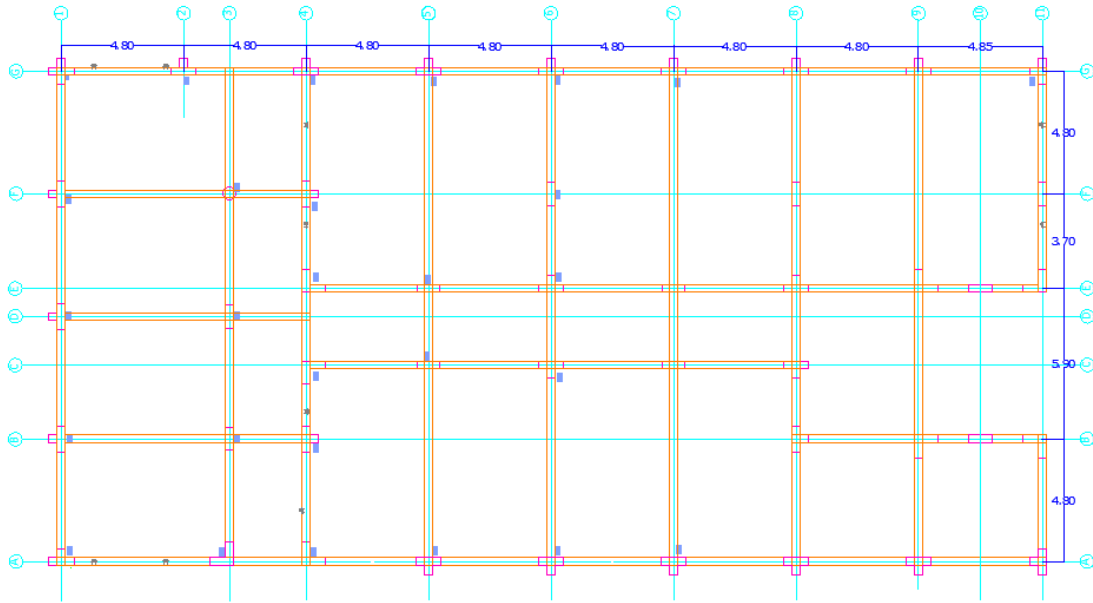
### Estructuración de la Edificación

#### ■ Generalidades

El edificio está comprendido de un sistema aporricado de concreto armado tanto en dirección longitudinal como transversal. La dirección más corta se denomina dirección XX. Está compuesta por siete pórticos sísmicos, y la dirección más larga o dirección YY está compuesta por once pórticos sísmicos. Geometría del plano La configuración se muestra en la Figura 4.3, la altura es: el entrepiso inferior es de 4.15m, y el entrepiso medio y superior es de 3.80m.

**Figura 40**

Plano en planta de los elementos Estructurales existentes.



■ **Materiales**

Las resistencias mecánicas de los materiales contemplados son:

**Concreto**

- Resistencia a la compresión :  $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación unitaria máxima :  $\varepsilon_{cu} = 0.003$
- Módulo de elasticidad :  $E_c=15000\sqrt{f'c} = 217370 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de poisson :  $\mu = 0.15$

**Acero de refuerzo**

- Esfuerzo de fluencia :  $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad :  $E_s = 2\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación máxima antes de la fluencia :  $\varepsilon_s = 0.0021$

■ **Cargas de diseño**

Se cuantifica e identifica las cargas solicitadas y se determinan las cargas transportadas de la losa a la viga, de la viga a la columna y de la columna a la cimentación.

El estado de carga del caso analizado es:

**Carga muerta**

- Losa aligerada unidireccional =  $300 \text{ kg/m}^2$
- Peso de tabiquería =  $100 \text{ kg/m}^2$
- Recubrimiento =  $100 \text{ kg/m}^2$

### Cargas vivas o sobrecargas

De acuerdo a la normativa técnica E-020, las sobrecargas en las losas aligeradas son:

Aulas	= 250 kg/m <sup>2</sup>
Laboratorios	= 300 kg/m <sup>2</sup>
Pasadizos	= 400 kg/m <sup>2</sup>
Azotea	= 100 kg/m <sup>2</sup>

Los ambientes están detallados en los planos Arquitectónicos.

#### ■ Cimentación

Sub-Cimientos de concreto ciclópeo 1:12 + 30 % P.G. de 0.50 m. de ancho en muros portantes y no portantes respectivamente, según cálculo y hasta alcanzar la profundidad de cimentación indicado en el Estudio Geotécnico respectivo.

Cimientos corridos de concreto ciclópeo 1:10 + 30 % P.G. de 0.40 m. y 0.60m de altura aproximada, en muros portantes y no portantes respectivamente, según cálculo.

Zapatas de concreto armado h=0.60m, de dimensiones indicadas en los planos. Vigas de cimentación para distribuir uniformemente los asentamientos diferenciales entre los distintos ejes de la estructura.

Losas de cimentación en las zonas del proyecto donde se requiere según recomienda el estudio de mecánica de suelos de la zona de proyecto.

#### ■ Elementos estructurales

##### Columnas

Hay cinco tipos de secciones transversales de pilares en el edificio. Las características principales de cada pilar se describen en detalle a continuación.

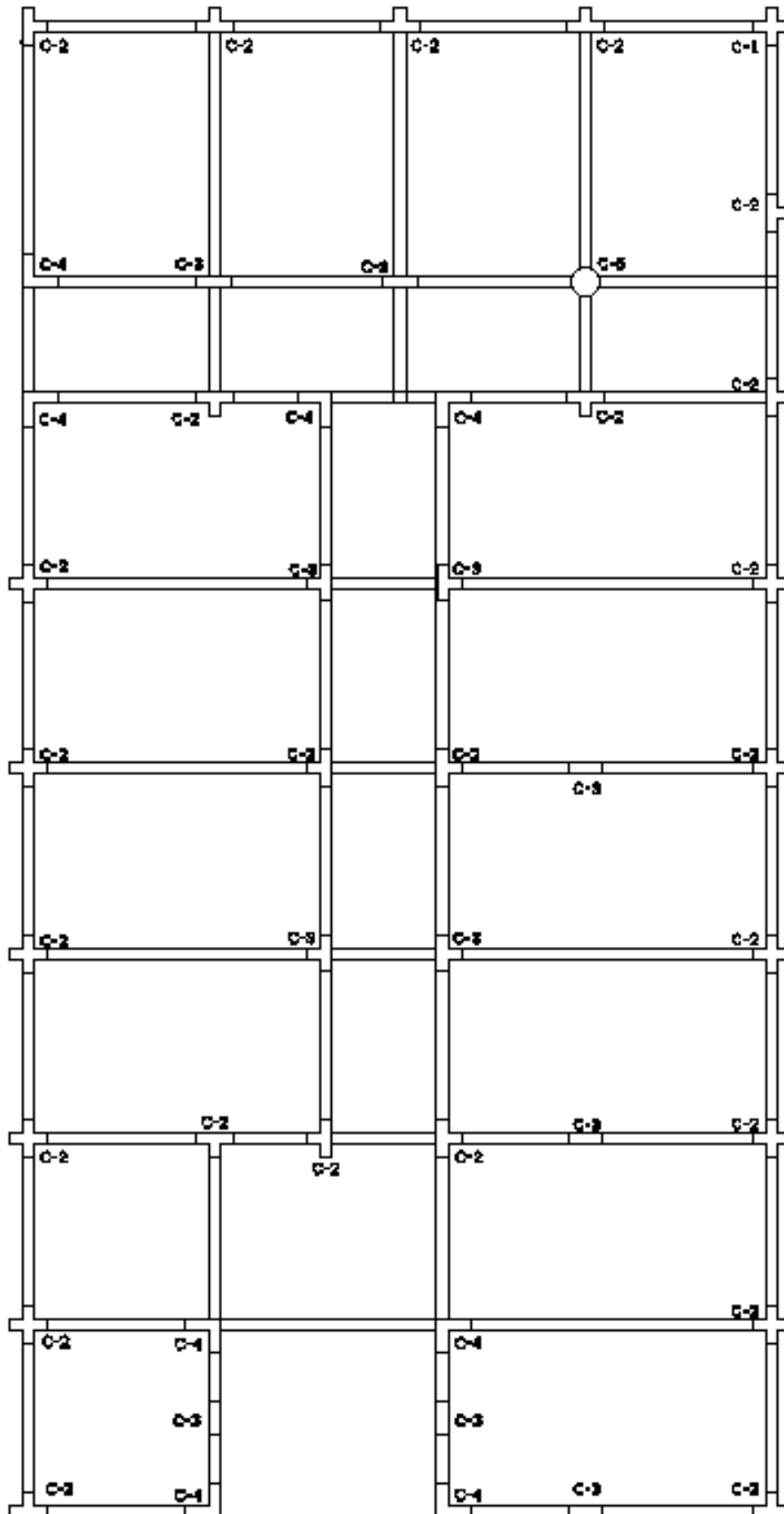
**Tabla 24**

*Clasificación de columnas según la disposición de aceros de refuerzo.*

Tipo	Forma	Sección (cm)	Disposición de Acero de Refuerzo	
			Longitudinal	Transversal
C1	Cruz	100x100	32 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
C2	Tee	100x650	26 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
C3	Rectangular	30x90	18 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
C4	Ele	90x90	28 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
C5	Circular	D=50	14 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m

Figura 41

Distribución de las Columnas en Planta.



### Vigas

Las secciones de las vigas en las direcciones de los ejes X e Y, está dado por un ancho de base 0.30 m y un alto de 0.70 m.

De acuerdo con la sección transversal de la viga, se tiene la siguiente disposición típica de refuerzo longitudinal y transversal, el cual se muestran en la siguiente tabla.

**Tabla 25**

*Clasificación de vigas según la disposición de aceros de refuerzo*

Tipo	Forma	Sección (cm)	Disposición de Acero de Refuerzo		
			Longitudinal		Transversal
			Acero Negativo	Acero Positivo	
V-CORTE01	Rec.	30x70	4 $\phi$ 5/8"	4 $\phi$ 5/8"	Varía de Acuerdo a la Luz
V-CORTE02	Rec.	30x70	6 $\phi$ 5/8"	4 $\phi$ 5/8"	Varía de Acuerdo a la Luz
V-CORTE03	Rec.	30x70	5 $\phi$ 5/8"+3 $\phi$ 3/4"	4 $\phi$ 5/8"+2 $\phi$ 1/2"	Varía de Acuerdo a la Luz

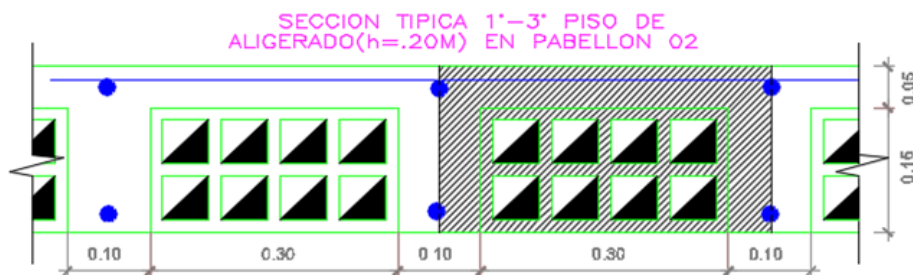
La nomenclatura de las vigas será según los ejes y piso en donde se encuentre, y como modelo de esto tenemos a la viga V-EJE07 PP, se refiere a la viga del eje 07 en el primer nivel, algo similar con la viga V-EJEA SP, que hace mención a la viga del eje A en el Segundo nivel.

### Losas de entrepiso

El sistema de entreplanta consta de dos aligerados unidireccionales (eje X e Y), que serán capaces de soportar la carga de gravedad que actúa directamente sobre ellos. Estos consta de viguetas de 10 cm de ancho, el ancho superior es de 40 cm, la altura total es de 20 cm y el borde mide 5 cm de alto.

**Figura 42**

*Detalle de losa aligerada de un sentido.*



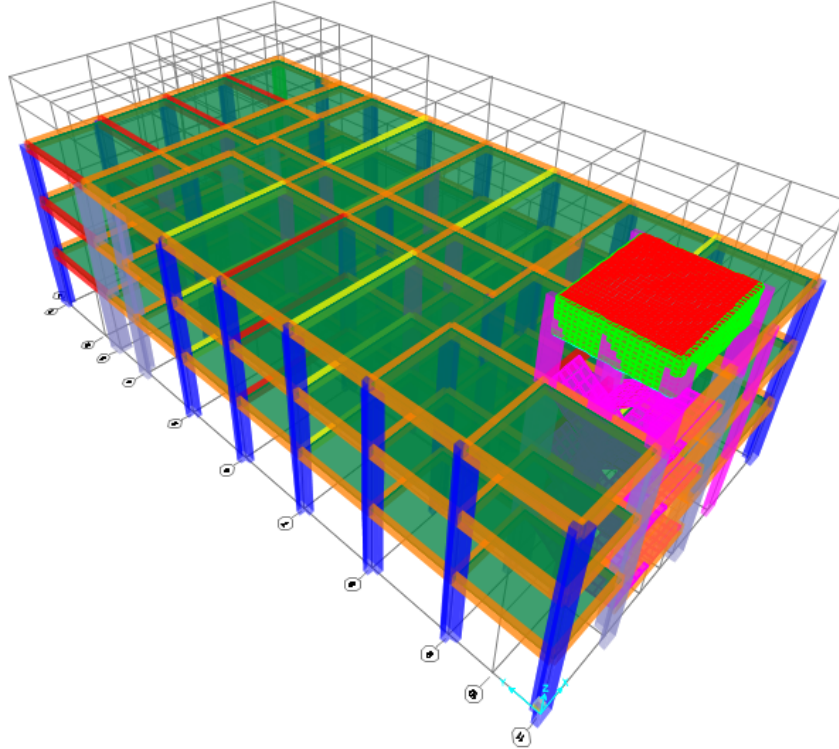
### 3.9.2. Análisis Sísmico de la estructura con la normativa E-030

Todo el análisis sísmico del Edificio-Laboratorio de la Facultad de Obstetricia de la UNSCH se realizó en la herramienta computacional SAP 2000, realizando el análisis dinámico modal espectral descrita en la normativa E030. Para construir el modelo, inicialmente no se considerarán los factores que reducen la rigidez de los elementos estructurales, ya que nuestra normativa nos indica no considerarlos

para los análisis y diseños realizados hasta la actualidad. Todo esto con la finalidad de poder verificar los controles establecidos en la normativa E-030.

**Figura 43**

*Modelo tridimensional de edificación de tres niveles.*



### Parámetros para el análisis sísmico

Los factores sísmicos utilizados para compilar el espectro de aceleración se tomaron de las normas de edificación peruanas y se estudiaron en el capítulo “Consideraciones generales para el diseño sísmico de la normas técnicas de edificación E.030 (2019)”. Y estos factores son los siguientes:

**Tabla 26**

*Factores sísmicos.*

<b>Factor</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>
Factor de zona "Z"	Edificación en el Distrito de Ayacucho-Huamanga-Ayacucho, Zona "2"	0.25
Factor de uso "U"	La categoría de la edificación es de esencial, destinada para uso universitario, categoría "A1"	1.5
Factor de suelo "S"	El estudio de suelos con fines de cimentación corresponde a un suelo tipo "S2" Suelos intermedios	1.2
Factor de suelo "Tp"	Periodo en el que comienza a descender el espectro de aceleración.	0.6
Factor de periodo "TL"	Periodo que define el inicio de la zona espectral con desplazamiento constante.	2
Factor de amplificación sísmica "C"	Está en función del periodo.	2.5
Factor de reducción de fuerzas "R"	Es una estructura regular, aporticada de concreto armado, según norma E0.30	8
Factor de Irregularidad en altura (Ia)	Irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis, de una edificación.	1
Factor de Irregularidad en planta (Ia)	Irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis, de una edificación.	1

### Cálculo de la aceleración espectral

Los cálculos se realizan para cada dirección principal del análisis, utilizando el espectro de pseudo-aceleración inelástica definido por la norma E030.

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

Debido a que el Periodo de la Edificación es 0.36 seg, entonces el valor de C=2.5, y:

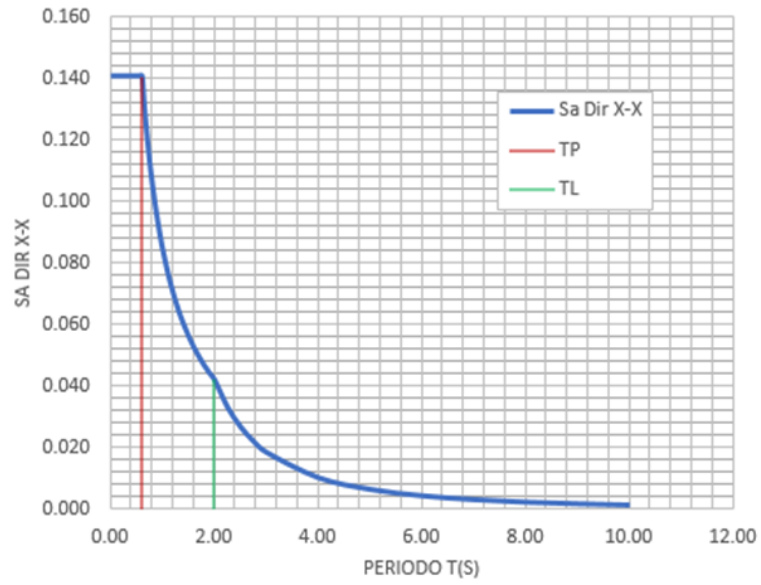
$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

$$\frac{2.5}{8} = 0.3125 \geq 0.125 \quad \text{OK}$$

Ingresamos el siguiente espectro de pseudoaceleracion al programa SAP 2000.

**Figura 44**

*Espectro inelástico para la Dirección X e Y.*



**Tabla 27**

*Periodo vs aceleración espectral sin considerar la aceleración de la gravedad para Ambas Direcciones.*

C	T	Sa Dir X-X	Sa Dir Y-Y
2.50	0.00	0.141	0.141
2.50	0.04	0.141	0.141
2.50	0.08	0.141	0.141
2.50	0.12	0.141	0.141
2.50	0.16	0.141	0.141
2.50	0.20	0.141	0.141
2.50	0.30	0.141	0.141
2.50	0.40	0.141	0.141
2.50	0.50	0.141	0.141
2.50	0.60	0.141	0.141
2.14	0.70	0.121	0.121
1.88	0.80	0.105	0.105
1.67	0.90	0.094	0.094
1.50	1.00	0.084	0.084
1.25	1.20	0.070	0.070
1.07	1.40	0.060	0.060
0.94	1.60	0.053	0.053
0.83	1.80	0.047	0.047
0.79	1.90	0.044	0.044
0.75	2.00	0.042	0.042
0.59	2.25	0.033	0.033
0.48	2.50	0.027	0.027
0.40	2.75	0.022	0.022
0.33	3.00	0.019	0.019
0.19	4.00	0.011	0.011
0.12	5.00	0.007	0.007



**Cálculo de los periodos y modos de vibración**

En este cálculo se determinará la respuesta elástica máxima de la estructura, el cual se tendrá en consideración los primeros nueve modos de vibración, cada uno de los cuales tiene su propia masa participante.

**Tabla 28**

*Periodos de los modos de vibración y sus masas de participación.*

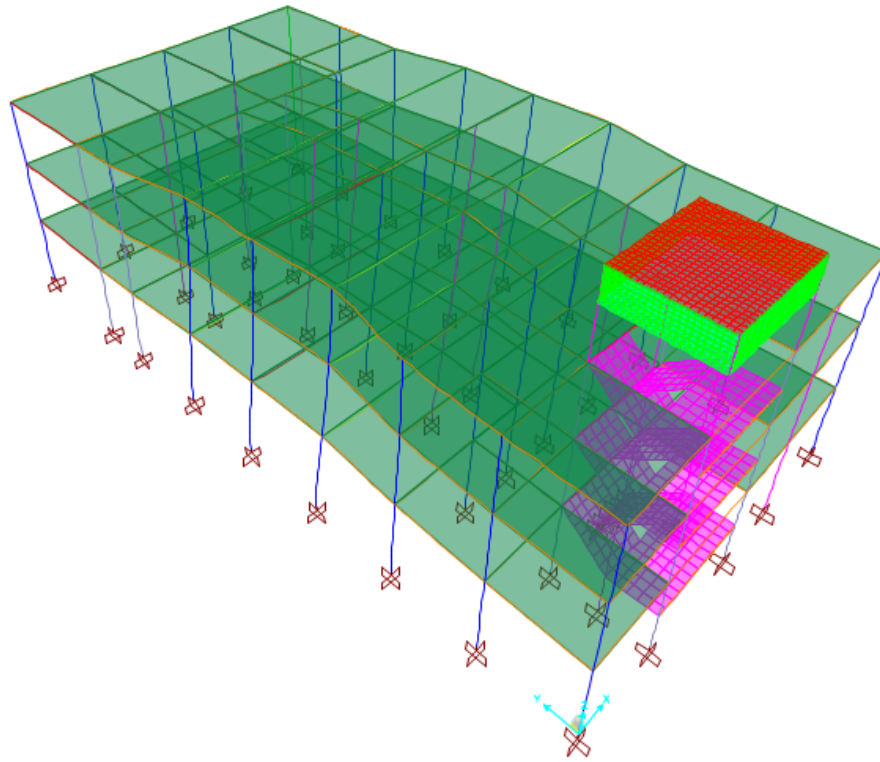
Modo	Periodo	Masa X-X	Masa Y-Y	Masa Z-Z	Masa Acum.	Masa Acum.	Masa Acum.
	Seg	ts2/m	ts2/m	ts2/m	X-X	Y-Y	Z-Z
1	0.359	0.867	0.000	0.000	0.867	0.000	0.000
2	0.346	0.000	0.853	0.000	0.867	0.853	0.000
3	0.314	0.000	0.010	0.000	0.867	0.864	0.000
4	0.107	0.109	0.000	0.000	0.976	0.864	0.000
5	0.102	0.000	0.111	0.000	0.976	0.974	0.000
6	0.092	0.000	0.001	0.000	0.976	0.975	0.000
7	0.057	0.024	0.000	0.000	1.000	0.975	0.000
8	0.053	0.000	0.024	0.000	1.000	1.000	0.000
9	0.052	0.000	0.000	0.069	1.000	1.000	0.069

A partir de los resultados de los cálculos obtenidos, se puede concluir que los modos más importantes de respuesta del edificio a los terremotos aparecen en los tres primeros modos de vibración. Los modos primero y segundo son vibraciones de traslación en las direcciones globales “X” e “Y”, respectivamente, en tanto el tercer modo corresponde a vibraciones rotacionales en el plano. Los modos siguientes son modos verticales de vigas que son de poco interés en comparación a los tres primeros modos en el análisis estructural.

Seguidamente, se muestran los primeros tres modos de vibración y los tipos de modos que representan que se describen anteriormente:

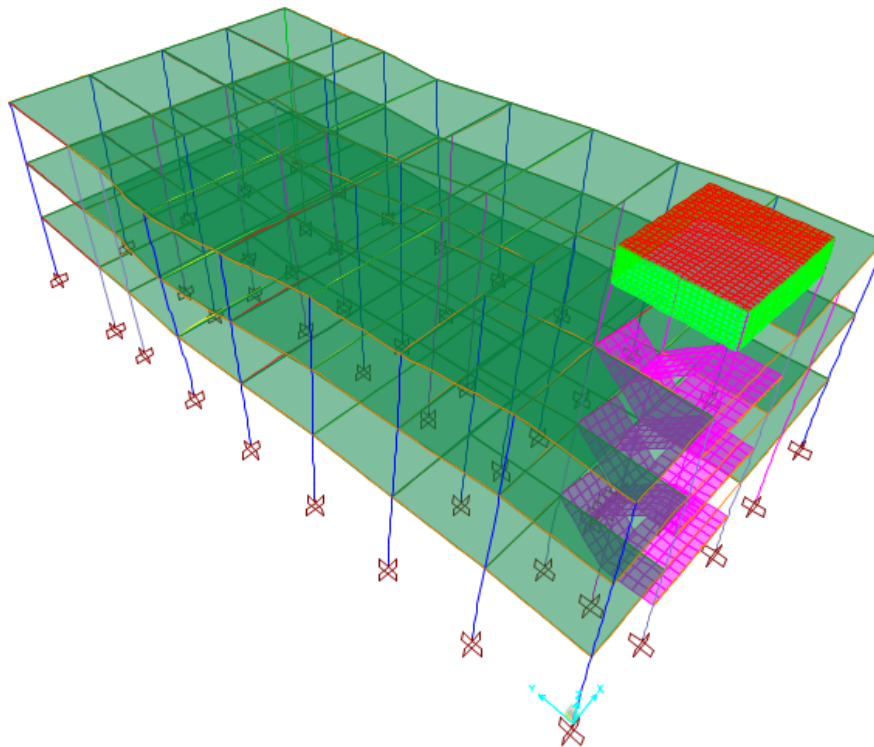
**Figura 45**

*Primer modo de vibración de la estructura,  $T= 0.3591$  seg.*



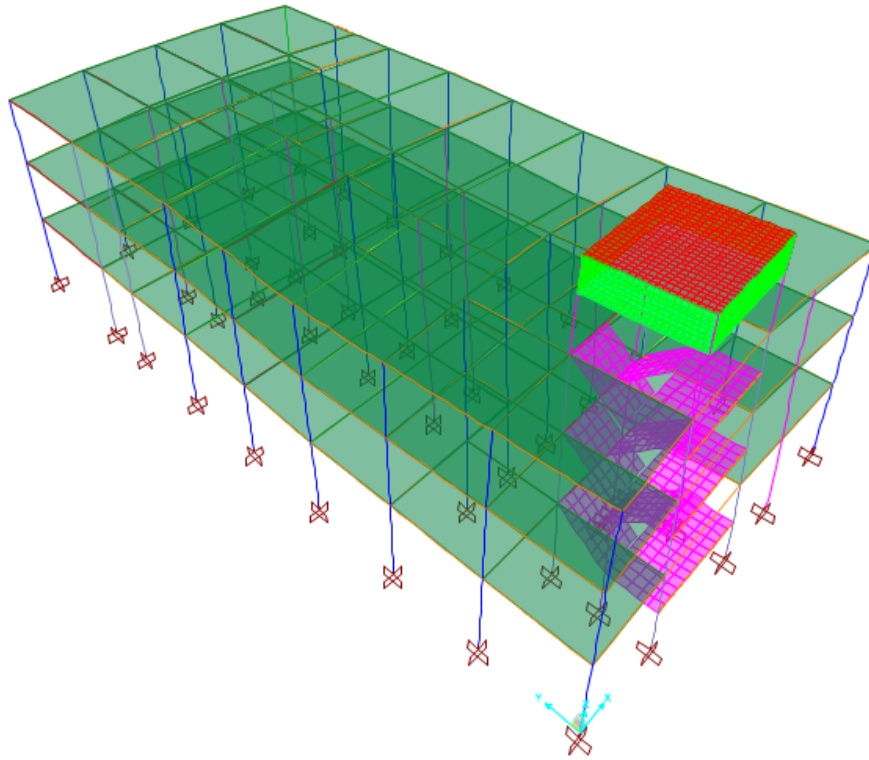
**Figura 46**

*Segundo modo de vibración de la estructura,  $T= 0.3456$  seg.*



**Figura 47**

Tercer modo de vibración de la estructura,  $T = 0.3138$  seg.



### Cálculo del cortante basal

En el análisis dinámico, para cada sentido considerado, la fuerza cortante del primer piso del edificio no será menor al 80 % del valor calculado en el Análisis estático, esto aplicado a las estructuras regulares. Si es necesario aumentar el cortante para alcanzar el valor mínimo indicado, todos los demás resultados, excepto el desplazamiento, deben escalarse proporcionalmente.

#### ■ Cálculo de la cortante basal mediante el análisis

**estático** La cortante basal se obtiene con la siguiente expresión:

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

La obtención del peso para el análisis considerará el 100 % de la carga permanente, más el 50 % de la carga viva de entre piso, más el 50 % del peso del agua en el tanque elevado y el 25 % de la carga viva. techo. Como edificio indispensable “A1”, por tanto, el peso total del edificio es:

$$P_t = CM + 0.5CV + 0.25CVT = 2220.10 \text{ Tn}$$

$$V = \frac{0.25 \cdot 1.5 \cdot 2.5 \cdot 1.2}{8} \cdot 2220.10 = 312.20 \text{ Tn}$$

Entre ellos, para el cotejo con la cortante basal dinámica, calcularemos el 80 % de la cortante

estática, porque es un edificio regular y su valor es igual a:

$$0.80 \cdot 312.20 = 249.76 \text{ Tn}$$

■ **Calculo de la cortante basal mediante el análisis dinámico**

Para el cálculo del corte se procesaron los resultados dados a conocer por el programa SAP 2000y se realizó el análisis dinámico utilizando la combinación anteriormente indicada para obtenerlos siguientes cortes en cada sentido:

$$V_{X-X} = 260.78 \text{ Tn} > 249.76 \text{ Tn}$$

Por lo tanto, verificando que el cortante dinámico es mayor al 80 % del cortante estático, seconcluye que no es necesario incrementarlos por un factor.

■ **Desplazamientos y Derivas de Piso**

Para la generación de los desplazamientos y la posterior verificación de las derivas de piso semultiplicaron a las primeras por el factor 0.75R el cual convierte a las derivas elásticas en derivasinelásticas.

A continuación se muestra la tabla de Desplazamientos y derivas

**Tabla 29**

*Desplazamientos y Derivas.*

Nivel	Altura hi (m)	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	Control de Derivas	Verificación
		Desplazamiento elástico (cm)	Desplazamiento elástico (cm)	Desplazamiento inelástico (cm)	Desplazamiento inelástico (cm)		
3	3.8	0.000499	0.00042	0.002994	0.00252	0.007	ok
2	3.8	0.000758	0.000641	0.004548	0.003846	0.007	ok
1	4.15	0.00059	0.000498	0.00354	0.002988	0.007	ok

**3.9.3. Evaluación sismorresistente**

El propósito de este capítulo es proporcionar la respuesta general del edificio a diferentes niveles desolicitaciones sísmicas. Esta respuesta viene después de proporcionar la información recopilada en la sección 2.2 para el modelo creado, como se mostró. De manera similar, también se han expuesto algunos conceptos nuevos sobre el modelado de elementos estructurales en el rango inelástico. Al termino de esta sección se obtendrán puntos de desempeño, que permitirán comprender la respuesta final de laestructura en estudio en base a los parámetros de nuestra norma E-030 (2019).

Esta sección de dividirá en dos grandes bloques, en el primero se procederá a detalle el análisis y evaluación del punto de desempeño de la estructura diseñada por capacidad y en la segunda se resumirá el mismo proceso pero para la estructura existente el cual fue diseñado bajo nuestra normativa el cualnos indica que es un diseño por resistencia.

### 3.9.3.1. Evaluación sismorresistente para la estructura en análisis

#### Análisis Estático No Lineal “Pushover” utilizando el software SAP 2000

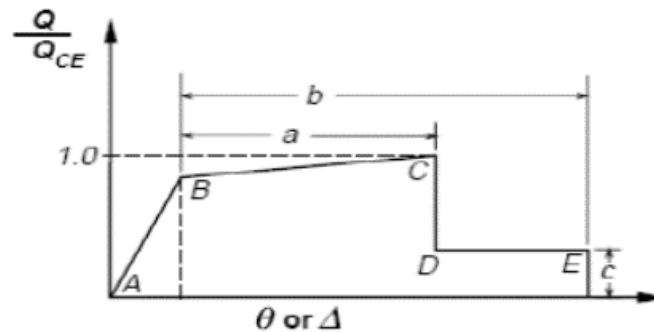
El propósito del Pushover es configurar estructuras que tengan en cuenta las propiedades inelásticas de los materiales. En este cálculo, la estructura se ve afectada por el patrón de carga lateral, que aumenta monótonamente en cada dirección considerada (X e Y), visualizando la serie de agrietamiento, fluencia y falla de cada componente hasta que la estructura colapsa. De igual forma, cabe indicar que la técnica de Pushover se basa en el supuesto de que la respuesta de una estructura con múltiples grados de libertad puede expresarse por las características de histéresis de su material, que se simplifica a un grado de libertad.

#### ■ Modelado de Columnas y Vigas

Para el modelado general de la estructura, es preciso proporcionar al programa el modelo de cada sección del elemento estructural y el modelo que ingresa al rango inelástico. Para ello, el programa debe proporcionar diagramas de momento-curvatura para cada viga y cada tipo de pilar. Además, el programa SAP 2000 tiene la opción de generar automáticamente etiquetas de plástico. Esta generación de rótulas se basa en los modelos dados por FEMA 440. Estos modelos se producen probando varias configuraciones de refuerzo y tamaños de elementos estructurales, como se muestra en la siguiente figura:

**Figura 48**

*Diagrama Generalizado Momento - Curvatura.*



Fuente: FEMA 356.

Puede verse que la figura anterior es la idealización de la momento-curvatura real. La pendiente AB es la pendiente elástica, el punto B es el llamado punto de fluencia y la sección BC es la pendiente de endurecimiento (que se puede considerar como una pendiente elástica entre 0 y 10%), y la resistencia CD Reducida significativamente, la resistencia del segmento DE se reduce en gran medida y finalmente se pierde la resistencia total del punto E.

Estas idealizaciones dependerán del tipo de elemento estructural y de su comportamiento, por lo que FEMA ha establecido una tabla en la que se encuentran los puntos destacados descritos en el párrafo anterior.

Tabla 30

Parámetros numéricos aceptables para simular el comportamiento no lineal de vigas.

<b>Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Beams</b>										
Conditions			Modeling Parameters <sup>3</sup>			Acceptance Criteria <sup>3</sup>				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary		Secondary								
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
<b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

Fuente: ASCE 41-13.

Tabla 31

Parámetros numéricos aceptables para modelar el comportamiento No Lineal de Columnas.

<b>Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Columns</b>										
Conditions			Modeling Parameters <sup>4</sup>			Acceptance Criteria <sup>4</sup>				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
			a	b	c	IO	Component Type			
Primary		Secondary								
			a	b	c	IO	LS	CP	LS	CP
<b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. <sup>2</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

Fuente: ASCE 41-13.

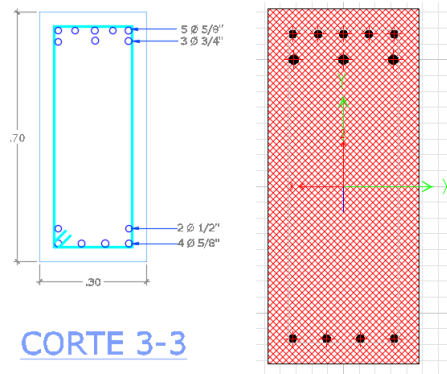
Según la tabla anterior, es suficiente conocer la cuantía de acero de la unidad de tracción-compresión de la viga y el diagrama de interacción de la columna, para realizar la idealización no lineal del material.

**i. Obtención de los diagramas Momento-Rotación de vigas según la metodología del FEMA 356**

Se modelará la viga perteneciente al eje 7 del primer nivel (30x70 cm), Corte 3-3. Los datos de esta viga, se muestran a continuación:

**Figura 49**

*Sección de 30cmx70cm - Viga Eje 7, Primer piso.*



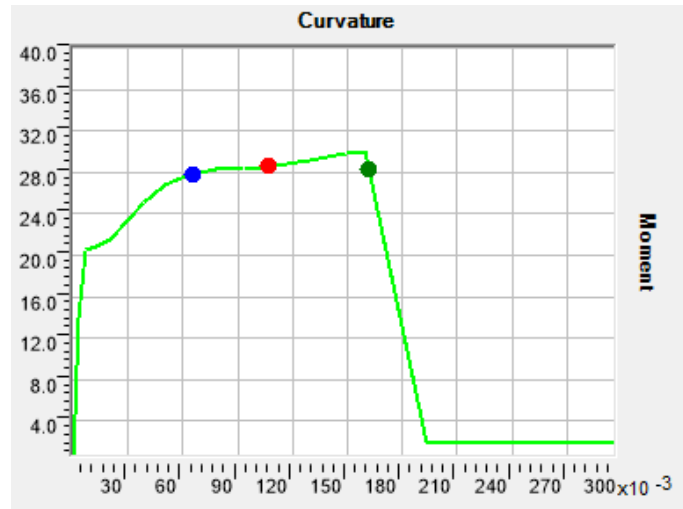
$$\begin{aligned}
 b &= 30 \text{ cm} \\
 h &= 70 \text{ cm} \\
 d &= 64 \text{ cm} \\
 f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 E_s &= 2000000 \text{ kg/cm}^2 \\
 \beta &= 0.85 \\
 A'_s &= 18.40 \text{ cm}^2 \\
 A_s &= 7.88 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

**Obtención del primer punto ( $M_y, \theta_y$ ):**

En el punto primario, el programa asume un comportamiento plástico rígido, que es,  $\theta_y = 0$  rad. De manera similar, el momento de fluencia es obtenido directamente del diagrama momento - curvatura, que en este caso es  $M_y = 18.96$  Ton-m, tal como se muestra a continuación:

**Figura 50**

Diagrama Momento Curvatura en el Programa SAP 2000.



**Obtención del punto ( $M_y, \theta_u$ ):**

Este punto es el punto C en la Figura 48. Para encontrar el giro  $\theta_u$ , se debe ingresar la Tabla 30. Para esto, debe encontrar la cantidad de cuantía de refuerzo (tracción y compresión). La fórmula que se muestra a continuación es la que se usara:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho_b = \frac{0.85f'_c\beta_1}{f_y} \cdot \frac{0.003E_s}{0.003E_s + f_y}$$

Se obtiene:

$$\begin{aligned} \rho &= 0.0041 \\ \rho' &= 0.00958 \\ \rho_{bal} &= 0.02125 \\ (\rho - \rho')/\rho_{bal} &= -0.2579 \end{aligned}$$

Del cual los términos “C” y “NC” nombrado en la Tabla 30, se refieren a “conformidad” y “no conformidad”, y están relacionados con la correcta colocación de los estribos en la posible zona de rotula plástica. Para el presente ejemplo, se asumirá que es un elemento “conforme” porque la distribución de estribos está diseñada de acuerdo con la Norma Peruana E-060, teniendo en cuenta la distribución adecuada.

Por último, el corte será el más crítico obtenido del diseño, por lo tanto,  $V = 25.84$  Ton, y empleando la fórmula de la tabla se consigue que:  $V/(bd\sqrt{f'_c}) = 0.9287$ . Entonces, entrando a la tabla la rotación está dada por “a”:  $\theta_u = 0.025$  rad y el  $M_u = 20.85$  Ton-m.

Finalmente, utilizando el programa SAP 2000, obtenemos el diagrama Momento-Rotación como se muestra en la figura siguiente.

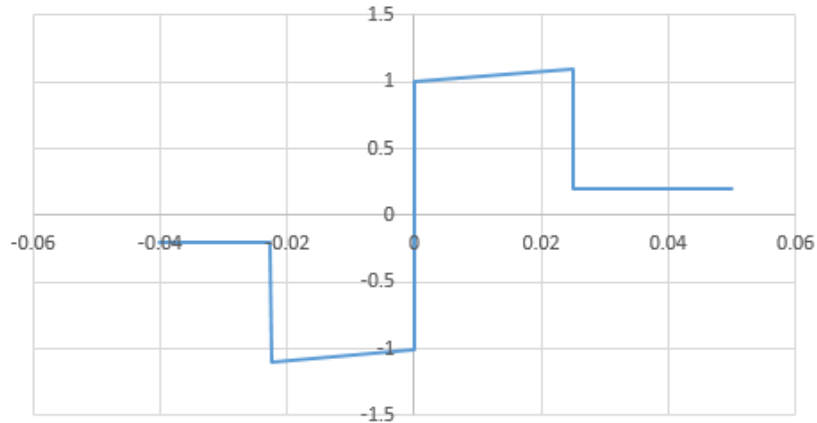


**Obtención del punto ( $M_{residual}$ ,  $\theta_{residual}$ ):**

De la tabla 30, la rotación está determinada por “b”:  $\theta_{res} = 0.05$  rad. Asimismo,  $M_{res}/M_y = c$ , entonces,  $M_{res}/M_y = 0.2$  y  $M_{res} = 3.79$  Ton-m. Al escalar y graficar los puntos encontrados, obtenemos:

**Figura 51**

*Momento-Giro normalizado según FEMA - Viga.*

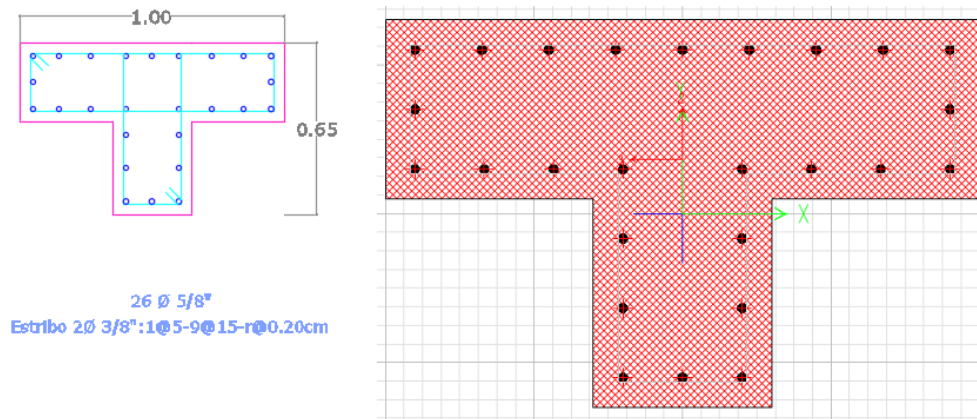


**ii. Obtención de los diagramas Momento-Rotación de Columnas según la metodología del FEMA 356**

Para el caso de la columna T se va a plantear el ejemplo de la columna interna ubicada entre el eje 7 y el eje A. Los datos de dicha columna se muestran a continuación:

**Figura 52**

*Sección T de 100cmx65cm – Col. Eje 7 y Eje A.*



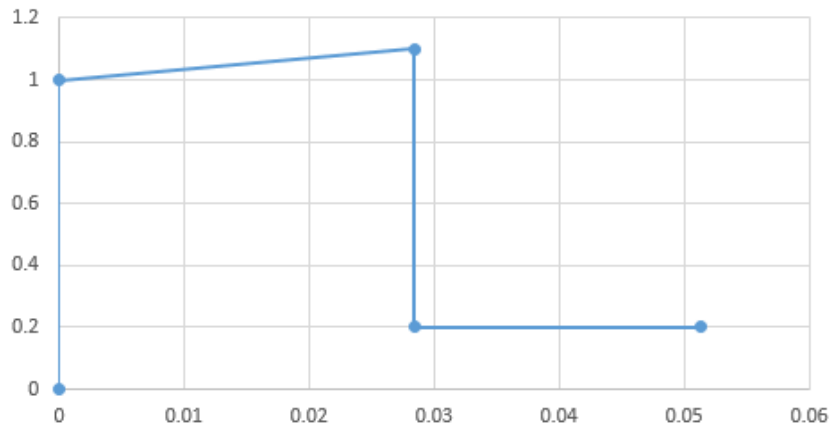
$$\begin{aligned}
 A_g &= 4050 \text{ cm}^2 \\
 f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\
 E_s &= 2000000 \text{ kg/cm}^2 \\
 \beta &= 0.85 \\
 A_s &= 74.1 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Con los mismos procedimientos y empleando la Tabla 17 se obtiene el Diagrama de Momento

- Rotación para la presente columnas el cual se mostrara a continuación los cuales se normalizaron para un momento de fluencia de  $M_y = 32.978$ .

**Figura 53**

*Momento-Giro normalizado según FEMA - Columna.*

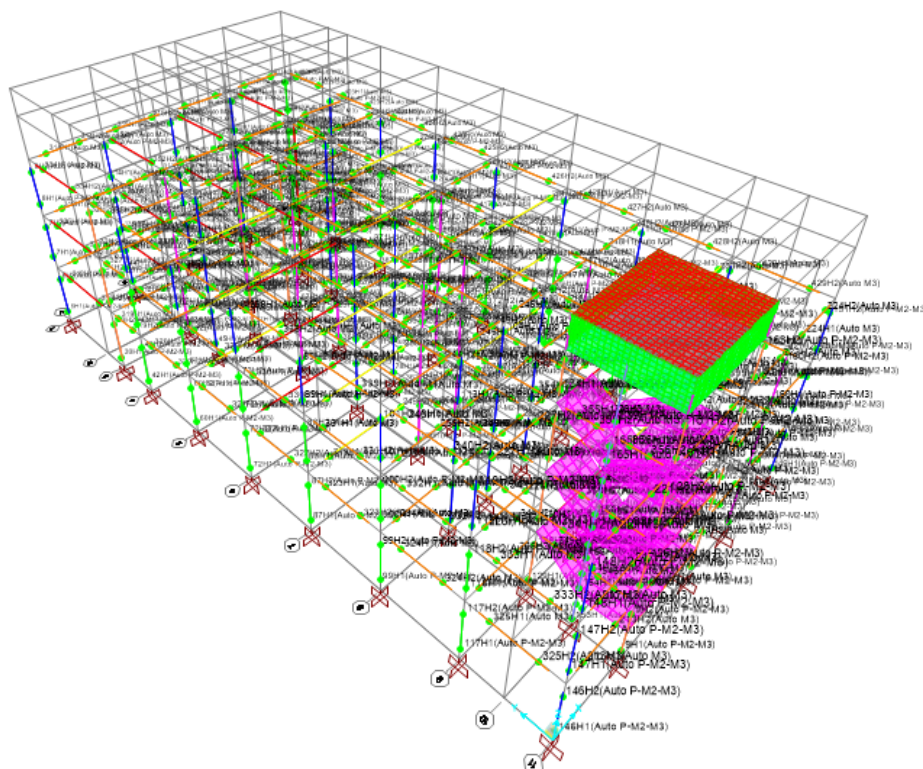


■ **Asignación de Rótulas Plásticas al modelo**

Para el SAP 2000, las rotulas plásticas definidas por el diseñador se pueden utilizar para modelar el estado de fluencia y el estado posterior a la fluencia de elementos estructurales, como se muestra en el subcapítulo anterior. Asimismo, sus posiciones se pueden dar en un número ilimitado de posiciones en todo el elemento del frame. Por lo frecuente, se considera que la posición de la rótula está a cierta distancia del nodo, en lugar de dentro del mismo.

**Figura 54**

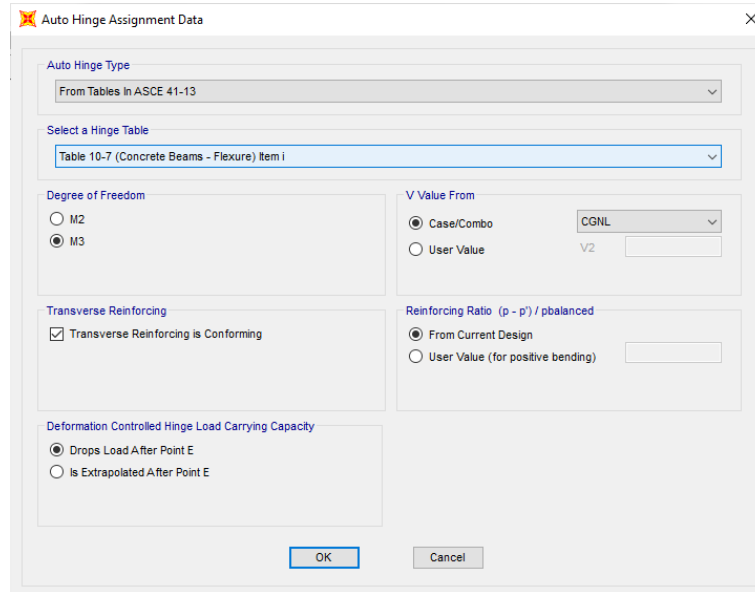
*Asignación de las rotulas plásticas en el programa SAP 2000.*



Cada rótula plástica es modelada como un punto discreto, todas las deformaciones plásticas, ya sea desplazamientos o rotaciones, ocurren en el punto donde fue asignada la articulación. Para el caso de las viga se trabajó con la rótula de tipo flexion ( $M_3$ ) de acuerdo a lo establecido en la normativa ASCE 41-13, como se muestra en la siguiente figura.

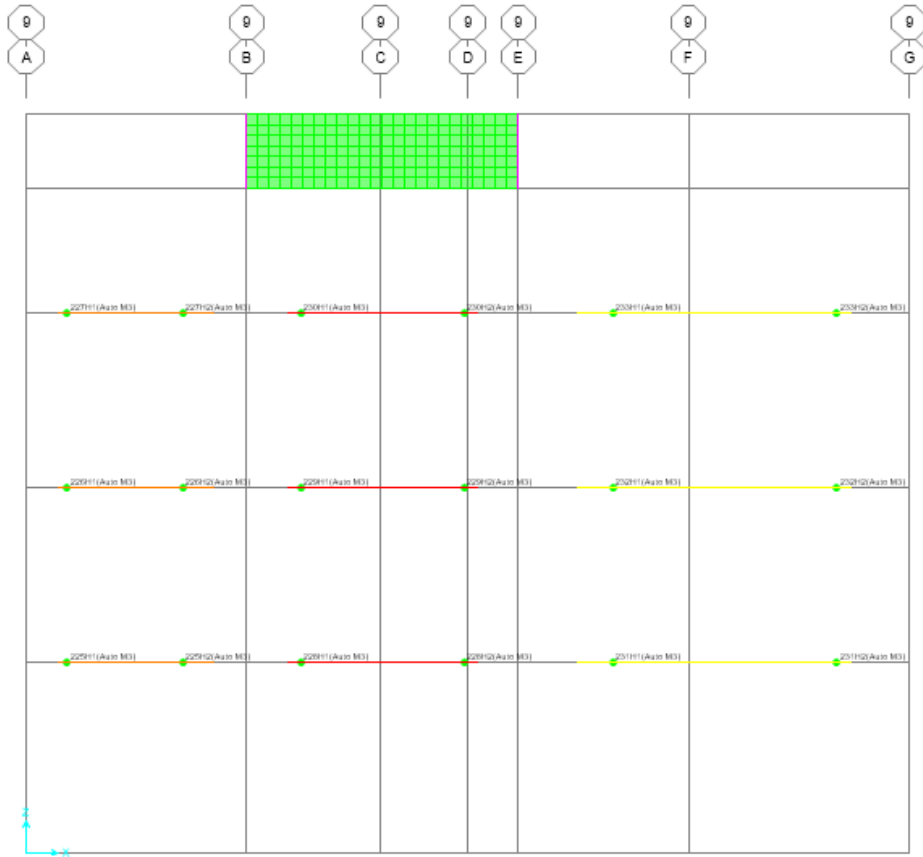
**Figura 55**

*Asignación de las rotulas plásticas en los elementos vigas en el SAP 2000.*



**Figura 56**

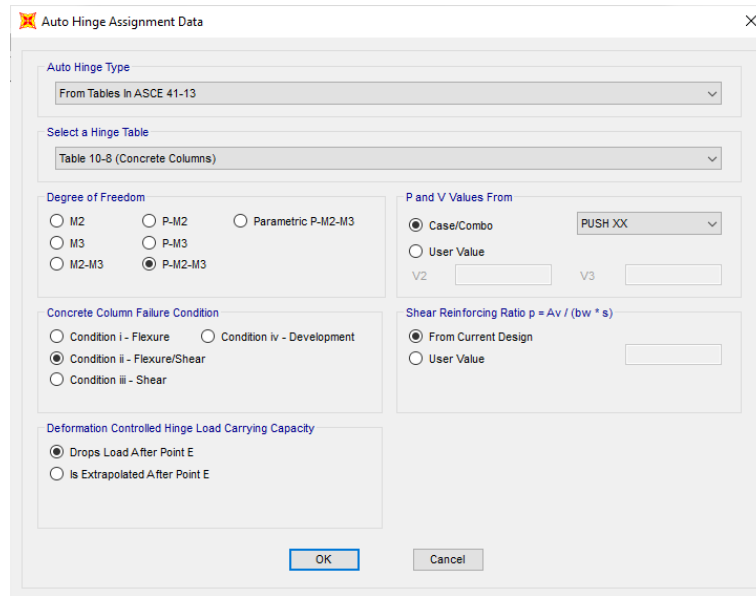
Asignación de las rotulas plásticas en los elementos vigas en el SAP 2000.



De igual manera, continuamos definiendo las rotulas plásticas en la columna. Por esta razón, se tiene en cuenta que las columnas trabajan con la fuerza axial y el momento acoplado (P-M2-M3). Esto se basa en la interacción entre las dos en una posición definida. La distribución en el programa es de la siguiente manera.

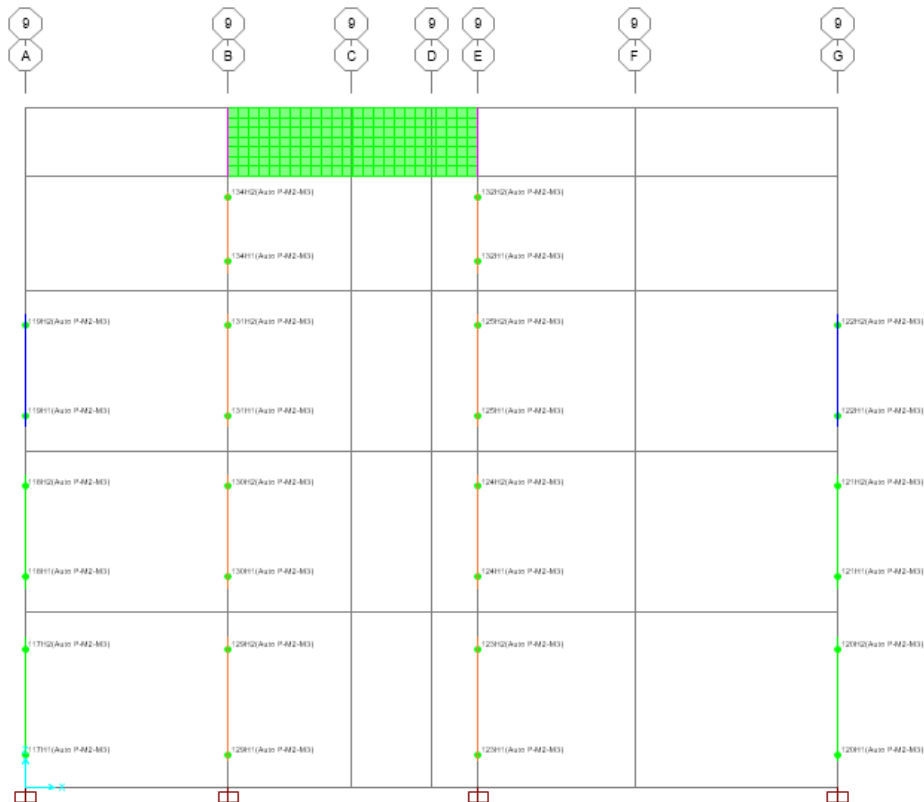
**Figura 57**

Asignación de las rotulas plásticas en los elementos columnas en el SAP 2000.



**Figura 58**

Asignación de las rotulas plásticas en los elementos columnas en el SAP 2000.



En resumen, la ley constitutiva de las rotulas plásticas se define de acuerdo con las pautas ASCE 41-13, el cual viene incorporado al programa empleado para la presente investigación, cabe mencionar que esta normativa es una mejora al FEMA 440. La asignación de rótulas sigue los modelos correspondientes que se muestran en la tabla 30, que se basan en investigaciones y

ensayos basados en diferentes materiales de refuerzo y geometrías de elementos estructurales.

■ **Elaboración de la Curva de Capacidad o Pushover**

Para crear la curva de capacidad se deben seguir ciertas consideraciones para obtener un modelo simplificado y más cercano a la realidad. Primero, se considera que la estructura está incrustada en la cimentación, por lo que se ignora la influencia de la interacción suelo-estructura. Luego, se considera usar rigidez efectiva para elementos estructurales de acuerdo con la Tabla 32 de FEMA 356.

**Tabla 32**

*Valores de la Rigidez Efectiva de los Componentes.*

**Table 6-5 Effective Stiffness Values**

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Beams—prestressed	$E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Columns with compression due to design gravity loads $\geq 0.5 A_g f_c$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Columns with compression due to design gravity loads $\leq 0.3 A_g f_c$ or with tension	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_sA_s$
Walls—uncracked (on inspection)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Walls—cracked	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	$E_cA_g$
Flat Slabs—nonprestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—
Flat Slabs—prestressed	See Section 6.5.4.2	$0.4E_cA_g$	—

Fuente: FEMA 356.

Usamos los valores de rigidez efectivos proporcionados en la Tabla 32. El impacto de utilizar estos valores para el análisis no lineal se introduce en el marco teórico de este estudio.

**i. Asignación de Cargas Laterales para el Análisis**

El código FEMA propone 4 tipos de distribución de fuerzas laterales en altura, para la presente investigación se tomó como patrón de distribución de cargas laterales la número 4 ya que esta es la q se asemeja a nuestra normativa dado que esta es proporcional a  $C_{vx}$ , donde la formulación de esta distribución se presenta a continuación. Cabe señalar que no importa las unidades ni tampoco la magnitud de las fuerzas, lo importante en la asignación de cargas es la proporción que estas tienen.

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

$$k = \begin{cases} 2.0 & \text{para } T \geq 2.5 \\ 1.0 & \text{para } \leq 0.5 \end{cases}$$

$$T = 0.359 \text{ s}$$

$$k = 1$$

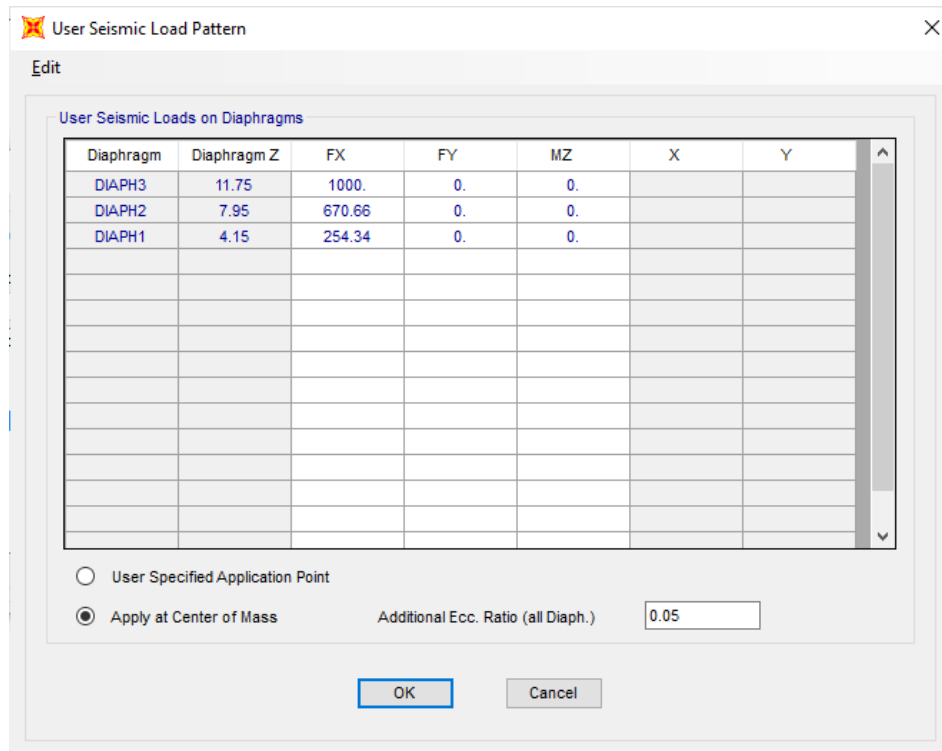
NIVEL	Hsx (m)	hx (m)	Wx	Wxhx^K	Cvx	Fi
3	3.8	11.75	82.30351	967.066243	0.51947949	1000.00
2	3.8	7.95	81.58142	648.572289	0.34839392	670.66
1	4.15	4.15	59.26932	245.967678	0.13212659	254.34
Total				1861.60621		

De acuerdo a las cargas evaluadas se procede al ingreso de estas al programa SAP 2000 para ser tomadas como patrón de cargas laterales para el Análisis no lineal.

Se ingresaron las cargas  $F_x$  y  $F_y$  que son aquellas que se tomaran respectivamente en la dirección de análisis y que se aplicaran en el centro de masa de cada piso, tal como se muestra en las siguientes figuras.

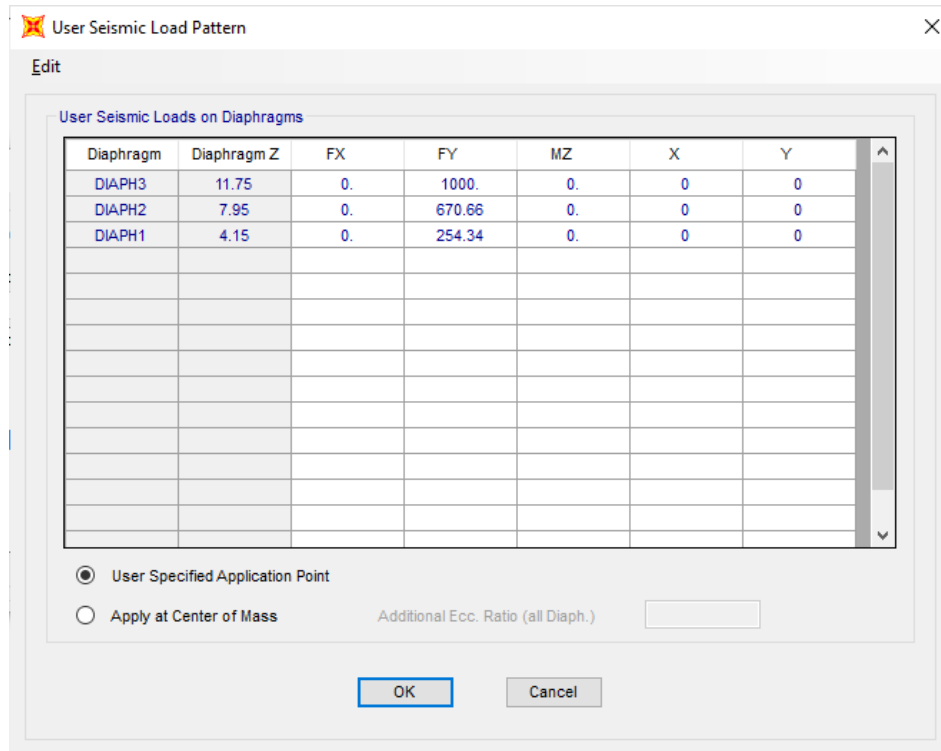
**Figura 59**

*Asignación del Patrón de cargas laterales en la dirección X-X.*



**Figura 60**

Asignación del Patrón de cargas laterales en la dirección Y-Y.



**ii. Asignación de las Cargas Gravitacionales no lineales Según el FEMA 356**

El FEMA 356 en su artículo 3.2.8, establece la siguiente ecuación para la componente de la carga de gravedad.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L)$$

Donde:

Carga Muerta:  $Q_D = D$

Carga Viva:  $Q_L = 0.50L + 0.25L_r$

Por lo tanto la combinación de carga vertical será:

$$Q_G = 1.1D + 0.55L + 0.275L_r$$

El ingreso de estas cargas gravitacionales se ingresa en el programa SAP 2000 de la siguiente manera



**Figura 61**

Asignación de las cargas gravitacionales según el FEMA 356.

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: CGNL

Initial Conditions:  Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Modal Load Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Peso Propio	1.1
Load Pattern	CM	1.1
Load Pattern	CV	0.55
Load Pattern	CVT	0.275

Analysis Type:  Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters:  None

Mass Source: Peso Sismico

Other Parameters: Full Load, Final State Only, Default

Con los procedimientos anteriores realizados se procede a la asignación del análisis estático no lineal Pushover, tal y como se muestra a continuación.

**Figura 62**

Asignación del Análisis estático no lineal Pushover en la dirección X-X.

**Load Case Data - Nonlinear Static**

Load Case Name: PUSH XX

Initial Conditions:  Continue from State at End of Nonlinear Case (CGNL)

Modal Load Case: MODAL

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Fx	1.1

Analysis Type:  Nonlinear

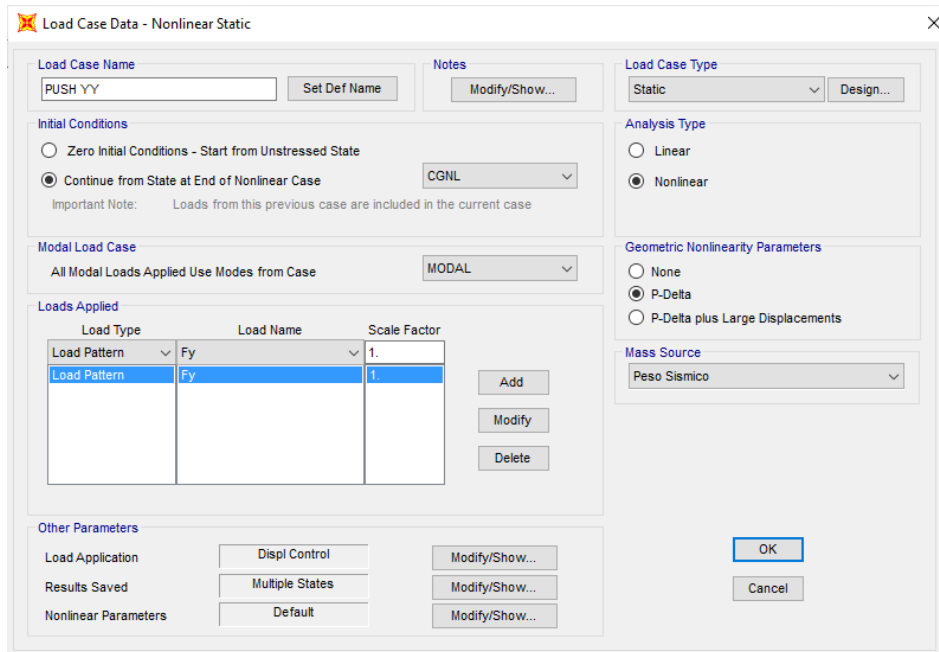
Geometric Nonlinearity Parameters:  P-Delta

Mass Source: Peso Sismico

Other Parameters: Displ Control, Multiple States, Default

**Figura 63**

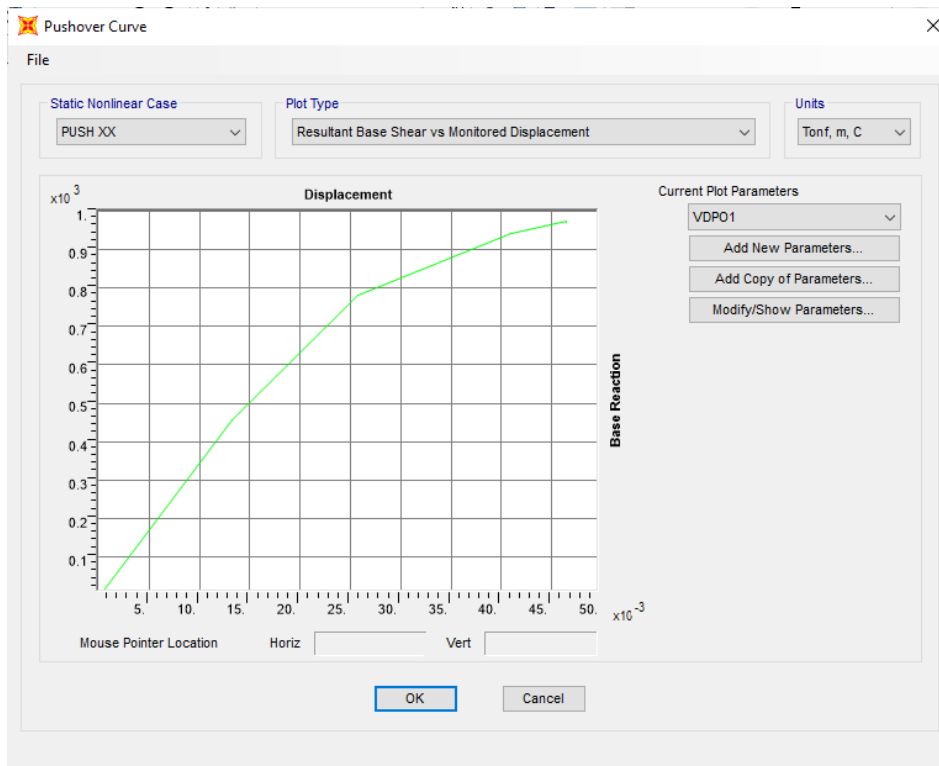
*Asignación del Análisis estático no lineal Pushover en la dirección Y-Y.*



Como se explica en el marco teórico del Capítulo 2, en Pushover, la carga aumenta monótonamente en cada dirección hasta que la estructura colapsa. El color de las rotulas plásticas está relacionado con los puntos generales del diagrama de momento-rotación dado por FEMA: punto inicial, punto de fluencia, resistencia del componente y pérdida de resistencia total. El resultado final generado por la existencia de rotulas plásticas es la curva de capacidad bidireccional de la estructura. Esta curva relaciona el desplazamiento del techo con la fuerza cortante en la parte inferior, como se muestra a continuación:

**Figura 64**

*Curva de Capacidad – Dirección X.*

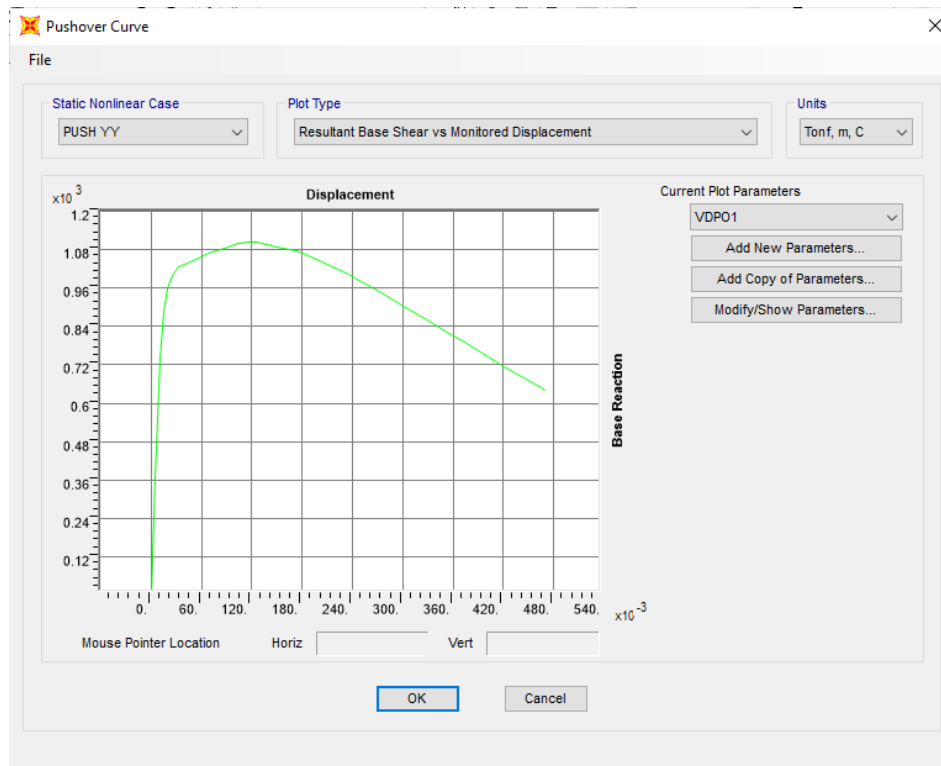


De acuerdo con el análisis de Pushover, se encuentra que la curva de capacidad en la dirección X presenta un comportamiento lineal hasta que se obtiene el cortante en la base de aproximadamente 450 toneladas y un desplazamiento de aproximadamente 1,34 cm en el último piso. Desde este momento se muestra una variación no muy pronunciada iniciándose el cambio de rigidez de la estructura todo esto debido a la incursión dentro de los rangos inelásticos de los elementos que conforman la estructura y observando así que varía conforme la deformación continua, a su vez se puede observar que cuando la estructura alcanza un desplazamiento de 4,5 cm y una cortante basal de 970 toneladas, la estructura alcanza su capacidad ultima.

La siguiente es la curva de capacidad en la dirección Y:

**Figura 65**

Curva de Capacidad – Dirección Y.



En la dirección Y, la curva de capacidad muestra una proporcionalidad lineal hasta obtener un esfuerzo cortante en la base de aproximadamente 840 toneladas y un desplazamiento de 1.35 cm en la etapa final. Además, cuando la estructura alcance un desplazamiento de 12 cm y una cortante basal de aproximadamente 1100 toneladas, alcanzará su capacidad ultima.

■ **Transformación de la Curva de Capacidad a un Espectro de Capacidad**

De lo descrito en el Capítulo 2, debe intentar transformar la curva de capacidad para que seinterseque y encuentre el punto de desempeño del edificio. En este caso, la curva de capacidades una función de la fuerza cortante de la base y el desplazamiento de la losa del último nivel,y debe convertirse al formato de aceleración espectral y desplazamiento espectral. Para ello seutilizan las fórmulas enumeradas en el marco teórico de este estudio.

Los resultados obtenidos son los siguientes:

**Tabla 33**

Valores para la conversión al formato Aceleración vs. Desplazamiento Espectral – Dirección X.

Piso	Masa	Amplitud del modo 1 $\phi_i$ (m)	$\phi_{i,1}$ (m) normalizado	$m_i * \phi_{i,1}$	$(m_i * \phi_{i,1})^2$	$m_i * \phi_{i,1}^2$
3	59.269	-0.0952	1.000	59.269	3512.852	59.269
2	81.581	-0.071	0.746	60.843	3701.905	45.377
1	82.304	-0.0335	0.352	28.962	838.788	10.191
Total	223.154			149.074		114.838

Con los valores de la presente tabla se obtienen los valores respectivos del factor de participación modal ( $\Gamma_1$ ) y el coeficiente modal de masa ( $\alpha_1$ ) para el primer modo natural. Las presentes formulas son las empleadas para poder realizar el determinación de estos factores.

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2} = \frac{149.074}{114.838} = 1.298$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1} \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N m_i \right] \left[ \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2 \right]} = \frac{149.074^2}{(223.154)(114.838)} = 0.867$$

El valor de  $\alpha_1$  también puede ser obtenido mediante el programa SAP 2000 como se observa a continuación.

**Figura 66**

*Factor de participación de masa para el primer modo de vibración.*

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	Unitless
	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.35917	0.867359	7.1E-05	2.176E-10	0.867359	7.1E-05	2.176E-10	2.586E-06	
MODAL	Mode	2	0.345631	7.2E-05	0.853279	4.973E-07	0.86743	0.85335	4.975E-07	0.013904	
MODAL	Mode	3	0.313824	2.293E-06	0.010192	6.137E-07	0.867432	0.863543	1.111E-06	0.000178	
MODAL	Mode	4	0.107151	0.108745	5.738E-08	4.958E-07	0.976177	0.863543	1.607E-06	1.653E-06	
MODAL	Mode	5	0.101963	9.38E-07	0.110561	7.601E-06	0.976178	0.974104	9.208E-06	0.050689	
MODAL	Mode	6	0.092279	7.9E-05	0.001293	4.751E-06	0.976258	0.975396	1.4E-05	0.000656	
MODAL	Mode	7	0.056565	0.023635	1.586E-06	1.4E-05	0.999893	0.975398	2.8E-05	1.9E-05	
MODAL	Mode	8	0.053201	4.415E-06	0.024268	0.000195	0.999898	0.999666	0.000223	0.002343	
MODAL	Mode	9	0.051899	6.685E-06	6.5E-05	0.068639	0.999904	0.999732	0.068862	0.061477	
MODAL	Mode	10	0.051568	1.142E-07	2.64E-07	0.142505	0.999904	0.999732	0.211367	0.002659	
MODAL	Mode	11	0.051504	6.207E-08	3.515E-06	0.000812	0.999904	0.999736	0.212179	0.018476	
MODAL	Mode	12	0.047874	7.4E-05	0.000254	7.8E-05	0.999978	0.99999	0.212256	8.842E-06	

Con estos valores procedemos a realizar la conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad con las ecuaciones siguientes:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{\Gamma_1 \phi_{(techo,1)}}$$

Reemplazando cada uno de los valores en las anteriores ecuaciones obtenemos el espectro de capacidad, a continuación se muestra la tabla de valores que grafican el espectro de capacidad en la dirección X-X

**Tabla 34**

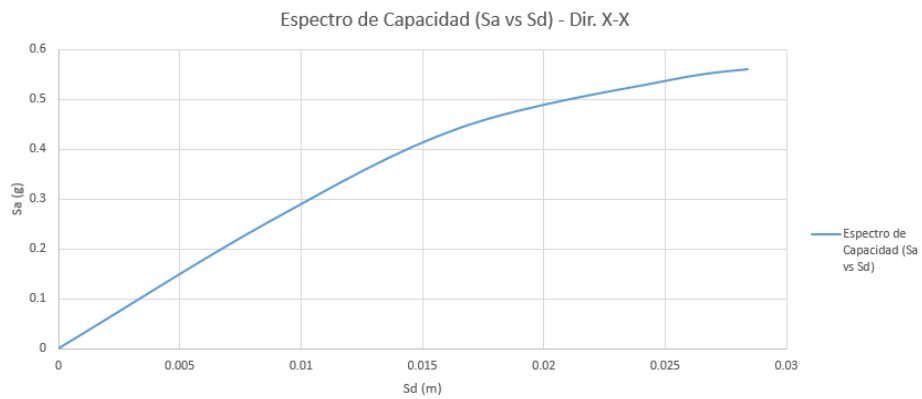
Valores del Espectro de Respuesta Aceleración Desplazamiento Espectral ( $S_d$  vs.  $S_a$ ) – Dirección X.

$S_a(g)$	$S_d(m)$
0	0
0.255359	0.008733
0.442695	0.01658
0.539003	0.025318
0.559556	0.02839

Entonces, graficando los valores obtenidos mostrados en la tabla 34 se obtiene la curva del Espectro de Capacidad:

**Figura 67**

Espectro de Capacidad – Dirección X.



De la misma forma se obtienen los datos en la dirección Y, y el resultado obtenido es el siguiente:

**Tabla 35**

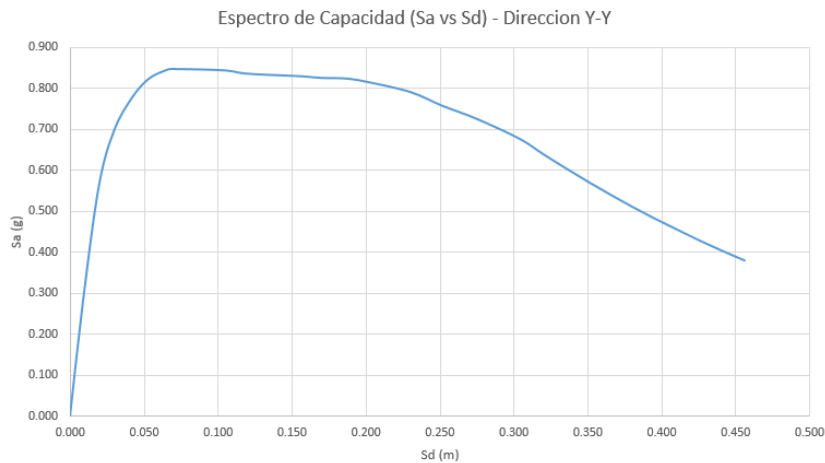
Valores del Espectro de Respuesta Aceleración Desplazamiento Espectral ( $S_d$  vs.  $S_a$ ) – Dirección Y.

Desp. (m)	F/W	$S_d$ (m)	$S_a$ (g)
0.000	0.000	0.000	0.000
0.005	0.172	0.009	0.282
0.010	0.338	0.020	0.564
0.015	0.405	0.030	0.698
0.020	0.440	0.042	0.778
0.025	0.457	0.053	0.825
0.031	0.467	0.065	0.846
0.032	0.470	0.068	0.849
0.056	0.482	0.104	0.846
0.068	0.488	0.120	0.837
0.091	0.497	0.155	0.832
0.103	0.502	0.170	0.827
0.115	0.504	0.187	0.826
0.126	0.503	0.202	0.817
0.150	0.497	0.230	0.793
0.173	0.491	0.252	0.759
0.197	0.479	0.274	0.728
0.232	0.460	0.304	0.679
0.256	0.444	0.320	0.641
0.279	0.428	0.335	0.607
0.303	0.411	0.350	0.574
0.326	0.395	0.365	0.543
0.350	0.378	0.380	0.513
0.373	0.360	0.394	0.485
0.397	0.344	0.409	0.458
0.420	0.327	0.424	0.432
0.444	0.310	0.439	0.407
0.467	0.294	0.454	0.384
0.470	0.292	0.456	0.381

Y graficando los valores obtenidos mostrados en la tabla 35 se obtiene la curva del Espectro de Capacidad:

**Figura 68**

*Espectro de Capacidad – Dirección Y.*



■ **Obtención del Espectro de Demanda**

Dado la norma peruana E-030, el espectro sísmico adopta el formato de aceleración vs período, por lo que, al igual que la curva de capacidad, se debe convertir al formato Sa y Sd (aceleración y desplazamiento espectral). Por esta razón, la especificación de FEMA propone las fórmulas necesarias para implementar esto y la acción especificada dentro del Capítulo 2 descrita al comienzo de esta investigación. Del mismo modo, los cuatro espectros se ejecutan de acuerdo con el nivel de daño propuesto por la especificación de FEMA Finalmente, el espectro se reduce aplicando el estándar del método de linealización equivalente propuesto en el código FEMA 440.

La conversión del espectro sísmico se realiza según la fórmula propuesta por el código FEMA, sin embargo, de acuerdo con los estándares de investigaciones sísmicas del país, se consideran los niveles de daño frecuentes, ocasionales, raros y muy raros.

**Tabla 36**

*Parámetros para definir Niveles Sísmicos.*

Sismo	Nivel de Demanda
Frecuente	Sa1 = Sae/3
Ocasional	Sa2 = 1.4Sa1
Raro	Sa3 = Sae
Muy Raro	Sa4 = 1.3Sae

Donde  $S_{ae}$  es la aceleración dada por la norma E-030. Cabe mencionar que el factor de reducción R no es aplicado para esta aceleración. Por lo tanto, el sismo raro que se muestran en la Tabla 24 es el sismo severo propuesto en la normativa peruana E-030.

La tabla que a continuación se muestra, presenta los resultados del cálculo. El período se toma cada 0.04 hasta 6 segundos Los parámetros sísmicos son:

$$T_p = 0.6 \text{ segundos}, Z = 0.25, U = 1.5 \text{ y } S = 1.20, R = 1$$



**Tabla 37**

*Espectro Sísmico de Aceleraciones.*

		Espectro Sísmico de Aceleraciones			
		Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
C	T	Sa1=Sae/3	Sa2=1.4Sa1	Sa3=Sae	Sa4=1.3Sae
2.50	0.00	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.02	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.04	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.06	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.08	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.10	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.12	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.14	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.16	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.18	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.20	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.25	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.30	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.35	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.40	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.45	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.50	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.55	0.375	0.525	1.125	1.463
2.50	0.60	0.375	0.525	1.125	1.463
2.31	0.65	0.375	0.525	1.125	1.463
2.14	0.70	0.375	0.525	1.125	1.463
2.00	0.75	0.375	0.525	1.125	1.463
1.88	0.80	0.375	0.525	1.125	1.463
1.76	0.85	0.375	0.525	1.125	1.463
1.67	0.90	0.375	0.525	1.125	1.463
1.58	0.95	0.375	0.525	1.125	1.463
1.50	1.00	0.375	0.525	1.125	1.463

De acuerdo con las cifras encontradas, la fórmula de conversión propuesta por las especificaciones de FEMA que se utiliza para calcular el espectro de demanda de cada espectro de aceleración sísmica es el que sigue.

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

**Tabla 38**

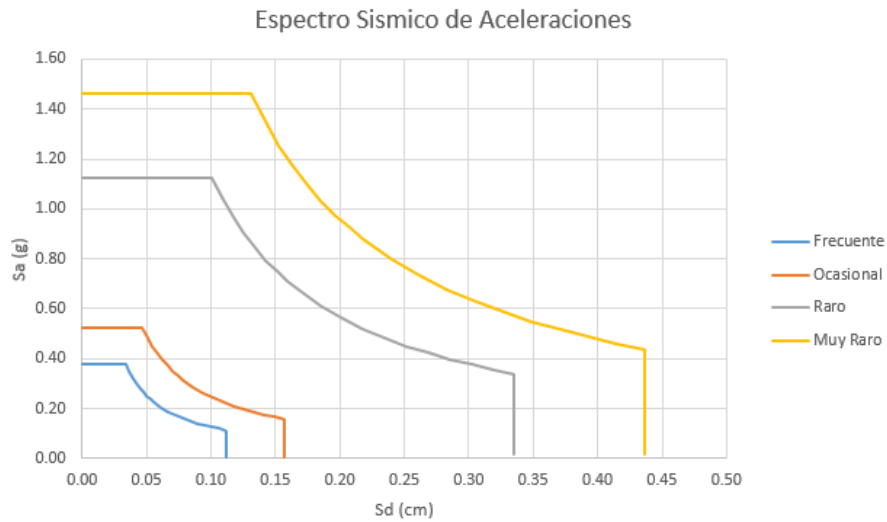
*Espectro de Demanda según el Nivel de Daño.*

		Espectro Sísmico de Aceleraciones							
		Frecuente	Frecuente	Ocasional	Ocasional	Raro	Raro	Muy Raro	Muy Raro
C	T	Sa1=Sae/3	Sd1	Sa2=1.4Sa1	Sd2	Sa3=Sae	Sd3	Sa4=1.3Sae	Sd4
2.50	0.01	0.38	0.00	0.53	0.00	1.13	0.00	1.46	0.00
2.50	0.02	0.38	0.00	0.53	0.00	1.13	0.00	1.46	0.00
2.50	0.04	0.38	0.00	0.53	0.00	1.13	0.00	1.46	0.00
2.50	0.06	0.38	0.00	0.53	0.00	1.13	0.00	1.46	0.00
2.50	0.08	0.38	0.00	0.53	0.00	1.13	0.00	1.46	0.00
2.50	0.10	0.38	0.00	0.53	0.00	1.13	0.00	1.46	0.00
2.50	0.12	0.38	0.00	0.53	0.00	1.13	0.00	1.46	0.01
2.50	0.14	0.38	0.00	0.53	0.00	1.13	0.01	1.46	0.01
2.50	0.16	0.38	0.00	0.53	0.00	1.13	0.01	1.46	0.01
2.50	0.18	0.38	0.00	0.53	0.00	1.13	0.01	1.46	0.01
2.50	0.20	0.38	0.00	0.53	0.01	1.13	0.01	1.46	0.01
2.50	0.25	0.38	0.01	0.53	0.01	1.13	0.02	1.46	0.02
2.50	0.30	0.38	0.01	0.53	0.01	1.13	0.03	1.46	0.03
2.50	0.35	0.38	0.01	0.53	0.02	1.13	0.03	1.46	0.04
2.50	0.40	0.38	0.01	0.53	0.02	1.13	0.04	1.46	0.06
2.50	0.45	0.38	0.02	0.53	0.03	1.13	0.06	1.46	0.07
2.50	0.50	0.38	0.02	0.53	0.03	1.13	0.07	1.46	0.09
2.50	0.55	0.38	0.03	0.53	0.04	1.13	0.08	1.46	0.11
2.50	0.60	0.38	0.03	0.53	0.05	1.13	0.10	1.46	0.13
2.31	0.65	0.35	0.04	0.48	0.05	1.04	0.11	1.35	0.14
2.14	0.70	0.32	0.04	0.45	0.05	0.96	0.12	1.25	0.15
2.00	0.75	0.30	0.04	0.42	0.06	0.90	0.13	1.17	0.16
1.88	0.80	0.28	0.04	0.39	0.06	0.84	0.13	1.10	0.17
1.76	0.85	0.26	0.05	0.37	0.07	0.79	0.14	1.03	0.19
1.67	0.90	0.25	0.05	0.35	0.07	0.75	0.15	0.98	0.20
1.58	0.95	0.24	0.05	0.33	0.07	0.71	0.16	0.92	0.21
1.50	1.00	0.23	0.06	0.32	0.08	0.68	0.17	0.88	0.22
1.36	1.10	0.20	0.06	0.29	0.09	0.61	0.18	0.80	0.24
1.25	1.20	0.19	0.07	0.26	0.09	0.56	0.20	0.73	0.26
1.15	1.30	0.17	0.07	0.24	0.10	0.52	0.22	0.68	0.28
1.07	1.40	0.16	0.08	0.23	0.11	0.48	0.23	0.63	0.31
1.00	1.50	0.15	0.08	0.21	0.12	0.45	0.25	0.59	0.33
0.94	1.60	0.14	0.09	0.20	0.13	0.42	0.27	0.55	0.35
0.88	1.70	0.13	0.10	0.19	0.13	0.40	0.29	0.52	0.37
0.83	1.80	0.13	0.10	0.18	0.14	0.38	0.30	0.49	0.39
0.79	1.90	0.12	0.11	0.17	0.15	0.36	0.32	0.46	0.41
0.75	2.00	0.11	0.11	0.16	0.16	0.34	0.34	0.44	0.44
0.59	2.25	0.09	0.11	0.12	0.16	0.27	0.34	0.35	0.44
0.48	2.50	0.07	0.11	0.10	0.16	0.22	0.34	0.28	0.44
0.40	2.75	0.06	0.11	0.08	0.16	0.18	0.34	0.23	0.44
0.33	3.00	0.05	0.11	0.07	0.16	0.15	0.34	0.20	0.44
0.19	4.00	0.03	0.11	0.04	0.16	0.08	0.34	0.11	0.44
0.12	5.00	0.02	0.11	0.03	0.16	0.05	0.34	0.07	0.44
0.08	6.00	0.01	0.11	0.02	0.16	0.04	0.34	0.05	0.44
0.06	7.00	0.01	0.11	0.01	0.16	0.03	0.34	0.04	0.44
0.05	8.00	0.01	0.11	0.01	0.16	0.02	0.34	0.03	0.44
0.04	9.00	0.01	0.11	0.01	0.16	0.02	0.34	0.02	0.44
0.03	10.00	0.00	0.11	0.01	0.16	0.01	0.34	0.02	0.44

Graficando los datos de la tabla anterior junto con los datos de la tabla 26, se obtiene lo siguiente:

**Figura 69**

*Espectros de Demanda según el Nivel de Daño.*



■ **Reducción del espectro de demanda**

El espectro elástico debe reducirse a uno inelástico esto logrado mediante la multiplicación por un factor. Por lo tanto, el método propuesto por FEMA 440 es la linealización equivalente, que encuentra la deformación inelástica máxima de un sistema no lineal, que se puede aproximar a partir de la deformación de un sistema elástico lineal, y ambas son equivalentes a un grado de libertad.

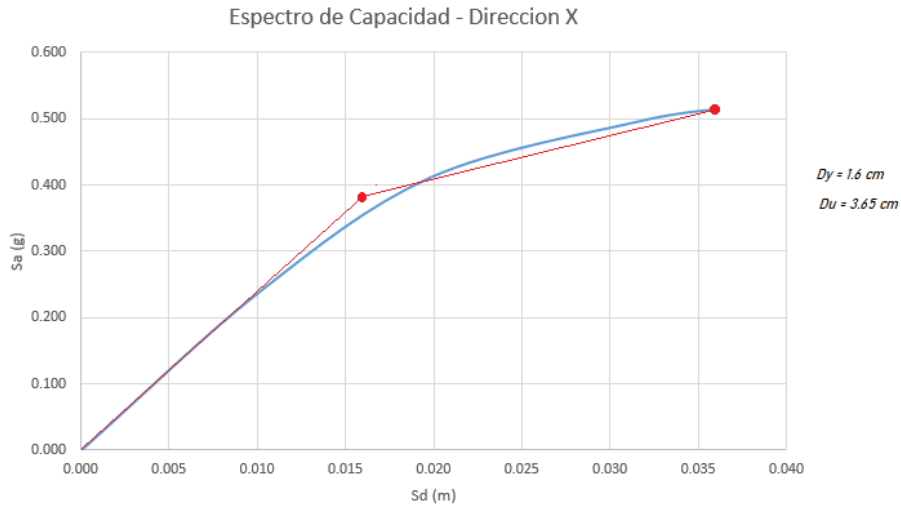
Primeramente, se debe encontrar el punto de fluencia y el último punto en la representación bilineal de la curva de capacidad para que la fórmula de conversión se pueda aplicar.

**i. Representación Bilineal del espectro de capacidad para el sismo Raro o de Diseño**

Dos puntos muy importantes son los que evidencia la representación bilineal de la curva decapacidad: el primero es el punto último de desplazamiento ( $D$ ) cuando el primer elemento del edificio alcanza su máxima resistencia; el segundo es el punto de desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ) este caracterizado por haber alcanzado la primera fluencia de un elemento. Para el resto de las demandas evaluadas anteriormente, el proceso de presentación se repite de manera similar.

**Figura 70**

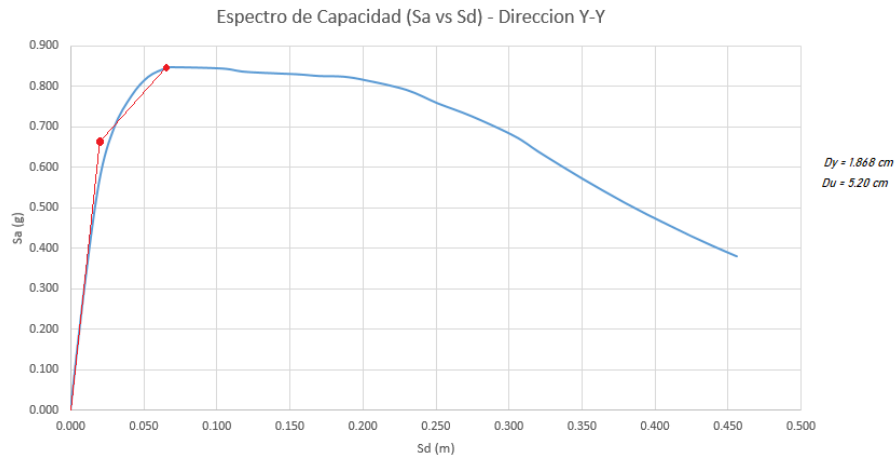
*Representación Bilineal del Espectro de Capacidad – Dirección X-X.*



Como puede verse en la figura anterior, el punto de fluencia ( $D_y = 1.40 \text{ cm}$ ) y punto de desempeño tentativo ( $D_u = 2.8 \text{ cm}$ ).

**Figura 71**

*Representación Bilineal del Espectro de Capacidad – Dirección Y-Y.*



Como puede verse en la figura anterior, el punto de fluencia ( $D_y = 1.868 \text{ cm}$ ) y punto de desempeño tentativo ( $D_u = 5.2 \text{ cm}$ ).

**ii. Obtención del Espectro de Demanda Reducido según el FEMA-440 (ADRS)**

**Dirección X-X**

Para tal objetivo primero se determinara el amortiguamiento efectivo, se aplicó la fórmula de ductilidad:

$$\mu = \frac{D_y}{D_u} = \frac{2.80}{1.4} = 2.00$$

$$\beta_0 = 5\%$$

Las especificaciones del FEMA 440 propone la siguiente ecuación de amortiguación efectiva basada en la ductilidad encontrada:

Para:  $1 < \mu < 4$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 = 8.80\%$$

Entonces,  $\beta_{eff} = 8.80\%$  con esto se halla el coeficiente de amortiguamiento B, aplicando:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.16$$

Determinando  $B = 1.16$ , y reduciendo las aceleraciones espectrales elásticas al dividirlo por este coeficiente de cálculo.

### Dirección Y-Y

Para hacer esto, primero determinara la amortiguación efectiva y luego se aplicara la fórmula de ductilidad:

$$\mu = \frac{D_y}{D_u} = \frac{5.20}{1.868} = 2.784$$

$$\beta_0 = 5\%$$

La especificación FEMA 440 propone la siguiente ecuación de amortiguación efectiva basada en la ductilidad calculada:

Para:  $1 < \mu < 4$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 = 14.35\%$$

Entonces,  $\beta_{eff} = 14.35\%$  con esto se determina el coeficiente de amortiguamiento B, aplicando:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.36$$

Determinando  $B = 1.36$ , consecutivamente se proseguirá a reducir las aceleraciones espectrales elásticas dividiéndolas por este coeficiente calculado, mostrado en la siguiente tabla de datos:

**Tabla 39**

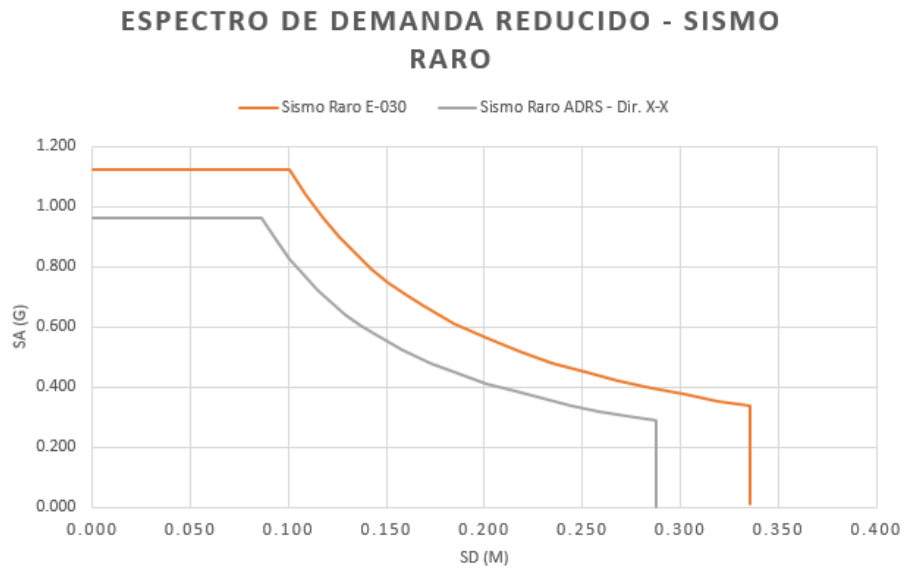
*Demanda Reducida según la metodología FEMA-440 (ADRS).*

Sismo Raro ADRS - Dir. X-X		Sismo Raro ADRS - Dir. Y-Y	
Sa3=Sae	Sd3	Sa3=Sae	Sd3
0.963	0.000	0.826	0.000
0.963	0.086	0.826	0.074
0.889	0.093	0.762	0.080
0.826	0.101	0.708	0.086
0.771	0.108	0.661	0.092
0.723	0.115	0.619	0.099
0.680	0.122	0.583	0.105
0.642	0.129	0.551	0.111
0.608	0.136	0.522	0.117
0.578	0.144	0.496	0.123
0.525	0.158	0.450	0.135
0.482	0.172	0.413	0.148
0.445	0.187	0.381	0.160
0.413	0.201	0.354	0.172
0.385	0.215	0.330	0.185
0.361	0.230	0.310	0.197
0.340	0.244	0.291	0.209
0.321	0.259	0.275	0.222
0.304	0.273	0.261	0.234
0.289	0.287	0.248	0.246
0.012	0.287	0.010	0.246

La siguiente figura se obtiene de los valores obtenidos.

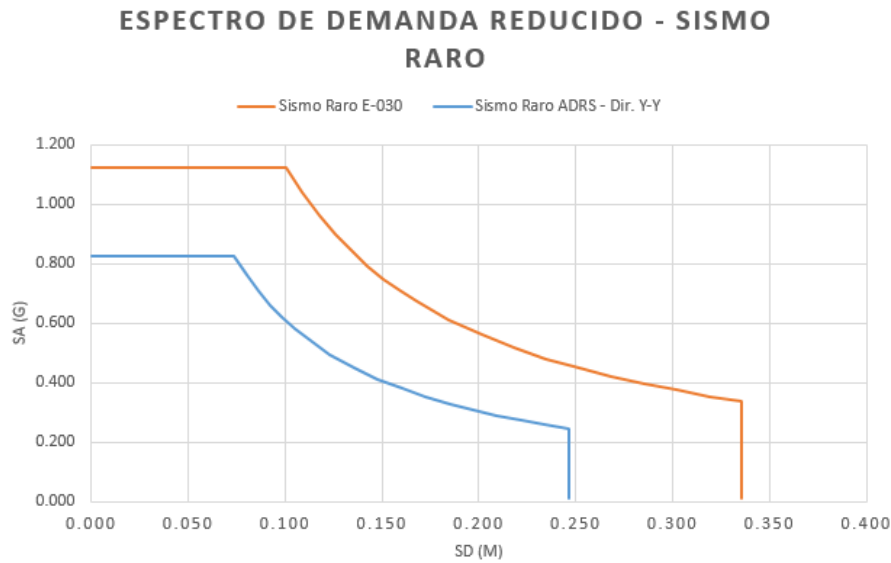
**Figura 72**

*Representación del Espectro de Demanda Reducido según el FEMA-440 – Dir. X-X.*



**Figura 73**

Representación del Espectro de Demanda Reducido según el FEMA-440 – Dir. Y-Y.



■ **Seccionamiento del espectro de capacidad según VISION 2000**

Un método para evaluar el comportamiento estructural se basa en la sección transversal de la curva de espectro de capacidad. El comité definió parámetros para realizar un seccionamiento de la curva de espectro de capacidad por nivel de desempeño. Esta es una característica del desplazamiento de fluencia y desplazamiento límite que refiere el espectro visto anteriormente (representación bilineal).

Los parámetros para el seccionamiento recomendado por el comité son los siguientes:

**Tabla 40**

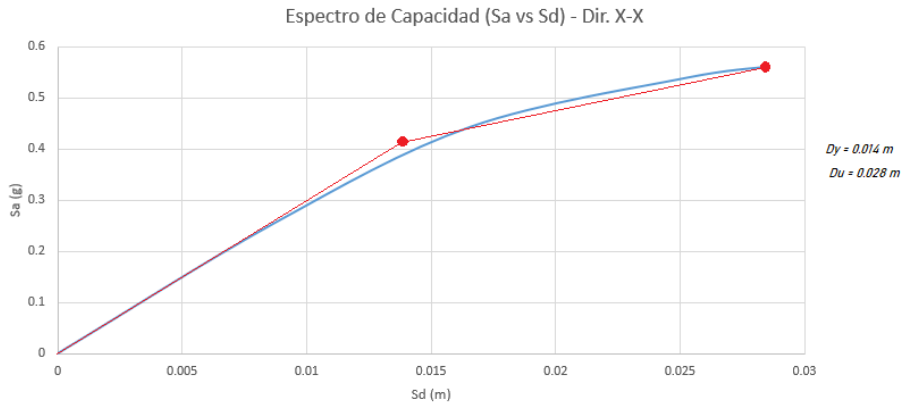
*Seccionamiento del espectro de capacidad.*

<i>Grado de daño</i>	<i>Definición</i>	<i>Desplazamiento espectral límite</i>
<i>0</i>	Sin Daño	$D < 0.7D_y$
<i>1</i>	Operación	$0.7D_y < D < 1.0D_y$
<i>2</i>	Ocupación Inmediata	$1.0D_y < D < 1.25D_y + 0.25D_u$
<i>3</i>	Seguridad de Vida	$1.25D_y + 0.25D_u < D < D_u$
<i>4</i>	Prevención al Colapso	$D_u < D$

Para esta sección se deberá encontrar los desplazamientos de fluencia y desplazamientos últimos en el espectro de capacidad, que son distintos a los puntos obtenidos para la obtención de los parámetros de reducción para la demanda sísmica.

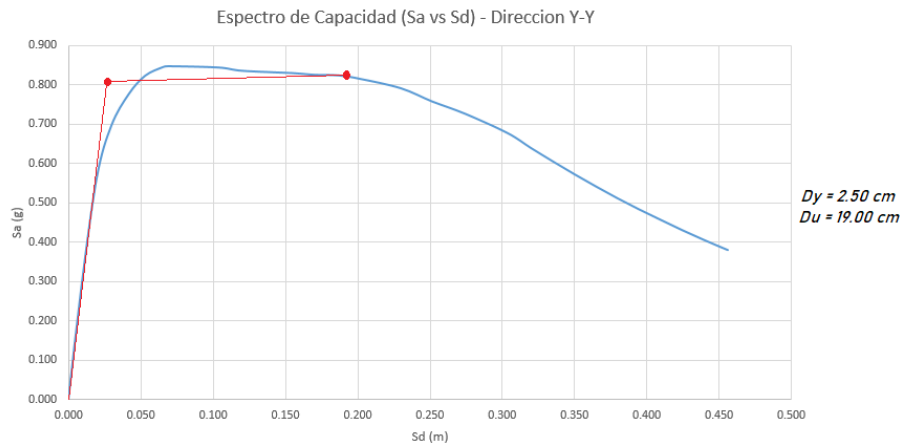
**Figura 74**

Desplazamiento último y de fluencia para el seccionamiento del espectro de capacidad.



**Figura 75**

Desplazamiento último y de fluencia para el seccionamiento del espectro de capacidad.



De la representación la figura 80.a podemos decir que ( $D_y=1.40$  cm) y ( $D_u = 2.80$  cm).

De la representación la figura 80.b podemos decir que ( $D_y=2.50$  cm) y ( $D_u = 19.00$  cm).

Con estos, hemos obtenido el rango de daño que se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 41**

Seccionamiento del espectro de capacidad en la Dirección X-X en centímetros.

Grado de daño	Definición	Desplazamiento Espectral Limite
0	Sin Daño	$D < 1.68$
1	Operación	$1.68 < D < 2.40$
2	Ocupación inmediata	$2.40 < D < 5.35$
3	Seguridad de Vida	$5.35 < D < 9.40$
4	Prevención al Colapso	$9.40 < D$



**Tabla 42**

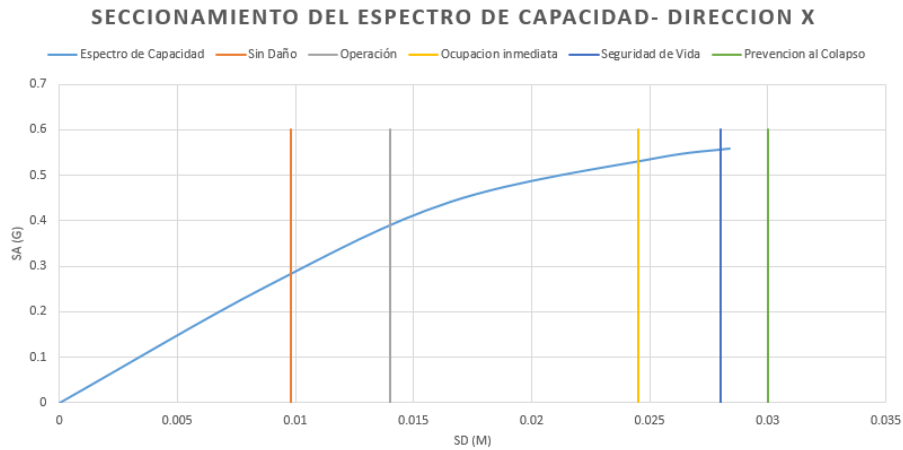
*Seccionamiento del espectro de capacidad en la Dirección Y-Y en centímetros.*

Grado de daño	Definición	Desplazamiento Espectral Limite
0	Sin Daño	$D < 1.75$
1	Operación	$1.75 < D < 2.50$
2	Ocupación inmediata	$2.50 < D < 7.87$
3	Seguridad de Vida	$7.87 < D < 19.0$
4	Prevención al Colapso	$19.00 < D$

A partir de los rangos que se muestra en la tabla anterior, se segmentará la curva de espectro de capacidad:

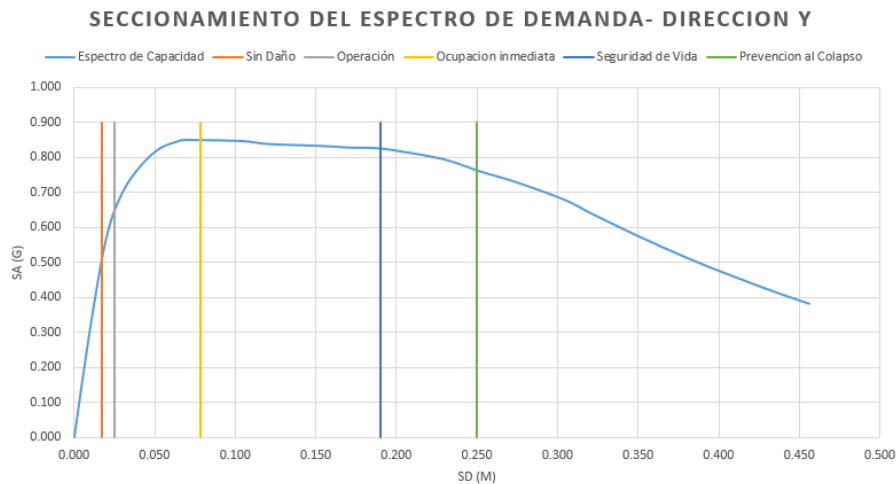
**Figura 76**

*Niveles de desempeño en el espectro de capacidad – Dir. X-X.*



**Figura 77**

*Niveles de desempeño en el espectro de capacidad – Dir. Y-Y.*



■ **Respuesta del edificio ante el Sismo de diseño**

Después de completar la segmentación de la curva de capacidad y la reducción del espectro de demanda, el siguiente paso es determinar el coeficiente de corrección M para determinar la curva

de demanda modificada MADRS. Para la determinación del factor M se utilizará la siguiente fórmula.

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

Dirección X-X

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] T_0 = 0.417 \text{ s}$$

Reemplazando valores para  $T_0 = 0.359 \text{ s}$  y  $T_{sec} = 0.434 \text{ s}$ .

Obtenemos el valor de  $M$ .

$$M = 0.923$$

Dirección Y-Y

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] T_0 = 0.510 \text{ s}$$

Reemplazando valores para  $T_0 = 0.359 \text{ s}$  y  $T_{sec} = 0.512 \text{ s}$ .

Obtenemos el valor de  $M$ .

$$M = 0.991$$

A continuación, se superpone los espectros MADRS y el Espectro de Capacidad y determinar el punto y nivel de desempeño para sismo raro.

**Tabla 43**

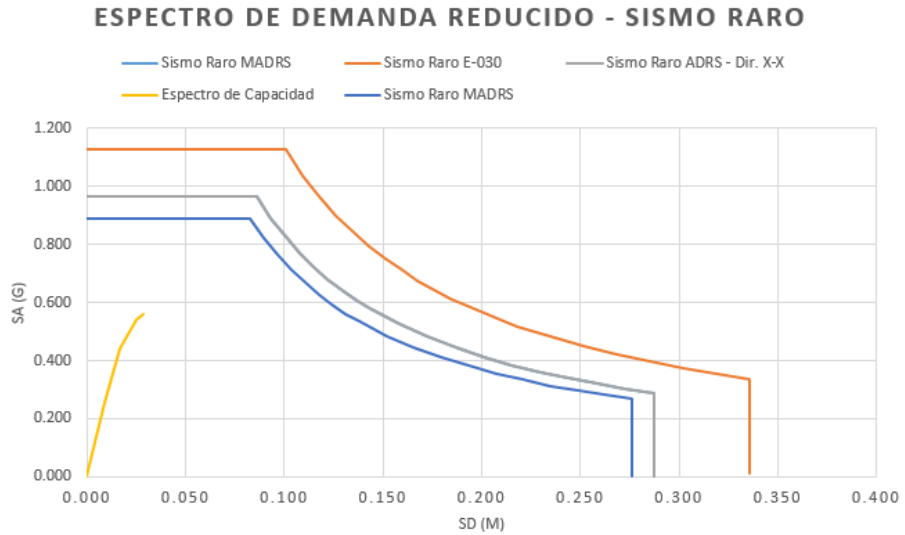
*Demanda Reducida por el Factor M según la metodología FEMA-440 (MADRS).*

Sismo Raro MADRS - Dir. X-X		Sismo Raro MADRS - Dir. Y-Y	
Sa3=Sae	Sd3	Sa3=Sae	Sd3
0.955	0.000	0.819	0.000
0.955	0.085	0.819	0.073
0.882	0.093	0.756	0.079
0.819	0.100	0.702	0.085
0.764	0.107	0.655	0.092
0.717	0.114	0.614	0.098
0.674	0.121	0.578	0.104
0.637	0.128	0.546	0.110
0.603	0.135	0.517	0.116
0.573	0.142	0.491	0.122
0.521	0.157	0.447	0.134
0.478	0.171	0.410	0.147
0.441	0.185	0.378	0.159
0.409	0.199	0.351	0.171
0.382	0.214	0.328	0.183
0.358	0.228	0.307	0.195
0.337	0.242	0.289	0.208
0.318	0.256	0.273	0.220
0.302	0.271	0.259	0.232
0.287	0.285	0.246	0.244
0.011	0.285	0.010	0.244

A continuación, mostraremos gráficamente el desempeño de la estructura y lo compararemos con el programa SAP 2000.

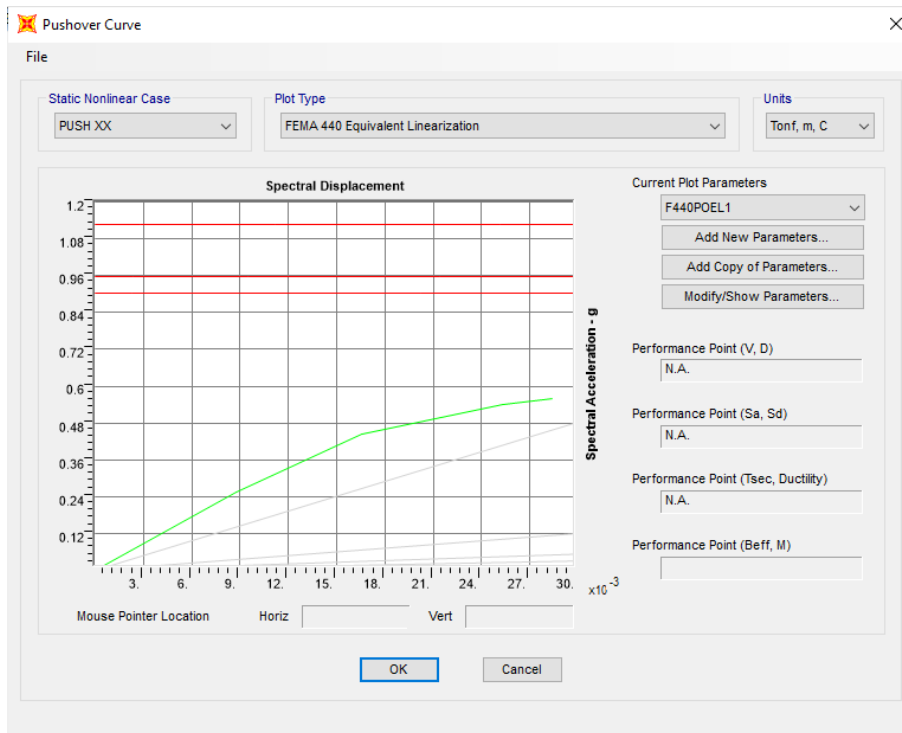
**Figura 78**

*Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con Excel – Dir. X-X.*



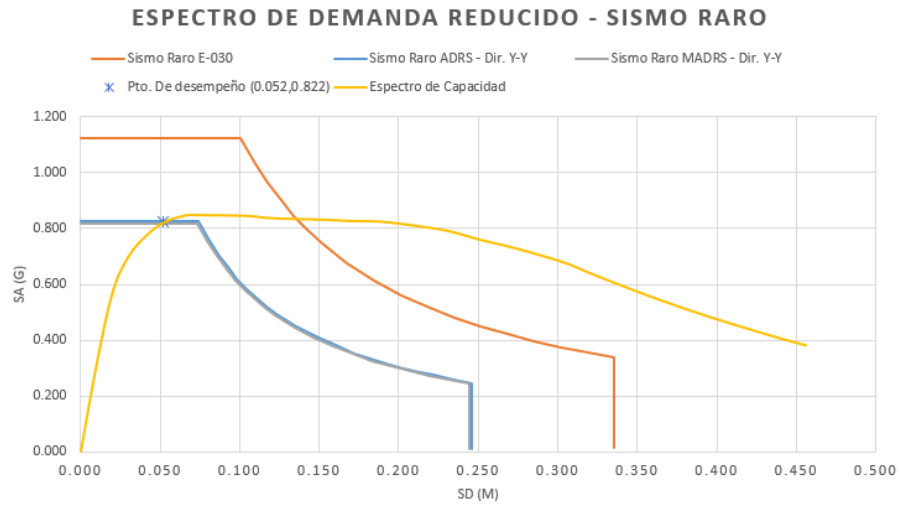
**Figura 79**

*Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con SAP 2000 – Dir. X-X.*



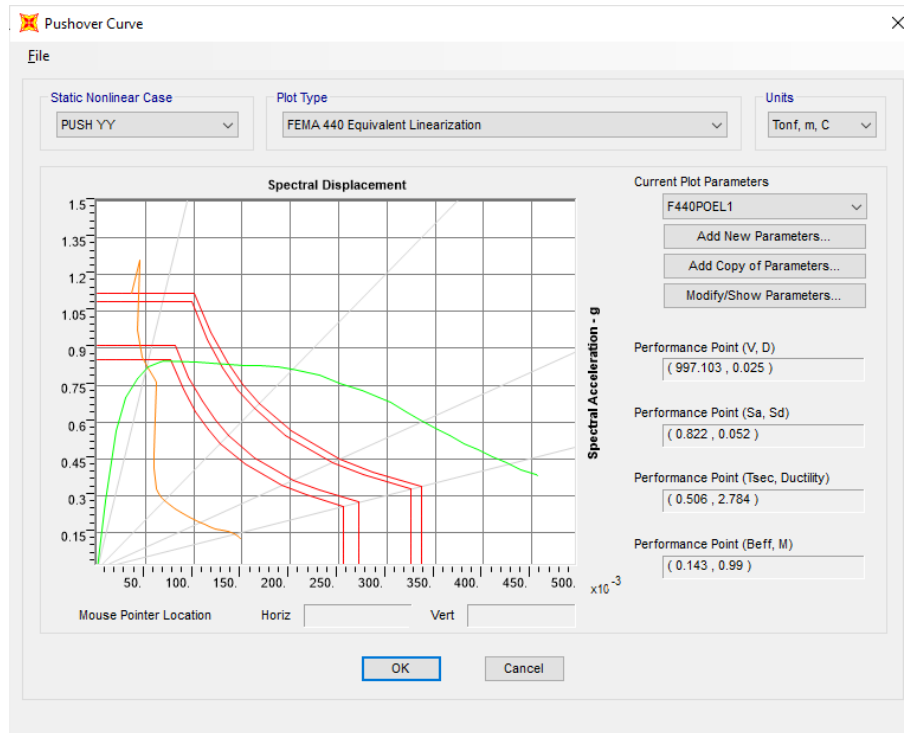
**Figura 80**

*Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con Excel – Dir. Y-Y.*



**Figura 81**

*Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con SAP 2000 – Dir. Y-Y.*



Para dirección X encontramos como resultado que la curva del Espectro de Capacidad es muy corta en comparación con la demanda sísmica MADRS, esto debido a que en esta dirección las columnas son muy frágiles y no cuentan con una ductilidad adecuada. Para la dirección Y a diferencia de la dirección opuesta encontramos el punto de desempeño para la demanda sísmica MADRS para el sismo Raro en el punto 5.20 cm, cabe señalar que para encontrar este punto se tiene que iterar hasta encontrar una diferencia de  $\pm 5\%$  entre los valores asumidos y el valor intersectado entre la curva de capacidad y la demanda sísmica, todos estos valores se comprobaron

con el programa SAP 2000 mostrados en imágenes anteriores. Para esta dirección de análisis se procedió a encontrar los puntos de desempeño para las distintas demandas sísmicas expuestas anteriormente con ayuda del programa SAP 2000.

**Tabla 44**

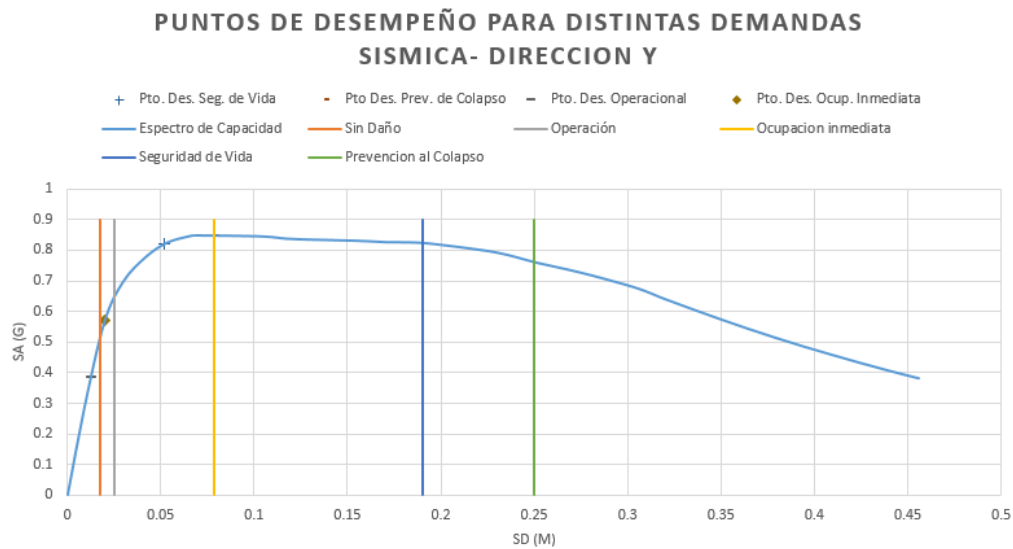
*Puntos de Desempeño para las distintas demandas sísmicas en la Dirección Y-Y.*

	Sd (m)	Sa (g)
<b>Pto. Des. Operacional</b>	0.013	0.385
<b>Pto. Des. Ocup. Inmediata</b>	0.020	0.573
<b>Pto. Des. Seg. de Vida</b>	0.052	0.822
<b>Pto Des. Prev. de Colapso</b>	0.079	0.848

Con estas tablas de resumen de resultados se presenta los resultados finales para la dirección Y-Y.

**Figura 82**

*Puntos de Desempeño estructural para las Demandas de Sismos en la Dirección Y-Y.*



■ **Mecanismo de falla de la estructura**

Definimos el mecanismo de falla como un mecanismo en el cual la estructura analizada tiene un cierto número, posición y estado adecuado de rotulas plásticas en sus elementos estructurales, resultando en un colapso completo de la estructura.

Posteriormente, se visualiza los mecanismos de falla que ocurren en el pórtico analizado para cada tipo de diseño. Cabe mencionar que las rótulas plásticas se asignaron a cada elemento estructural (vigas y columnas) que se encuentran bastante alejadas de cada extremo, que definen en el programa en base a los valores propuestos por los códigos no lineales. Posteriormente, ver en qué estado se presentan, para cada estado de carga transportada en la estructura, hasta que colapsa.

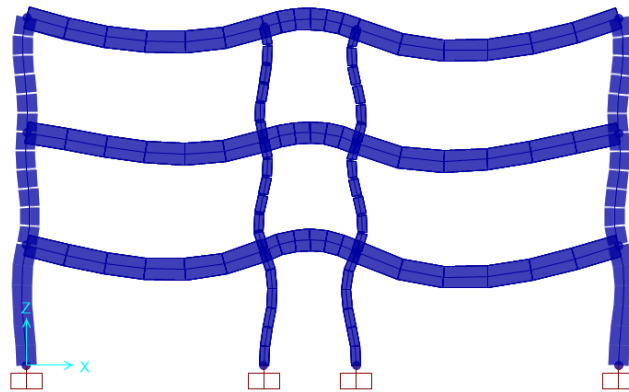
**i. Mecanismo de falla para la dirección X**

A continuación, se muestra cada secuencia en la que aparecen las rotulas, a las que definiremos como “pasos” en el programa SAP 2000.

Mecanismos de falla que presenta el pórtico analizado, de la edificación mediante el programa SAP2000.

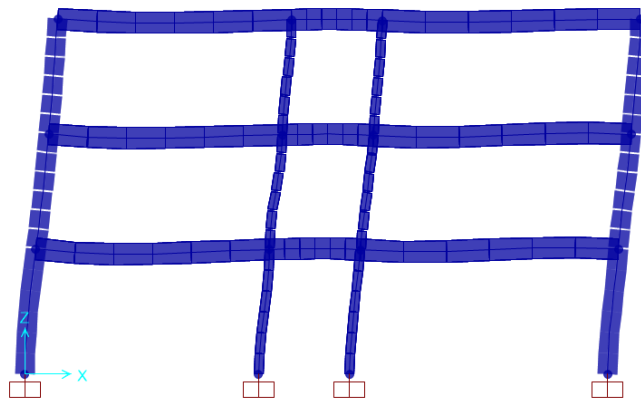
**Figura 83**

*Paso 0,  $V= 0 \text{ ton}$ ,  $D= 0.00 \text{ cm}$ .*



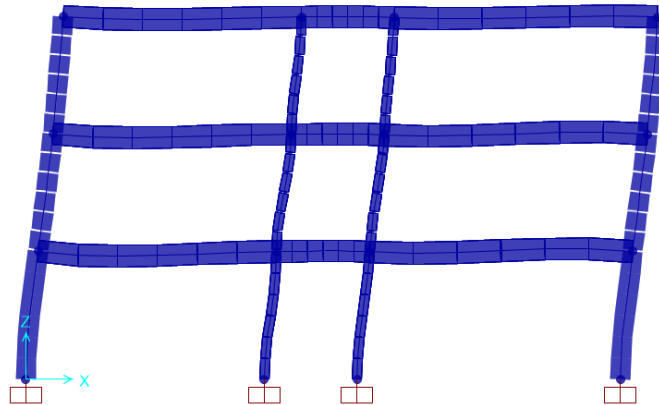
**Figura 84**

*Paso 1,  $V= 455 \text{ ton}$ ,  $D= 1.08 \text{ cm}$ .*



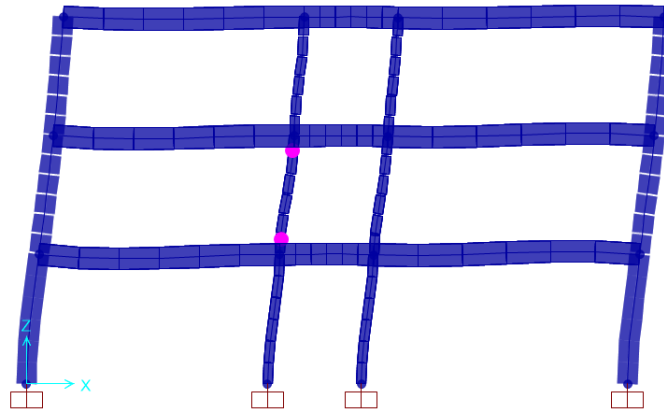
**Figura 85**

*Paso 2,  $V= 780 \text{ ton}$ ,  $D= 2.00 \text{ cm}$ .*



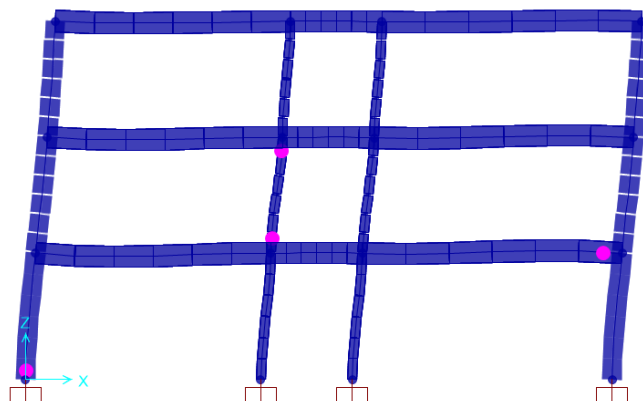
**Figura 86**

*Paso 3,  $V= 940 \text{ ton}$ ,  $D= 2.93 \text{ cm}$ .*



**Figura 87**

*Paso 4,  $V= 975 \text{ ton}$ ,  $D= 3.24 \text{ cm}$ .*



De las rotulas generadas y mostradas podemos describir lo siguiente:

- Paso 0, no se observa ningún tipo de desplazamiento ni rotulas plásticas esto a consecuencia que solo actúan cargas por gravedad sin considerar las cargas laterales incrementales.

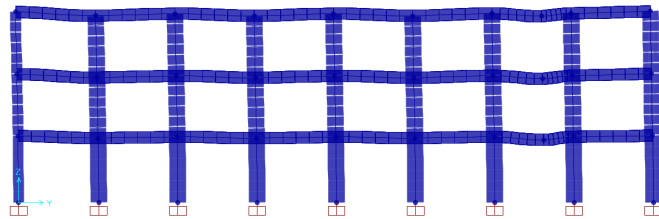
- Paso 1 al 2, no se generan formaciones de las rótulas plásticas en las vigas y columnas, estando aun la estructura en un nivel del tipo “Operacional”, en otras palabras, el edificio está levemente dañado y puede ser habitado de inmediato.
- Paso 3 al 4, aparecen las rótulas en las bases de las columnas del eje A, a la vez que se observa que para el eje C se generaron rotulas plasticas en una sección crítica para la estabilidad de la estructura, esto debido a que en el segundo piso de la columna CEJE07C se generaron rotulas tanto en la parte inferior como en la superior, llevando al colapso temprano a la estructura.

## ii. Mecanismo de falla para la dirección Y

Mecanismos de falla que presenta la dirección de análisis.

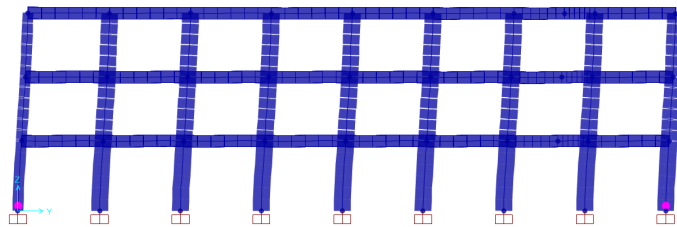
**Figura 88**

*Paso 0,  $V= 0 \text{ ton}$ ,  $D= 0.00 \text{ cm}$ .*



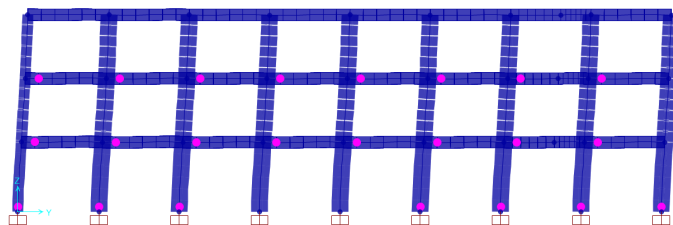
**Figura 89**

*Paso 3,  $V= 887.15 \text{ ton}$ ,  $D= 1.49 \text{ cm}$ .*



**Figura 90**

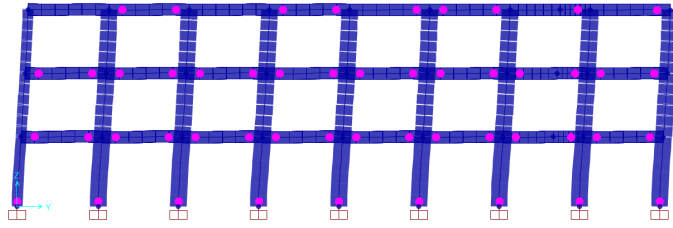
*Paso 4,  $V= 962.19 \text{ ton}$ ,  $D= 2.00 \text{ cm}$ .*





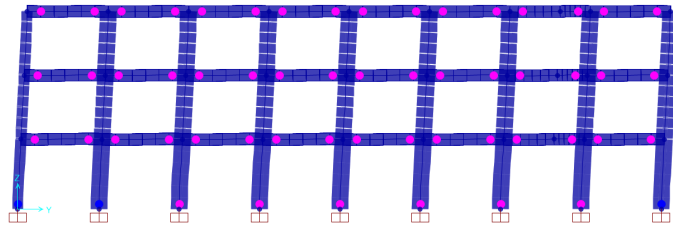
**Figura 91**

*Paso 7,  $V= 1028 \text{ ton}$ ,  $D= 3.24 \text{ cm}$ .*



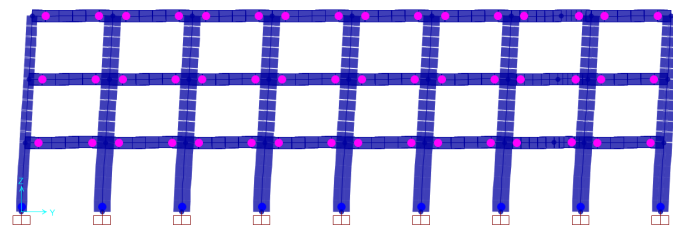
**Figura 92**

*Paso 8,  $V= 1054 \text{ ton}$ ,  $D= 5.60 \text{ cm}$ .*



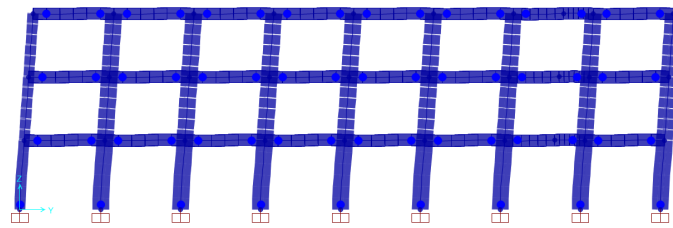
**Figura 93**

*Paso 10,  $V= 1088 \text{ ton}$ ,  $D= 9.12 \text{ cm}$ .*



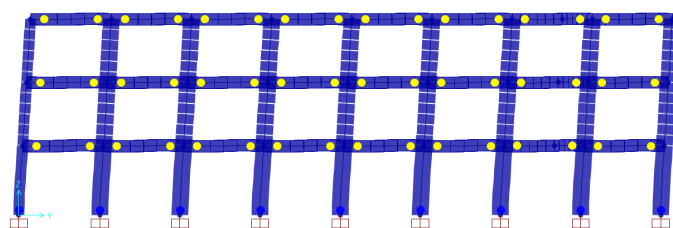
**Figura 94**

*Paso 16,  $V= 1049 \text{ ton}$ ,  $D= 19.69 \text{ cm}$ .*



**Figura 95**

*Paso 17,  $V= 1007 \text{ ton}$ ,  $D= 23.22 \text{ cm}$ .*



De los mecanismos mostrados se describe lo siguiente:

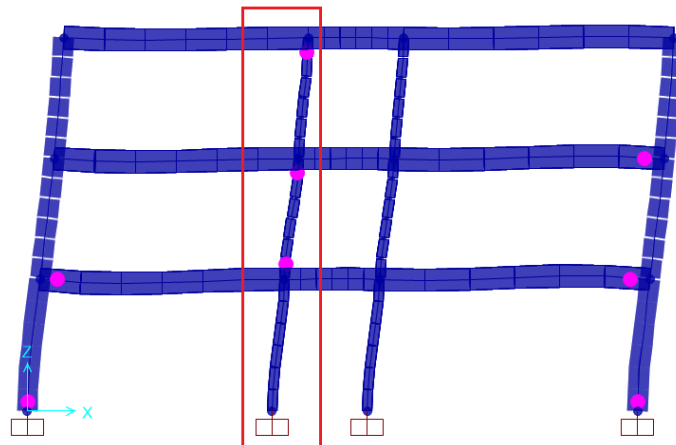
- Paso 0 a 3: Se observa que la estructura se han generado las primeras rotulas plásticas en la parte inferior de las columnas del primer piso de los ejes 1 y 10, estas estando en un nivel del tipo “Operacional”, en otras palabras, la estructura está levemente dañada y puede ser habitada de inmediato.
- Paso 4 a 7: En esta etapa la estructura presenta la generalización de rotulas plásticas tanto en vigas como en columnas pero que aún son del tipo “Operacional”, todo esto con el objetivo de disipar energía.
- Paso 8 a 10: Se presentan las primeras rotulas que pasaron a un estado de “Operacional” a “Ocupación Inmediata”, en otras palabras, la estructura está levemente dañada y puede ser habitada de inmediato.
- Paso 11 a 16: Se observa la generalización de la presencia de rotulas plástica del tipo “Ocupación Inmediata”, el cual esta etapa la estructura inicia a perder rigidez comprometiendo la estabilidad de esta.
- Paso 17: Se presentan rotulas del tipo “Seguridad de Vida” en el cual la estructura presenta daños en otras palabras, el edificio permanece estable y en pie, y el riesgo de que los ocupantes amenacen la vida debido a la falla de un elemento estructural es muy bajo.

De los mecanismos de falla antes expuestos se pone en evidencia que la estructura tiene un buen comportamiento estructural en la dirección de análisis Y, esto debido a la presencia de mayor densidad de columnas que aportan rigidez y ductilidad a la estructura, mientras que para la dirección de análisis X se observó que la curva de capacidad es muy corta, esto debido a que no contamos con suficiente ductilidad dentro de esta dirección.

De igual manera se detectó columnas críticas que comprometen de manera seria al comportamiento adecuado de la estructura esto debido a que aportan escasa rigidez en la dirección X, de las cuales se muestran a continuación.

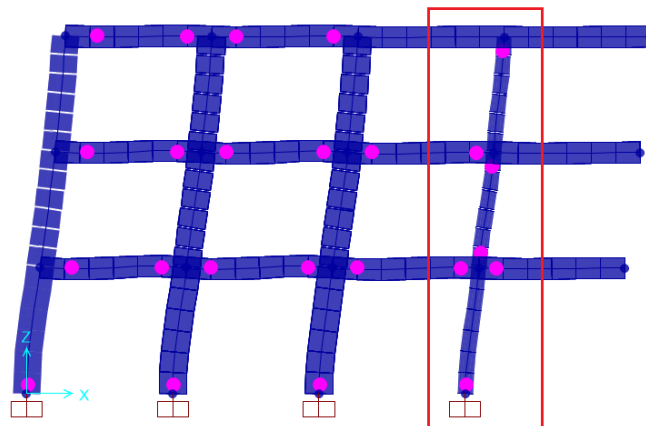
**Figura 96**

*Columnas CEJE07C, CEJE07E, CEJE05C y CEJE05E.*



**Figura 97**

*Columna CEJE03F.*



Como se mostraron estas columnas se rotulan tanto en la parte inferior como en la parte superior de la columna generando estas una redistribución de esfuerzos de los cuales conllevan al pronto colapso de la estructura.

### 3.9.3.2. Propuesta de intervención a los elementos estructurales

Una vez analizada la información obtenida en la sección anterior, es posible el concebir una propuesta para Intervención a los elementos estructurales que llegan a tener daños importantes. La ingeniería nacional tiene la experiencia necesaria para desarrollar un plan de intervención del edificio en estudio de acuerdo a los resultados que se obtengan de la evaluación.

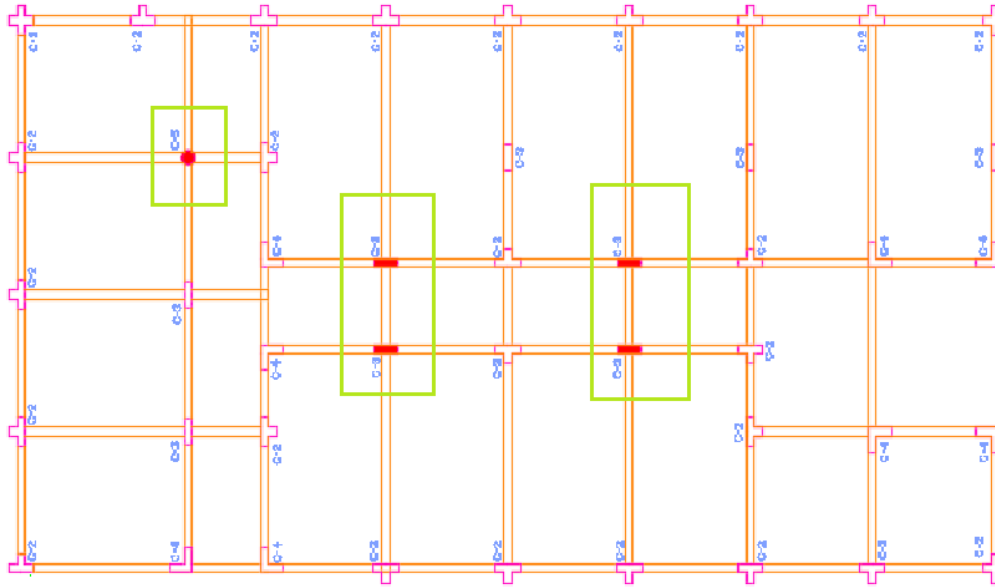
Para mejorar su desempeño o comportamiento del edificio y que cumplan con los criterios del FEMA 440, se deberá aumentar la sección y la cuantía de acero longitudinal de las columnas en la dirección X, con la finalidad de incrementar rigidez en la dirección ya mencionada.

#### ■ Elementos estructurales a intervenir

Con la finalidad de mejorar el desempeño o comportamiento del edificio se detectaron columnas que aportan poca rigidez en la dirección afectada a continuación se muestran estas columnas.

**Figura 98**

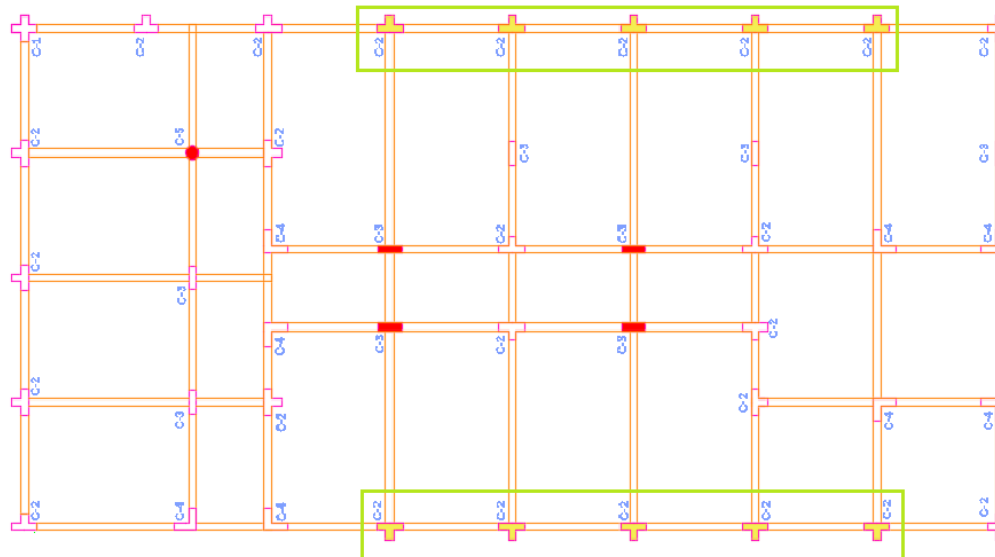
*Elementos Estructurales críticos a intervenir.*



Con la finalidad de poder aportar mayor rigidez se intervendrá a los siguientes elementos debido a que no alteran la funcionalidad arquitectónica de la estructura ya que con la intervención de los elementos antes mostrados no llegamos a aportarle una rigidez óptima.

**Figura 99**

*Elementos estructurales secundarios a intervenir.*



#### ■ Estrategia de intervención

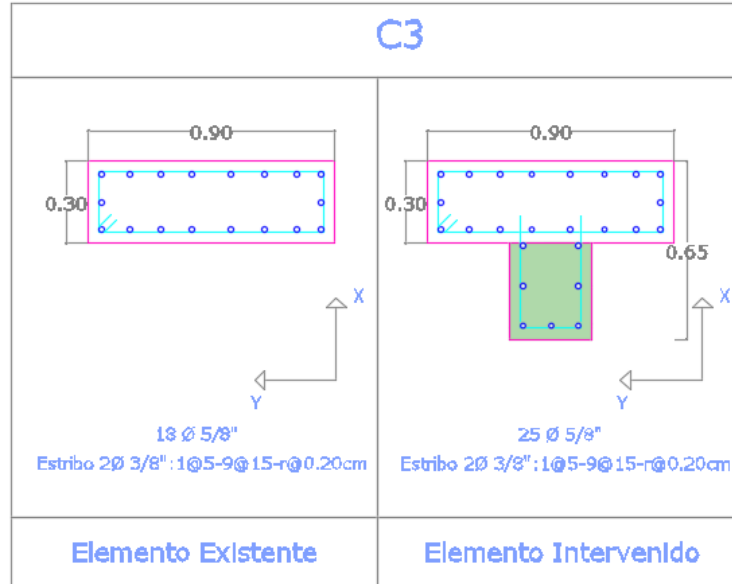
La planificación estratégica para mejorar el desempeño o comportamiento del edificio y que esté dentro de los objetivos de desempeño dadas por el FEMA 440 es:

- i. Cambiar la sección rectangular de las columnas tipo C3 Rectangular (0.30x0.90) a la sección T (0.65x0.90), con un incremento de 7 aceros de 5/8", tal como se muestra a continuación

para las columnas CEJE07C, CEJE07E, CEJE05C y CEJE05E. Los cambios realizados se hicieron para las columnas del primer, segundo y tercer piso.

**Figura 100**

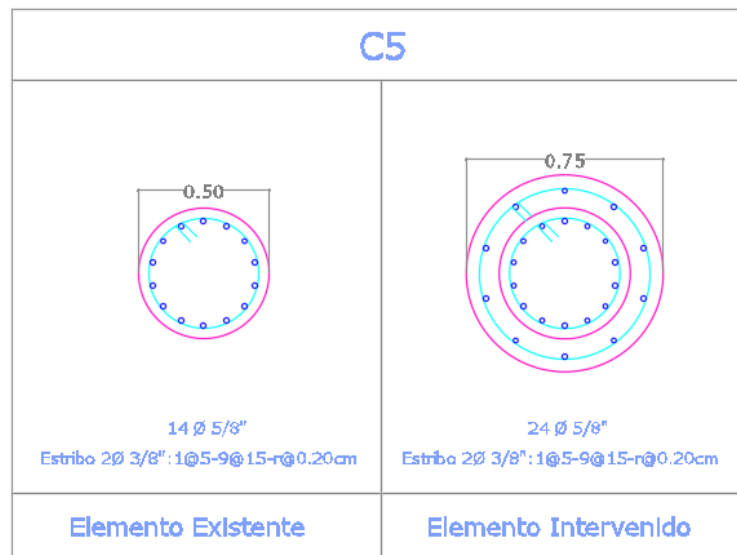
*Sección propuesta de la columna C3 (0.30x0.90) a Sección T (0.65x0.90).*



- ii. Incrementar el diámetro de la Columna Circular C5 ( $D=0.50$ ) a ( $D=0.75$ ), con un incremento de 10 aceros de 5/8", tal como se muestra a continuación para las columnas CEJE03F. Los cambios realizados se hicieron para las columnas del primer, segundo y tercer piso.

**Figura 101**

*Sección propuesta de la columna C5 ( $D=0.50$ ) a ( $D=0.75$ ).*

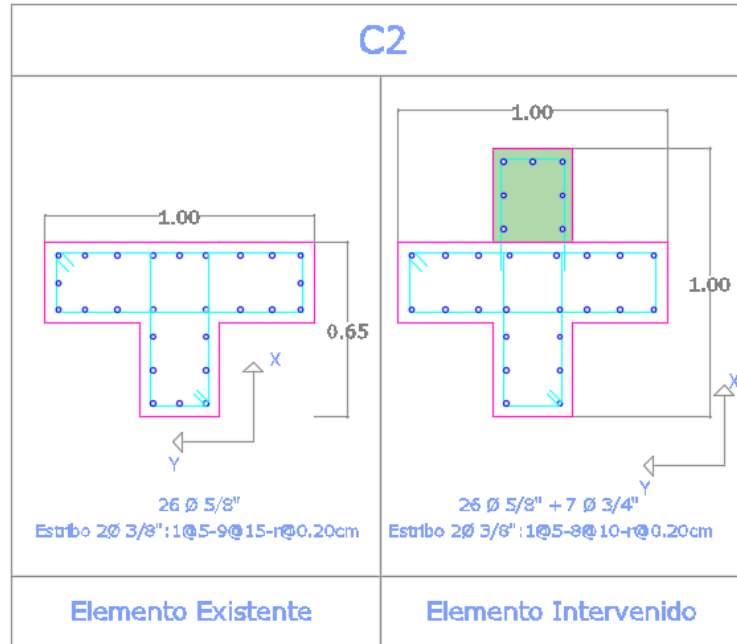


- iii. Cambiar la sección Tee de la columna C2 (0.65x1.00) a una sección Cruz (1.00x1.00), con un incremento de 7 aceros de 3/4" tal como se muestra a continuación para las columnas CEJE02A, CEJE03A, CEJE04A, CEJE05A, CEJE06A, CEJE02G, CEJE03G, CEJE04G,

CEJE05G y CEJE06G. Los cambios realizados se hicieron solamente para la columnas del primer piso.

**Figura 102**

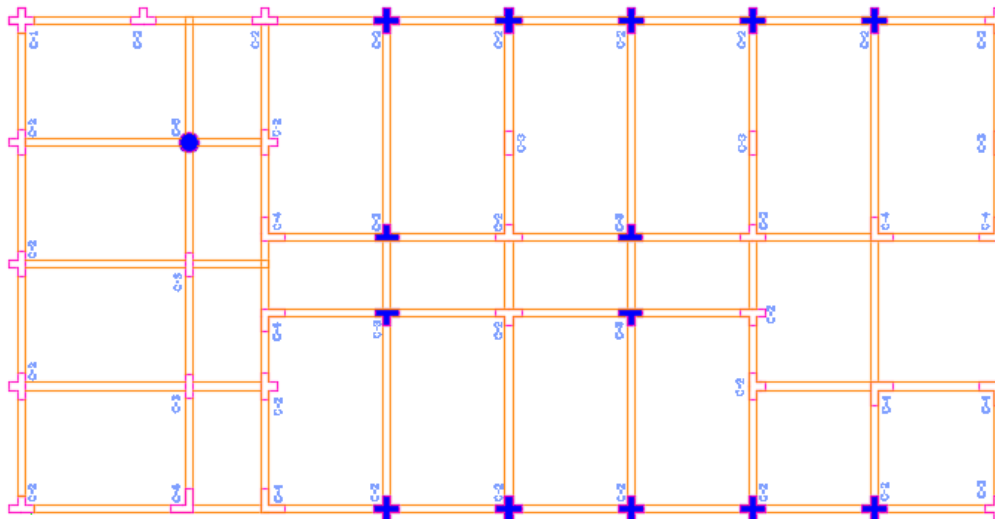
*Sección propuesta de la columna Tee C2 (0.65x1.00) a Cruz (1.00x1.00).*



El nuevo modelo estructural propuesto se muestra en la figura 100 Se puede observar que los peraltes de las columnas antes mencionadas se ha incrementado en la dirección longitudinal X.

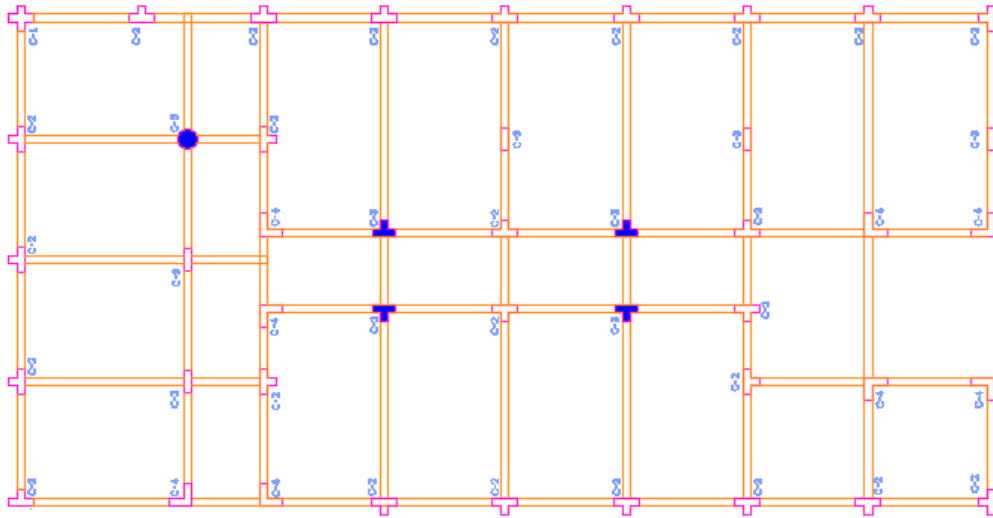
**Figura 103**

*Propuesta de Intervención Estructural Primer nivel.*



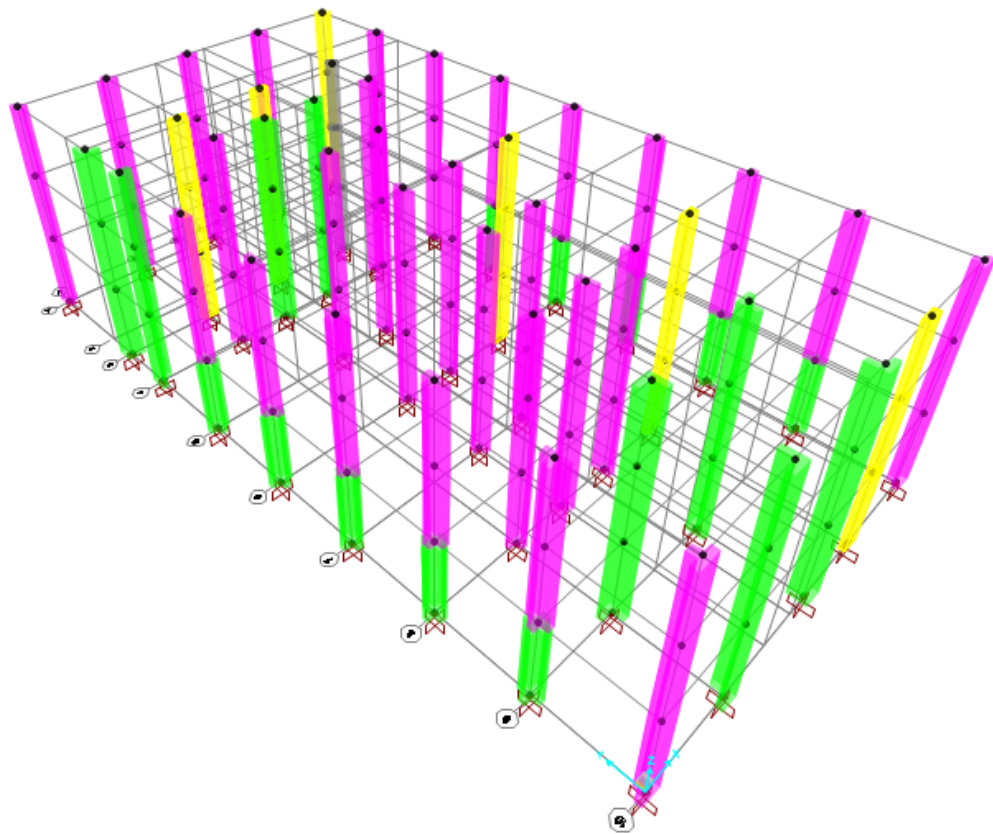
**Figura 104**

*Propuesta de Intervención Estructural Segundo y Tercer nivel.*



**Figura 105**

*Modelo Estructural con Intervención Estructural.*



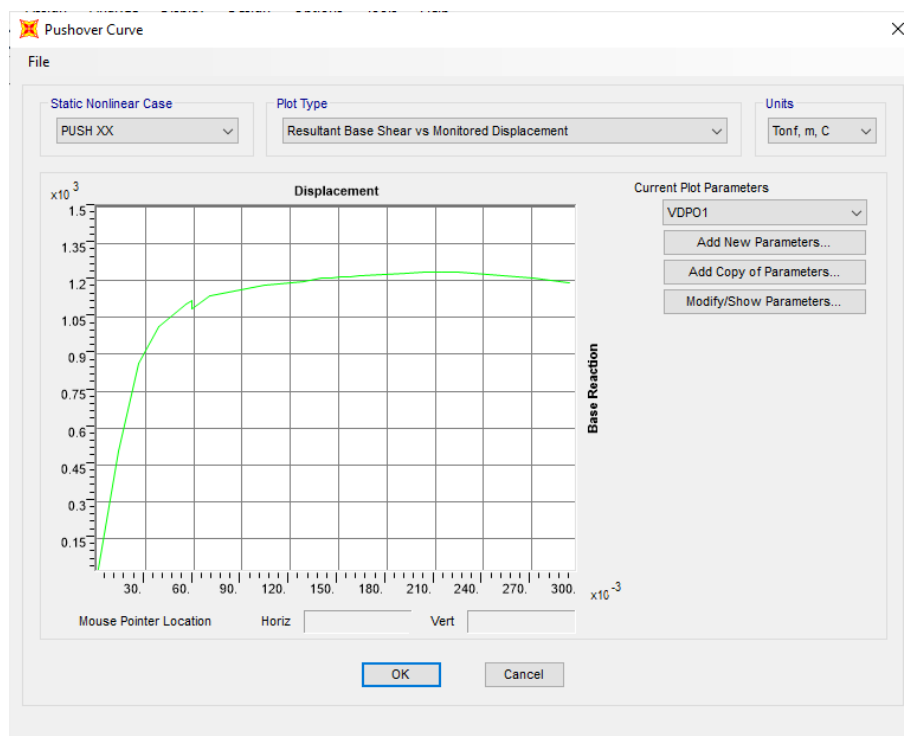
### 3.9.3.3. Evaluación del Desempeño del modelo propuesto

#### ■ Elaboración de la Curva de Capacidad o Pushover

Con los mismos procedimientos de modelamiento y consideraciones empleadas en la evaluación sismorresistente para la estructura intervenida se procedió a la determinación de la curva de capacidad con las mejoras ya antes expuestas haciendo el uso del programa SAP 2000, cabe señalar que se realizó los cálculos para la dirección X, esto debido a que es la dirección con propuesta de mejora.

**Figura 106**

*Curva de Capacidad – Dirección X.*



Según el análisis de Pushover en la dirección X, se determina que la curva de capacidad describe un comportamiento lineal hasta que se obtiene un cortante en la base de aproximadamente 860 toneladas y un desplazamiento de aproximadamente 2,50 cm en el último piso. A partir de este punto, muestra un cambio menos evidente, comenzando a cambiar en la rigidez estructural. Todo esto se debe a la gama inelástica de los elementos que conforman la estructura, por lo que se observa que cambia y se deforma según cambios continuos. Se puede observar que cuando la estructura alcanza un desplazamiento de 21,00 cm y un cortante en la base de cimentación de 1.235 toneladas por lo que la estructura alcanza su capacidad portante última.

A la vez se observa una pequeña caída en la rigidez al llegar a 5.80 cm y alcanzar una cortante de 1110 Ton, esto debido al reacomodo de los esfuerzos originados por la generación de rotulas plásticas en la base de las columnas.



■ **Conversión de la Curva de Capacidad a un Espectro de Capacidad**

Como vimos en el presente capítulo se siguen y toman en cuenta los mismos criterios para esta sección desarrollados líneas arriba, del cual se muestran los resultados obtenidos:

**Tabla 45**

Valores para la conversión al formato *Aceleración vs. Desplazamiento Espectral* – Dirección X.

Piso	Masa	Amplitud del modo 1 $\phi_i$ (m)	$\phi_{i,1}$ (m) normalizado	$m_i \cdot \phi_{i,1}$	$(m_i \cdot \phi_{i,1})^2$	$m_i \cdot \phi_{i,1}^2$
3	59.269	-0.0139	1.000	59.269	3512.852	59.269
2	81.581	-0.0104	0.748	61.039	3725.801	45.670
1	82.304	-0.0049	0.353	29.013	841.781	10.228
Total	223.154			149.322		115.167

Con los valores de la presente tabla se obtienen los valores respectivos del factor de participación modal ( $\Gamma_1$ ) y el coeficiente modal de masa ( $\alpha_1$ ) para el primer modo natural. Las presentes formulas son las empleadas para poder realizar el determinación de estos factores.

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2} = \frac{149.322}{115.167} = 1.297$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1} \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N m_i \right] \left[ \sum_{i=1}^N m_i \phi_{i1}^2 \right]} = \frac{149.074^2}{(223.154)(114.838)} = 0.868$$

El valor de  $\alpha_1$  también puede ser obtenido mediante el programa SAP 2000 como se muestra a continuación.

Con estos valores procedemos a realizar la conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad con las ecuaciones siguientes:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{\Gamma_1 \phi_{(techo,1)}}$$

Reemplazando cada uno de los valores en las anteriores ecuaciones obtenemos el espectro de capacidad, a continuación se muestra la tabla de valores que grafican el espectro de capacidad en la dirección X-X.

**Tabla 46**

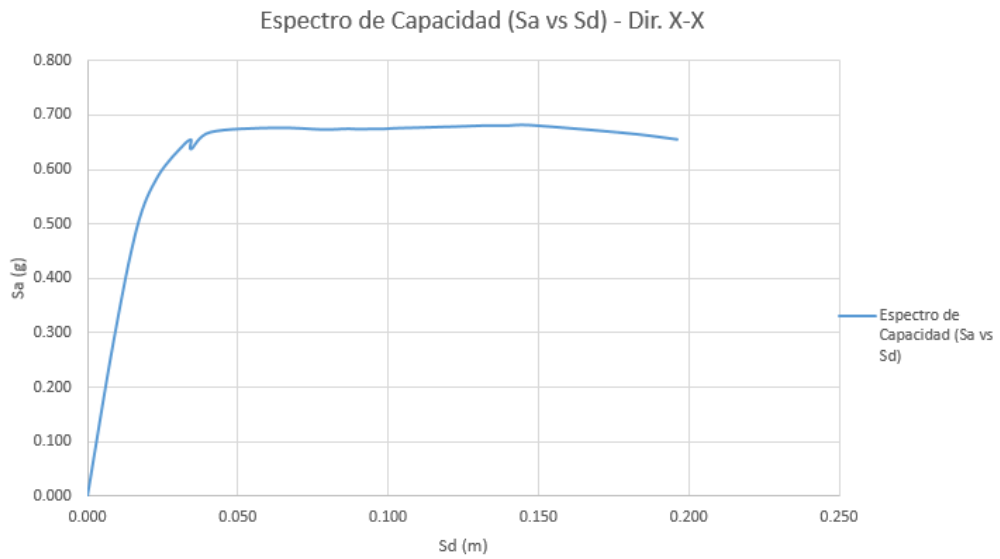
Valores para el Espectro de Respuesta Aceleración Desplazamiento Espectral ( $S_d$  vs.  $S_a$ ) – Dirección X.

$S_a$ (g)	$S_d$ (m)
0.000	0.000
0.285	0.009
0.493	0.016
0.588	0.023
0.649	0.032
0.655	0.034
0.638	0.035
0.669	0.041
0.677	0.063
0.674	0.078
0.675	0.086
0.675	0.090
0.675	0.094
0.675	0.098
0.676	0.102
0.680	0.123
0.681	0.131
0.681	0.139
0.682	0.147
0.667	0.180
0.656	0.196

A continuación, se grafica los valores obtenidos mostrados en la Tabla 47 para el Espectro de capacidad:

**Figura 107**

Espectro de Capacidad – Dirección X.

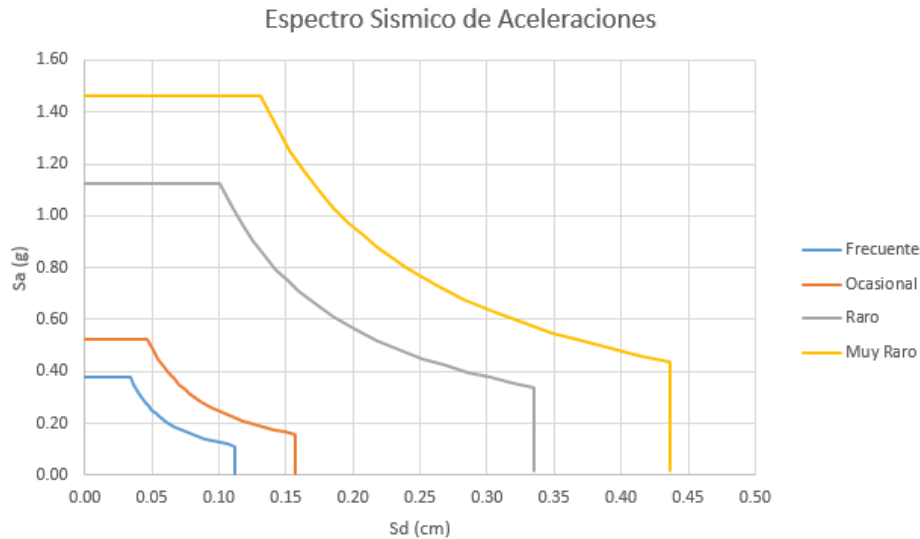


■ **Obtención del Espectro de Demanda**

Se consideraron los mismos espectros de demanda expuestos en la evaluación para la estructura original ya que estos dependen de las características de, los que se muestra a continuación.

**Figura 108**

*Espectros de Demanda según el Nivel de Daño.*



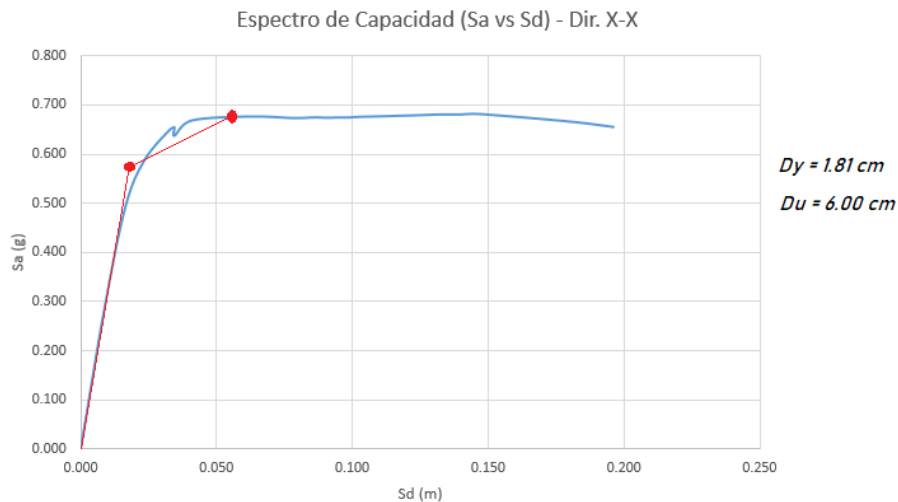
■ **Reducción del espectro de demanda**

Como se explicó en la evaluación anterior, el espectro elástico se reduce a inelástico al ser multiplicado por un factor, que es un amortiguamiento efectivo en este caso.

i. **Representación Bilineal del espectro de capacidad para el sismo Raro o de Diseño**

**Figura 109**

*Representación Bilineal del Espectro de Capacidad – Dirección X-X.*



En el gráfico precedente se incorpora la representación bilineal obteniendo el punto de fluencia ( $D_y = 1.81$  cm) y punto de desempeño tentativo ( $D_u = 6.0$  cm).

**ii. Obtención del Espectro de Demanda Reducido según el FEMA-440 (ADRS)**

**Dirección X-X**

Para tal objetivo primero se determinó el amortiguamiento efectivo, se aplicando la fórmula de ductilidad:

$$\mu = \frac{D_y}{D_u} = \frac{6.00}{1.816} = 3.303$$

$$\beta_0 = 5\%$$

La especificación FEMA 440 recomienda la siguiente ecuación de amortiguación efectiva basada en la ductilidad encontrada:

Para:  $1 < \mu < 4$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 + 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 = 17.56\%$$

Entonces,  $\beta_{eff} = 17.56\%$  con lo que se calcula el coeficiente de amortiguamiento B, aplicando:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.46$$

Obteniendo  $B = 1.46$ , a continuación se reduce las aceleraciones espectrales elásticas dividida por este, obteniendo la siguiente tabla de datos:

**Tabla 47**

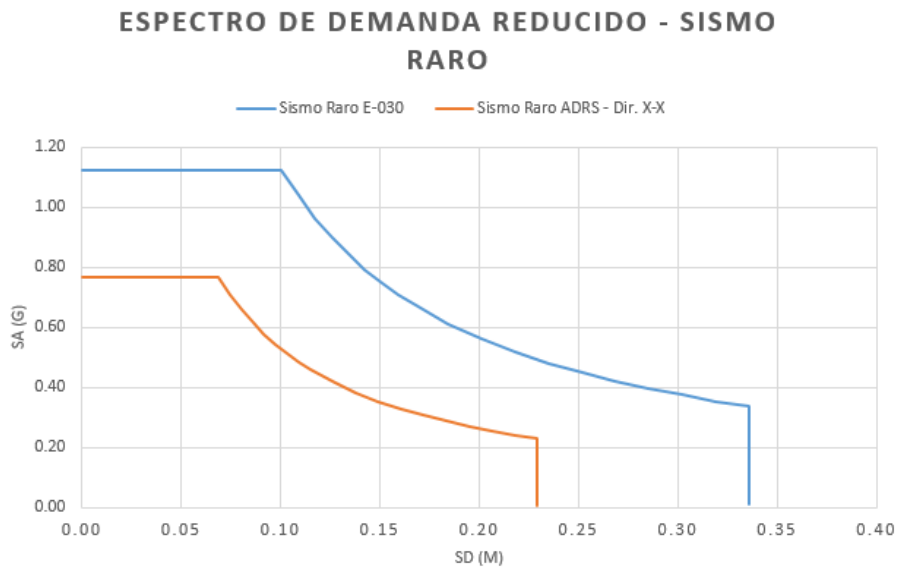
*Demanda Reducida según la metodología FEMA-440 (ADRS).*

Sa (g)	Sd (m)
0.000	0.000
0.285	0.009
0.493	0.016
0.588	0.023
0.649	0.032
0.655	0.034
0.638	0.035
0.669	0.041
0.677	0.063
0.674	0.078
0.675	0.086
0.675	0.090
0.675	0.094
0.675	0.098
0.676	0.102
0.680	0.123
0.681	0.131
0.681	0.139
0.682	0.147
0.667	0.180
0.656	0.196

La siguiente figura resulta a partir de los valores obtenidos.

**Figura 110**

*Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con Excel – Dir. X-X.*

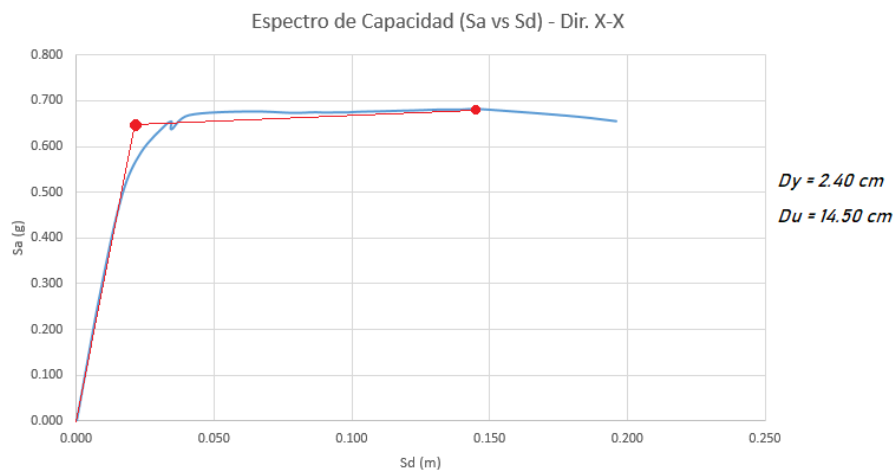


■ **Seccionamiento del espectro de capacidad según VISION 2000**

Para esta sección se deberá encontrar los desplazamientos de fluencia y desplazamientos últimos en el espectro de capacidad, que son distintos a los puntos obtenidos para la obtención de los parámetros de reducción para la demanda sísmica.

**Figura 111**

*Desplazamiento último y de fluencia para el seccionamiento del espectro de capacidad.*



De la representación la figura 80.a podemos decir que el desplazamiento de fluencia ( $D_y = 2.40$  cm) y al desplazamiento último ( $D_u = 14.50$  cm).

Con estos desplazamientos obtuvimos el rango de daño que se muestra en la siguiente tabla:

**Tabla 48**

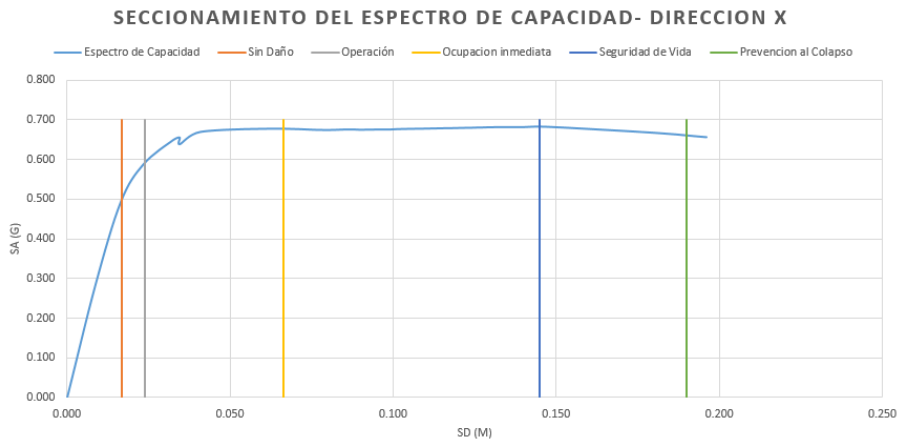
*Seccionamiento del espectro de capacidad en la Dirección X-X en centímetros.*

Grado de daño	Definición	Desplazamiento Espectral Limite
0	Sin Daño	$D < 1.68$
1	Operación	$1.68 < D < 2.40$
2	Ocupación inmediata	$2.40 < D < 6.62$
3	Seguridad de Vida	$6.62 < D < 14.50$
4	Prevención al Colapso	$14.50 < D$

De los intervalos mostrados en las tablas anteriores, se desarrolla el gráfico con el seccionamiento en la curva de espectro de capacidad:

**Figura 112**

*Niveles de desempeño en el espectro de capacidad – Dir. X-X.*



■ **Respuesta del edificio ante el Sismo de diseño**

Después de haber realizado el seccionamiento de la curva de capacidad y la reducción del espectro de demanda, el siguiente paso es determinar el factor de modificación M, para así poder determinar la curva de demanda modificada MADRS. Para la determinación del factor M se utilizara la siguiente Formula.

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

Dirección X-X

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] T_0 = 0.546 \text{ s}$$

Reemplazando valores para  $T_0 = 0.342 \text{ s}$  y  $T_{sec} = 0.581 \text{ s}$ .

Obtenemos el valor de M.

$$M = 0.884$$

**Tabla 49**

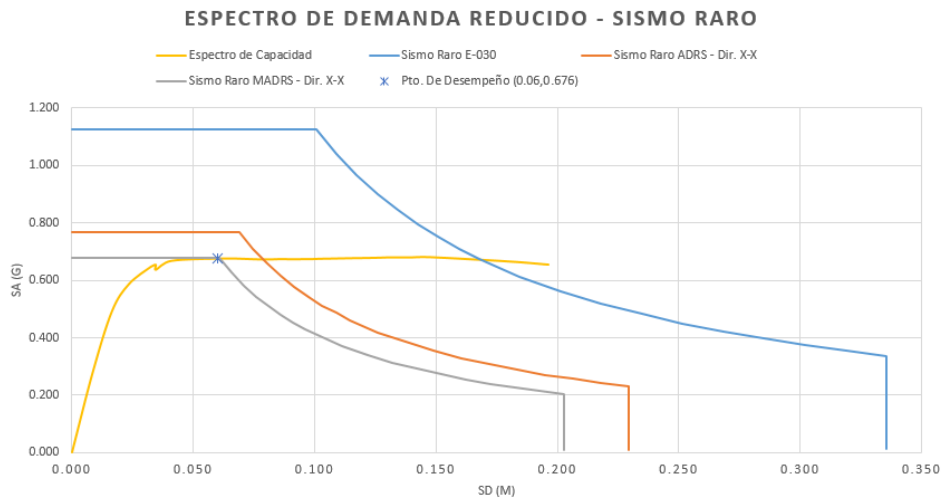
*Demanda Reducida por el Factor M según la metodología FEMA-440 (MADRS).*

Sismo Raro MADRS - Dir. X-X	
Sa3=Sae	Sd3
0.680	0.000
0.680	0.061
0.628	0.066
0.583	0.071
0.544	0.076
0.510	0.081
0.480	0.086
0.453	0.091
0.429	0.096
0.408	0.101
0.371	0.111
0.340	0.122
0.314	0.132
0.291	0.142
0.272	0.152
0.255	0.162
0.240	0.172
0.227	0.182
0.215	0.193
0.204	0.203
0.008	0.203

A continuación, se muestra en gráfica el desempeño de la estructura y se compara con el programa SAP 2000.

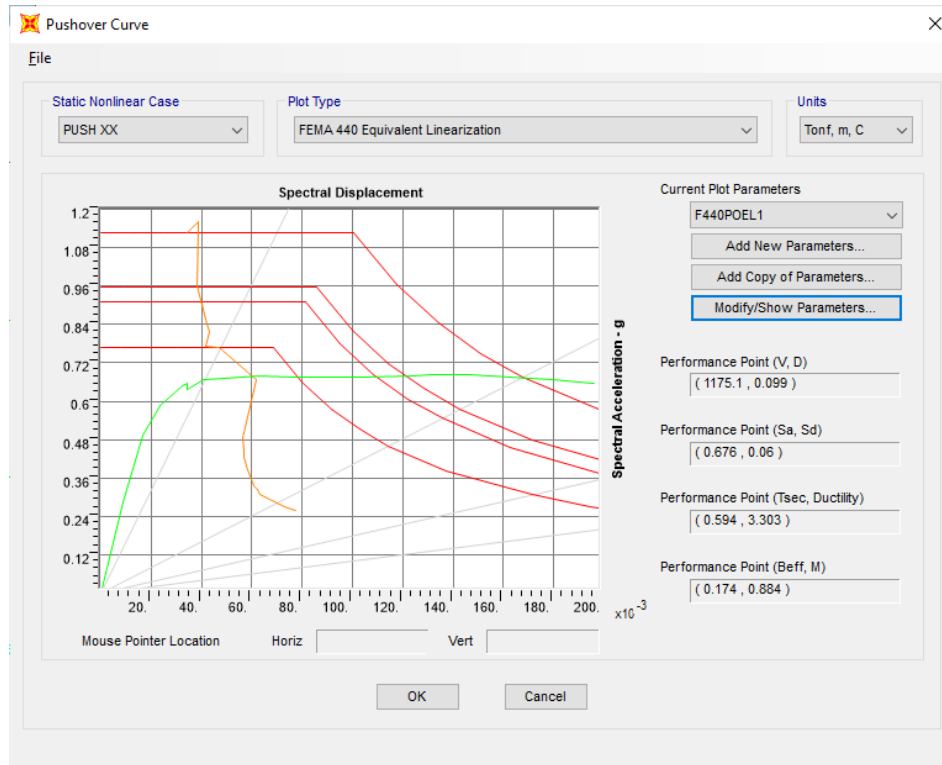
**Figura 113**

*Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con Excel – Dir. X-X.*



**Figura 114**

*Punto de Desempeño estructural para la Demanda de Sismo Raro con SAP 2000 – Dir. X-X.*



Una vez planteado la intervención a la estructura existente para la mejora del comportamiento sismorresistente en la dirección X llegamos observar que efectivamente se logra tener un mejor comportamiento estructural, esto debido a que la estructura modificada presenta una ductilidad adecuada.

Los resultados encontrados para la presente estructura es que encontramos el punto de desempeño para la demanda sísmica MADRS para el sismo Raro en el punto 6.00 cm, cabe señalar que para encontrar este punto se tiene q iterar hasta encontrar un diferencia de 5 % entre los valores asumidos y el valor intersectado entre la curva de capacidad y la demanda sísmica, todos estos valores se comprobaron con el programa SAP 2000 mostrados en imágenes anteriores. Para esta dirección de análisis se procedió a encontrar los puntos de desempeño para las distintas demandas sísmicas expuestas anteriormente con ayuda del programa SAP 2000.

**Tabla 50**

*Puntos de Desempeño para las distintas demandas sísmicas en la Dirección Y-Y.*

	<b>Sd (m)</b>	<b>Sa (g)</b>
<b>Pto. Des. Operacional</b>	0.012	0.376
<b>Pto. Des. Ocup. Inmediata</b>	0.018	0.514
<b>Pto. Des. Seg. de Vida</b>	0.06	0.676
<b>Pto Des. Prev. de Colapso</b>	0.075	0.678

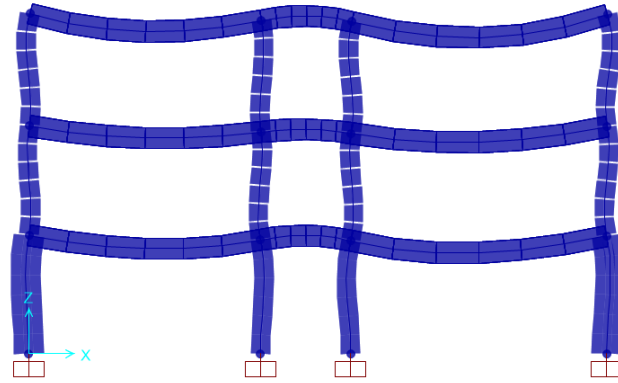


**i. Mecanismo de falla**

Seguidamente, se muestra los mecanismos de falla que presentado para el pórtico analizado en el orden de aparición de las rótulas definidas como “pasos” en el programa SAP 2000.

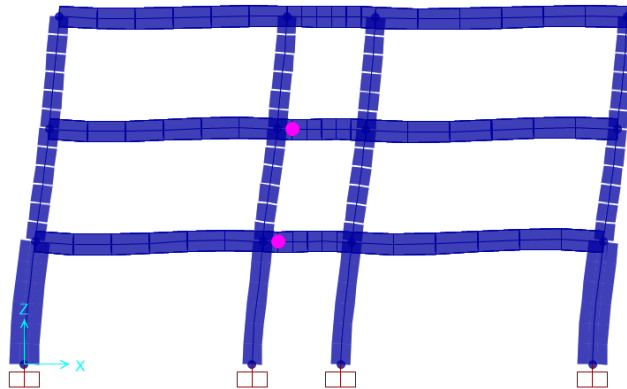
**Figura 115**

*Paso 0,  $V= 0 \text{ ton}$ ,  $D= 0.00 \text{ cm}$ .*



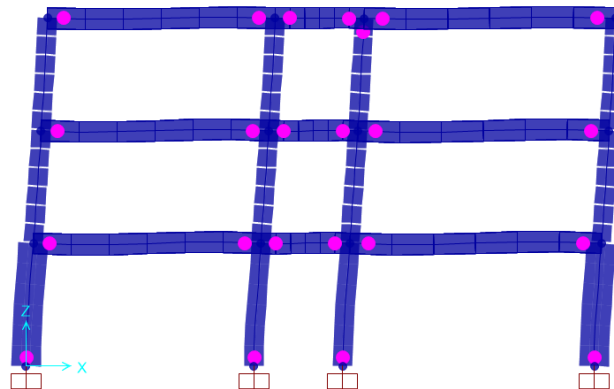
**Figura 116**

*Paso 2,  $V= 863 \text{ ton}$ ,  $D= 2.59 \text{ cm}$ .*



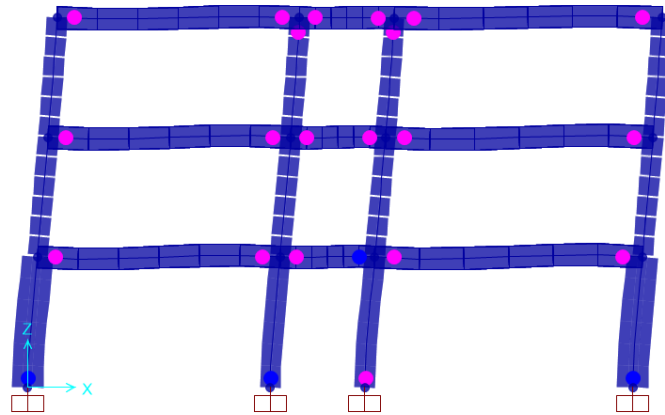
**Figura 117**

*Paso 8,  $V= 1181 \text{ ton}$ ,  $D= 10.37 \text{ cm}$ .*



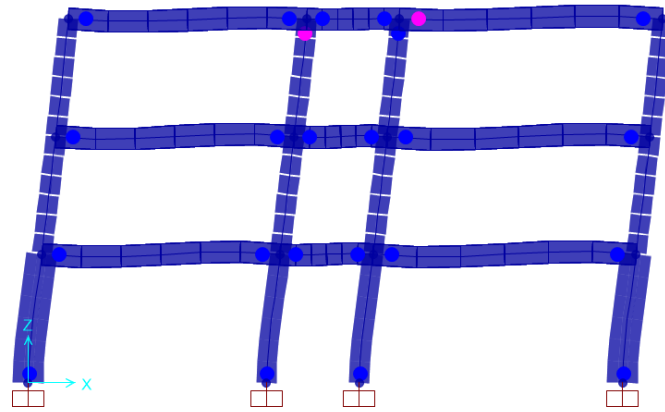
**Figura 118**

*Paso 9,  $V= 1196 \text{ ton}$ ,  $D= 12.76 \text{ cm}$ .*



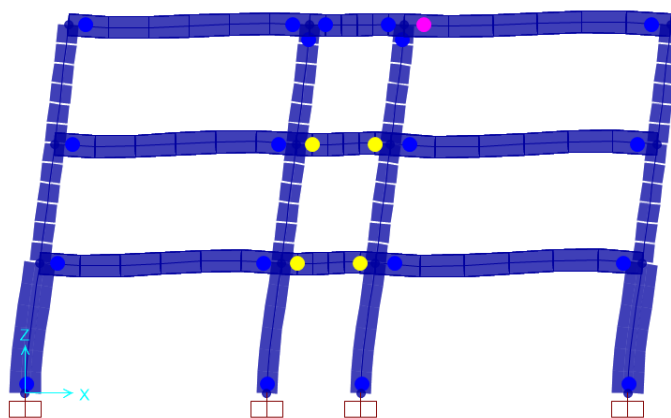
**Figura 119**

*Paso 18,  $V= 1237 \text{ ton}$ ,  $D= 22.53 \text{ cm}$ .*



**Figura 120**

*Paso 20,  $V= 1189 \text{ ton}$ ,  $D= 29.33 \text{ cm}$ .*



- Paso 0 a 2: Se observa que la estructura produjo las primeras rótulas plásticas en las vigas de la primera y segunda capa del eje C. Estas están dentro del nivel del tipo “operación”, es decir, la estructura está levemente dañada y puede ser habitado inmediatamente.
- Paso 3 a 8: En esta etapa la estructura presenta la generalización de rotulas plásticas tanto en vigas como en columnas pero que aún son del tipo “Operacional”, todo esto con el objetivo de disipar energía.
- Paso 9 : Se presentan las primeras rotulas que pasaron a un estado de “Operacional” a “Ocupación Inmediata”, en otras palabras, la estructura está ligeramente dañada y puede ser habitada de inmediato.
- Paso 10 a 18: Se observa la generalización de la presencia de rotulas plástica del tipo “Ocupación Inmediata”, el cual esta etapa la estructura inicia a perder rigidez comprometiendo la estabilidad de esta.
- Paso 20: Se presentan rotulas que supera del tipo “Prevención de Colapso” en el cual la estructura presenta daños importantes y que nos indica el colapso definitivo de la estructura, donde la vida de los ocupantes está en peligro debido a la falla de un elemento estructural.

---

## Resultados

En este capítulo se presenta los resultados obtenidos y sus respectivos análisis.

Los resultados provienen de análisis desarrollados para necesidades de terremotos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros en ambas direcciones.

En la sección 4.1.1 se muestran y analizan los resultados para verificación de los parámetros establecidos en la normativa de diseño sismorresistente E-030 en cuanto corresponde a los controles mínimos a tener en cuenta para un diseño adecuado.

En la sección 4.1.2 se muestran y analizan las curvas de capacidad para la estructura en análisis para la dirección X e Y.

En la sección 4.1.3 se muestran y analizan las matrices de desempeño, para ambas direcciones, establecidas en el FEMA 440.

En la sección 4.2 se desarrolla la contratación de hipótesis propuestas.

### 4.1. Análisis e Interpretación

#### 4.1.1. Verificación de controles Sismo resistentes de acuerdo a la normativa E-030

De acuerdo con los lineamientos establecidos por la norma E-030 establece que, en el análisis dinámico para cada sentido considerado, el esfuerzo cortante del primer piso del edificio no será menor al 80 % del valor calculado. Análisis estático. , Esto se aplica a las estructuras convencionales.

Para la obtención de los desplazamientos y la posterior verificación de las derivas de piso se multiplicaron a las primeras por el factor  $0.75R$  el cual convierte a las derivas elásticas en derivas inelásticas, estos no deben superar una deriva  $\Delta = 0.007$ .

A continuación se muestra los resultados de las verificaciones de Cortantes y Desplazamientos.

■ **Control Cortantes**

$$V_{X-X} = 260.78 \text{ tn} > 249.76 \text{ tn}$$

$$V_{Y-Y} = 258.29 \text{ tn} > 249.76 \text{ tn}$$

Se muestra que la cortante basal dinámica es mayor al 80 % de la cortante basal estática, con el cual podemos evidenciar la conformidad de este parámetro de acuerdo a la normativa E-030.

■ **Control de Derivas**

**Tabla 51**

*Desplazamientos y Derivas.*

Nivel	Altura hi (m)	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	Control de Derivas	Verificación
		Desplazamiento elástico (cm)	Desplazamiento elástico (cm)	Desplazamiento inelástico (cm)	Desplazamiento inelástico (cm)		
3	3.8	0.000499	0.00042	0.002994	0.00252	0.007	ok
2	3.8	0.000758	0.000641	0.004548	0.003846	0.007	ok
1	4.15	0.00059	0.000498	0.00354	0.002988	0.007	ok

De la tabla mostrada evidenciamos que los desplazamientos o derivas inelásticas son menores a los establecidos en la normativa E-030, con lo cual también se verifica la conformidad de este parámetro.

De los resultados antes mostrados y comprobados mediante el análisis dinámico lineal desarrollado en el capítulo 3.9.2, podemos concluir que el diseño sismorresistente de acuerdo a nuestra normativa E-030 es la adecuada, ya que cumple con los controles mínimos establecidos en esta.

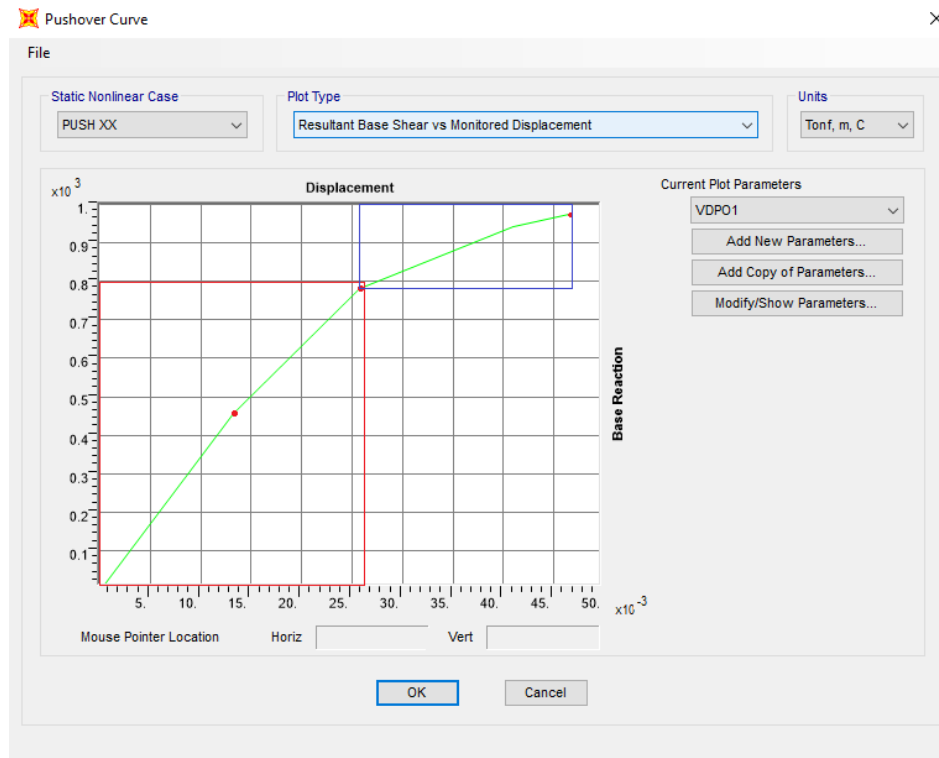
**4.1.2. Análisis e Interpretación de las Curvas de Capacidad**

La curva de Capacidad es aquella gráfica que relaciona la resistencia a carga lateral del edificio versus el desplazamiento lateral en el último piso. Asimismo, la finalidad de obtener la curva de Capacidad es poder identificar la capacidad a la fluencia y la capacidad última de la estructura. Para analizar e interpretar las curvas de capacidad se realizara de acuerdo a la dirección de análisis.

- Evaluación de la curva de capacidad en la Dirección X-X A continuación se muestra la curva de capacidad obtenida de programa SAP 200 como resultado del análisis estático no lineal Pushover.

**Figura 121**

*Curva de Capacidad en la Dirección de análisis X-X.*



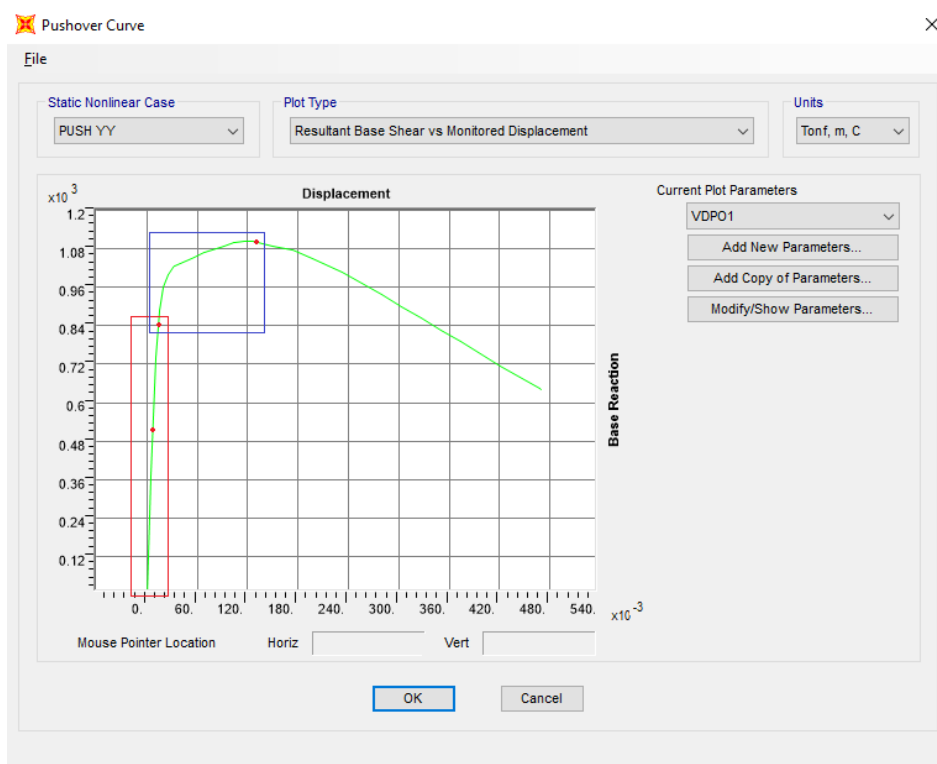
De lo mostrado se concluye que la presente curva de capacidad tiene 3 puntos importantes de los cuales el primero es el origen del primer agrietamiento de la estructura en cual se origina a un 60 % de la Fuerza de fluencia el cual se encuentra aproximadamente en 450 ton a un desplazamiento del ultimo nivel de 1.34 cm, el segundo punto llamado punto de fluencia el cual lo encontramos a 750 ton a un desplazamiento del ultimo nivel de 2.59 cm y como tercer y último punto denominado punto ultimo el cual lo encontramos a 971.06 ton a un desplazamiento del ultimo nivel de 4.64 cm. De los puntos antes mencionados podemos decir que hasta el punto de fluencia la estructura tiene un comportamiento lineal, es decir que cumplen con la proporcionalidad de Fuerza lateral y desplazamiento, esto nos quiere decir que el acero de refuerzo dentro de los elementos estructurales no llegan a la fluencia, mientras que desde el punto de fluencia hasta el punto ultimo la estructura está dentro de los rango no lineales, es decir que los aceros de refuerzo pasaron su resistencia a la fluencia en el cual no tienen una proporcionalidad entre fuerza lateral y desplazamiento. De lo antes mencionado podemos evidenciar que la curva de capacidad puede ser catalogada como curva frágil, esto debido a que una vez superado el rango lineal la estructura no presenta un adecuado comportamiento en cuanto a desplazamientos, es por ello que para esta dirección de análisis se propone una intervención estructural con la finalidad de mejorar el comportamiento de la estructura

■ **Evaluación de la curva de capacidad en la Dirección Y-Y**

A continuación se muestra la curva de capacidad obtenida de programa SAP 200 como resultado del análisis estático no lineal Pushover.

**Figura 122**

*Curva de Capacidad en la Dirección de análisis Y-Y.*



De lo mostrado se concluye que la presente curva de capacidad tiene 3 puntos importantes de los cuales el primero es el origen del primer agrietamiento de la estructura en cual se origina a un 60% de la Fuerza de fluencia el cual se encuentra aproximadamente en 504 ton a un desplazamiento del ultimo nivel de 0.76 cm, el segundo punto llamado punto de fluencia el cual lo encontramos a 840 ton a un desplazamiento del ultimo nivel de 1.35 cm y como tercer y último punto denominado punto ultimo el cual lo encontramos a 1061 ton a un desplazamiento del ultimo nivel de 19.00 cm. De los puntos antes mencionados podemos decir que hasta el punto de fluencia la estructura tiene un comportamiento lineal, es decir que cumplen con la proporcionalidad de Fuerza lateral y desplazamiento, esto nos quiere decir que el acero de refuerzo dentro de los elementos estructurales no llegan a la fluencia, mientras que desde el punto de fluencia hasta el punto ultimo la estructura está dentro de los rango no lineales, es decir que los aceros de refuerzo pasaron su resistencia a la fluencia en el cual no tienen una proporcionalidad entre fuerza lateral y desplazamiento. De lo antes mencionado podemos evidenciar que la curva de capacidad puede ser catalogada como curva dúctil, esto debido a que una vez superado el rango lineal la estructura presenta un adecuado comportamiento en cuanto a desplazamientos.

■ **Intervención estructural**

En esta sección se describe el tipo de intervención a la cual se le aplico a la estructura, esto debido a que no se obtuvo un adecuado comportamiento sismorresistente en la dirección X, para

ello plantearemos mejoras estructurales en elementos columnas con el fin de aportar ductilidad a esta dirección, a continuación se realiza un resumen de las secciones y aceros modificados de acuerdo al nivel.

**Tabla 52**

*Elementos columna a intervenir.*

Secciones a Intervenir					
Nivel de Aplicación	Nombre	Forma	Sección (cm)	Disposición de Acero de Refuerzo	
				Longitudinal	Transversal
1er al 3er Piso	CEJE07C	Rectangular	30x90	18 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE07E	Rectangular	30x90	18 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE05C	Rectangular	30x90	18 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE05E	Rectangular	30x90	18 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE03F	Circular	D=50	14 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
1er Piso	CEJE02A	Tee	65x100	26 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE03A	Tee	65x100	26 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE04A	Tee	65x100	26 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE05A	Tee	65x100	26 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE06A	Tee	65x100	26 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE02G	Tee	65x100	26 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE03G	Tee	65x100	26 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE04G	Tee	65x100	26 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE05G	Tee	65x100	26 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE06G	Tee	65x100	26 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m



**Tabla 53**

Elementos columna a intervenir.

Secciones propuestas					
Nivel de Aplicación	Nombre	Forma	Sección (cm)	Disposición de Acero de Refuerzo	
				Longitudinal	Transversal
1er al 3er Piso	CEJE07C	Tee	65x90	25 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE07E	Tee	65x90	25 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE05C	Tee	65x90	25 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE05E	Tee	65x90	25 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE03F	Circular	D=75	24 $\phi$ 5/8"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
1er Piso	CEJE02A	Cruz	100x100	26 $\phi$ 5/8"+7 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE03A	Cruz	100x100	26 $\phi$ 5/8"+7 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE04A	Cruz	100x100	26 $\phi$ 5/8"+7 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE05A	Cruz	100x100	26 $\phi$ 5/8"+7 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE06A	Cruz	100x100	26 $\phi$ 5/8"+7 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE02G	Cruz	100x100	26 $\phi$ 5/8"+7 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE03G	Cruz	100x100	26 $\phi$ 5/8"+7 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE04G	Cruz	100x100	26 $\phi$ 5/8"+7 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE05G	Cruz	100x100	26 $\phi$ 5/8"+7 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m
	CEJE06G	Cruz	100x100	26 $\phi$ 5/8"+7 $\phi$ 3/4"	2 $\phi$ 3/8":1@0.05m,8@0.10m, r@0.20m

De los cuadros mostrados los cuales son un resumen de la sección 3.9.3.2 vemos que:

- I. Se propondrán intervenciones a las columnas CEJE07C, CEJE07E, CEJE05C y CEJE05E de los cuales la sección propuesta es una en Tee con dimensiones 65x90 cm de los cuales se propone un adicional de ala de dimensiones 35x30 en la dirección X con el consecuente adicional de 07 aceros de 5/8". Estas intervenciones se realizaran desde el primer hasta el tercer nivel.
- II. Para la columna CEJE03F se propone un ensanchamiento de diámetro de 25cm a diferencia del existente y con el consecuente adicional de 10 aceros de 5/8". Estas intervenciones se realizaran desde el primer hasta el tercer nivel.
- III. A la vez para las columnas CEJE02A, CEJE03A, CEJE04A, CEJE05A, CEJE06A, CEJE02G, CEJE03G, CEJE04G, CEJE05G y CEJE06G de los cuales la sección propuesta es una en Cruz con dimensiones 100x100 cm de los cuales se propone un adicional de ala de dimensiones 35x30 en la dirección X con el consecuente adicional de 07 aceros de 3/4". Estas intervenciones se realizaran solo en el primer nivel.

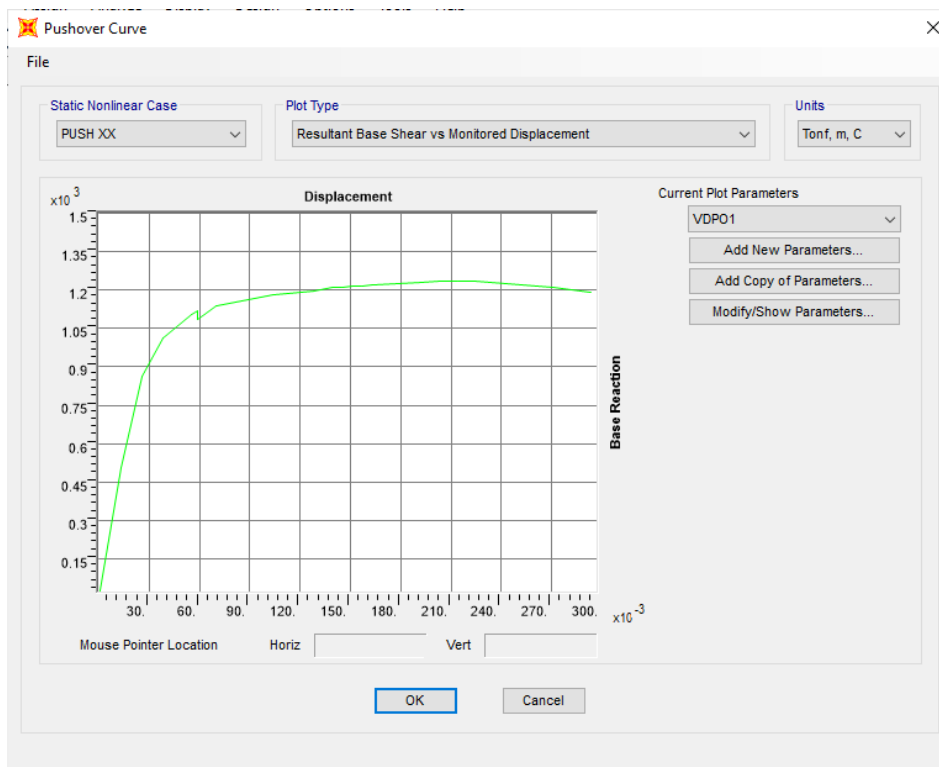
Para las Secciones de los cuales se le adiciona un ala en la dirección X se propone el uso el uso de dowels y aditivos como elementos de anclaje a la columna existente, mientras que para la columna con ensanchamiento de sección se propone el uso de los encamisados, para ambos procedimientos de reforzamiento ya se explicaron en el capítulo 2.

■ **Evaluación de la curva de capacidad en la Dirección X post intervención Estructural**

Con los mismos procedimientos de modelamiento y consideraciones empleadas en la evaluación sismorresistente para la estructura intervenida se procedió a la determinación de la curva de capacidad para esta con las mejoras ya antes expuestas haciendo el uso del programa SAP 2000, cabe señalar que se realizó los cálculos para la dirección X, esto debido a que es la dirección con propuesta de mejora.

**Figura 123**

*Curva de Capacidad – Dirección X.*



Según el análisis de Pushover, se encuentra que la curva de capacidad en la dirección X tiene un comportamiento lineal. El primer punto correspondiente al 60 % de la fuerza de fluencia la encontramos a 516 toneladas del límite elástico aparece en el desplazamiento de 1,40 cm. El segundo punto se encuentra hasta es de unas 860 toneladas El fondo se corta y se desplaza aproximadamente 2,50 cm en la última capa. A partir de este punto, se muestra un cambio menos evidente y comienza el cambio en la rigidez estructural. Todo esto se debe a la gama inelástica de los elementos que se inmiscuyen en la estructura, por lo que se observa que cambia y se deforma según continuas. Se puede observar que cuando la estructura alcanza un desplazamiento de 21.00 cm y un cizallamiento de cimentación de 1.235 toneladas, la estructura alcanza su capacidad portante última.

A la vez se observa una pequeña caída en la rigidez al llegar a 5.80 cm y alcanzar una cortante de 1110 Ton, esto debido al reacomodo de los esfuerzos originados por la generación de rotulas plásticas en la base de las columnas.

### 4.1.3. Evaluación e Interpretación de la Matriz de Desempeño según FEMA 440

En las siguientes tablas se presentan los puntos de desempeño para las distintas demandas sísmicas, para luego presentar incorporarlos al espectro de capacidad seccionado y así evaluar sus respectivos niveles de desempeño con los cuales se procede a la elaboración de la matriz de desempeño para ambas direcciones.

**Tabla 54**

*Desempeño para las distintas demandas sísmicas en la Dirección X-X.*

	Sd (m)	Sa (g)
<b>Pto. Des. Operacional</b>	0.012	0.376
<b>Pto. Des. Ocup. Inmediata</b>	0.018	0.514
<b>Pto. Des. Seg. de Vida</b>	0.06	0.676
<b>Pto Des. Prev. de Colapso</b>	0.075	0.678

**Figura 124**

*Puntos de Desempeño estructural para las Demandas de Sismos en la Dirección X-X.*



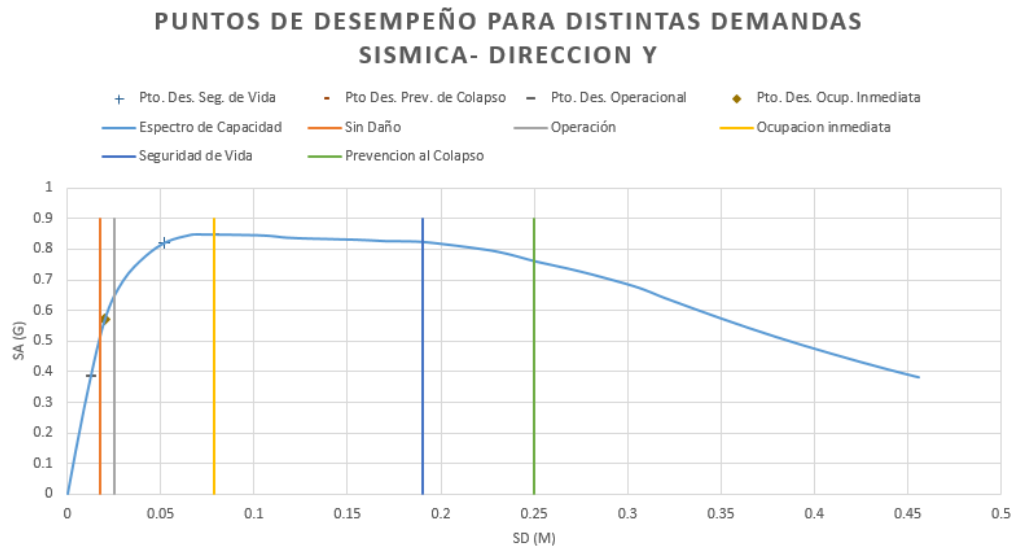
**Tabla 55**

*Puntos de Desempeño para las distintas demandas sísmicas en la Dirección Y-Y.*

	Sd (m)	Sa (g)
<b>Pto. Des. Operacional</b>	0.013	0.385
<b>Pto. Des. Ocup. Inmediata</b>	0.020	0.573
<b>Pto. Des. Seg. de Vida</b>	0.052	0.822
<b>Pto Des. Prev. de Colapso</b>	0.079	0.848

**Figura 125**

*Puntos de Desempeño estructural para las Demandas de Sismos en la Dirección Y-Y.*



En base en los resultados mostrados se elabora la matriz de desempeño para cada dirección de análisis, por lo que la especificación FEMA 356 recomienda la utilización de una matriz de desempeño para que se pueda precisar un comportamiento inelástico apropiado según el tipo de edificio. La cual se muestra a continuación:

**Tabla 56**

*Matriz de desempeño según FEMA.*

Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Nivel de Desempeño de la Estructura			
		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
<i>Frecuente</i>	50% en 50 años	1	0	0	0
<i>Ocasional</i>	20% en 50 años	2	1	0	0
<i>Raro</i>	10% en 50 años	3	2	1	0
<i>Muy Raro</i>	2% en 50 años	4	3	2	1

Fuente: FEMA 356.

En la tabla anterior, el valor mostrado en el nivel de desempeño depende del tipo de edificio: (0) Define desempeño inaceptable; (1) Edificios básicos como casas y oficinas; (2) Hospitales, instituciones educativas, estaciones de bomberos, destacamentos militares Y otros edificios importantes; (3) Edificios clave de seguridad, como plantas de energía nuclear y plantas industriales.

■ **Matriz de Desempeño para la dirección X-X**

**Tabla 57**

*Matriz de Desempeño según FEMA 440.*

Sismo de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Nivel de Desempeño de la Estructura			
		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente	50% en 50 años				
Ocasional	20% en 50 años	2			
Raro	10% en 50 años		2		
Muy Raro	2% en 50 años			2	

De la siguiente matriz se concluye que nuestra estructura cumple con los requisitos establecidos en la matriz dados por el FEMA 440, esto debido al reforzamiento estructural realizado.

■ **Matriz de Desempeño para la dirección Y-Y**

**Tabla 58**

*Matriz de Desempeño según FEMA 440.*

Sismo de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Nivel de Desempeño de la Estructura			
		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
Frecuente	50% en 50 años				
Ocasional	20% en 50 años	2			
Raro	10% en 50 años		2		
Muy Raro	2% en 50 años		2		

De la misma manera se logra evidenciar que para la dirección Y la estructura cumple con los requisitos establecidos en la normativa FEMA 440.

## 4.2. Contrastación de hipótesis

### 4.2.1. Hipótesis General

El diseño por desempeño sismorresistente mejora el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia, Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, 2021.

**Supuestos:**

- Se construyó el modelo de la estructura haciendo cumplir sus parámetros y valores necesarios.
- Se realizó los cálculos necesarios para la muestra seleccionada, infraestructura destinada a los laboratorios de la escuela de obstetricia, para la obtención de los valores del punto de desempeño para distintas demandas sísmicas y así poder elaborar la matriz de desempeño de la misma.

**Regla de decisión:**

- Valores de cortante basal y desplazamiento (Ton vs cm).
- Comparación de la Matriz de desempeño para la muestra versus la matriz de desempeño establecida por el FEMA 440.

**Cálculo:**

El cálculo de los valores se hizo en la sección 4.1.1, 4.1.2 y 4.1.3.

**Decisión:**

Validamos la hipótesis actual, debido a que los resultados son consistentes al construir una matriz de desempeño concordante con los requerimientos establecidos en la normativa estadounidense FEMA 440, donde el desempeño sismorresistente de la muestra intervenida muestra una mejora en el comportamiento estructural de la misma.

#### 4.2.2. Hipótesis específicas

- i. El peligro sísmico es de mediana sismicidad el cual afecta al comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.

**Regla de Decisión:**

- Se ha obtenido la información para el peligro sísmico de los requerimientos mínimos establecidos en la normativa E-030, que consta de parámetros de sitio en el cual se ubica la infraestructura, la cual será nuestra regla de decisión.

**Cálculo:**

El análisis de estos parámetros se ha realizado en el análisis de los resultados del apartado anterior, por lo que se ha definido la decisión para la hipótesis actual.

**Decisión:**

Validamos la hipótesis actual, debido a que la estructura en análisis se encuentra ubicada dentro de la zona 2 dentro de la distribución espacial de sismicidad observada, la cual es tiene como característica como una zona con aceleración máxima horizontal en suelo rígido de 0.25g con una probabilidad de 10% de excedencia en 50 años y efectivamente luego del análisis de los resultados se verifica esto.

- ii. Existen diversas respuestas ante distintas demandas sísmicas que afecta al comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.

**Supuestos:**

- Se elaboraron los distintos espectros de respuesta para las 4 demandas sísmica consideradas dentro de la investigación.

**Cálculo:**

El cálculo de los valores se hizo en la sección 3.9.3.1

**Regla de Decisión:**

- Se ha obtenido la información referente a las características de sitio, configuración estructural y uso de la infraestructura, que consta de una serie de valores numéricos toman en cuenta al momento de la elaboración de los espectros sísmicos en el programa EXCEL, la cual será nuestra regla de decisión.

**Decisión:**

Validamos la hipótesis actual, debido a se elaboraron 4 espectros de diseño, los cuales fueron nombrados espectro de diseño para el sismo frecuente, espectro de diseño para el sismo ocasional, espectro de diseño para el sismo raro y el espectro de diseño para el sismo muy raro, luego del análisis de los resultados se verifica esto.

- iii. La configuración estructural actual y rediseñada es regular para el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.

**Regla de Decisión:**

- Se ha obtenido la información necesaria para la caracterización de la muestra en referencia a la configuración estructural en la normativa E-030, que consta de características de forma del cual se diseñó arquitectónicamente para la infraestructura, la cual será nuestra regla de decisión.

**Cálculo:**

El análisis de estos parámetros se ha realizado en el análisis de los resultados del apartado anterior, por lo que se ha definido la decisión para la hipótesis actual.

**Decisión:**

Validamos la hipótesis actual, debido a que la estructura en análisis no presenta irregularidades tanto en planta como en elevación, las cuales de acuerdo a la normativa ya mencionada no se le multiplica al coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas (R) por ningún factor de irregularidad, considerando la estructura como una estructura regular y que efectivamente luego del análisis de los resultados se verifica esto.

- iv. La resistencia estructural rediseñada mejora el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.

**Regla de Decisión:**

- Se han obtenido la información necesaria para la caracterización de la resistencia estructural de los elementos que componen la presente muestra, el cual mediante los estudios de concreto realizados en los laboratorios adjuntados en los anexos se describen sus características, la cual será nuestra regla de decisión.

**Cálculo:**

El análisis de estos parámetros se ha realizado en el análisis de los resultados del apartado anterior, por lo que se ha definido la decisión para la hipótesis actual.

**Decisión:**

Validamos la presente hipótesis, debido a que la resistencia estructural para el concreto es de un concreto estructural de  $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$  y para el acero de refuerzo es de  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ , el cual mejora el comportamiento estructural de la misma a aquellos elementos intervenidos mediante los procesos de adhesión de alas y encamisados, luego del análisis de los resultados se verifica esto.

- v. La ductilidad de la estructura rediseñada mejora el comportamiento estructural del laboratorio de la Escuela Profesional de Obstetricia.

**Supuestos:**

- Se construyó el modelo de la estructura haciendo cumplir sus parámetros y valores necesarios.
- Se realizaron los cálculos necesarios para la determinación de los puntos característicos que componen o determinan la ductilidad de los elementos.

**Cálculo:**

El cálculo de los valores se hizo en la sección 3.9.3.1

**Regla de Decisión:**

- Valores de desplazamiento de fluencia y desplazamiento ultimo (cm).

**Decisión:**

Se valida la hipótesis actual, debido a que se calculó y observó la mejora de la curva de capacidad de la estructura intervenida ya que tiene una mejor ductilidad de los elementos que la componen, lo cual se verificó luego de analizar los resultados.



---

---

# Conclusiones y recomendaciones

## Conclusiones

De la presente investigación, se concluye que la nueva infraestructura de la escuela profesional de obstetricia de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, posee un inadecuado comportamiento estructural dentro del rango no lineal dado que en la dirección X no se cumple lo establecido en nuestra normativa, el cual nos establece que para las edificaciones esenciales los diseños están orientados a lograr que estas estructuras permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo y para lo cual es necesario la intervención estructural de esta con la finalidad de evitar daños tanto a nivel estructural como la pérdida de vidas humanas. Además del proceso de desarrollo de las tesis se determinan las siguientes conclusiones:

- Los resultados del análisis Estático Lineal usando SAP2000 permitieron verificar el cumplimiento de los requisitos mínimos que establece el reglamento Nacional de edificaciones, Normal E -030 de Diseño Sismorresistente Peruana. Comprobándose que las derivas no exceden el mínimo aceptable por lo que verifica la conformidad de la estructura en este punto.
- El análisis sísmico no lineal Pushover usando SAP2000 de la Infraestructura en estudio nos permite determinar los diagramas de curva de capacidad en cada dirección de análisis, poniendo en evidencia el mal comportamiento existente dentro de los rangos no lineales de la estructura en la dirección X, teniendo como resultado una curva frágil en dicha dirección evidenciando la necesidad de agregar ductilidad a esta mediante el incremento de la cuantía de aceros.
- De la discusión de los resultados de los diagramas de curva de capacidad, la presente investigación propone una intervención estructural en elementos críticos de la estructura con la finalidad de mejorar el comportamiento sismo resistente dentro del rango no lineal.
- Una vez realizada la intervención estructural y planteada la mejora de secciones y el incremento de aceros se concluye que la dirección reforzada obtiene un mejor comportamiento sismorresistente gracias al incremento de la ductilidad generada por el incremento de la cuantía de acero en secciones específicas.
- De los resultados obtenidos luego de la intervención estructural se determinan las matrices de desempeño sismorresistente, en el cual se puso en evidencia que la estructura adopta un mejor comportamiento y poniéndola dentro de las estructuras optimas dentro de los rangos no lineales, como evidencia de esto se mostraron las matrices de desempeño en el cual cada dirección de

análisis cumple con cada una de las condiciones establecidas por el FEMA 440 para edificaciones del tipo esencial.

## **Recomendaciones**

- Se recomienda que para las edificaciones esenciales en la zona sísmica 3 y 4 del Perú se realice diseños orientados al mejor comportamiento estructural dentro de los rangos no lineales, el cual de acuerdo a lo establecido por investigadores nacionales proponen a el Diseño por Capacidad como la mejor filosofía de diseño sismorresistente.
- Realizar este tipo de análisis para verificar el diseño de una estructura de gran interés, por ejemplo instituciones educativas, hospitales ya que por su carácter de edificios esenciales es fundamental evaluar su comportamiento sismorresistente.
- A la vez se recomienda la intervención estructural planteada en la presente investigación ya que con estas mejoras evitaremos pérdidas económicas y de vidas humanas dentro de la comunidad universitaria.
- Se recomienda realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica para todas las infraestructuras de la universidad, esto debido a que en la presente investigación se demostró que las estructuras diseñadas con la normativa E-030 no tiene un buen comportamiento sismorresistente dentro de los rangos no lineales.

---

---

## Referencias Bibliográficas

- Aguiar Falconí, R. (2003). La técnica del pushover. *Centro de Investigaciones Científicas*.
- ATC 40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete building*. California: California Seismic safety commission.
- Avila, B. L. H. (2006). *Introducción a la metodología de la investigación*. Recuperado desde <http://bit.ly/2E4bD1V>.
- Barrantes, C. (2015). *Análisis sísmico usando sap2000 para evaluar la efectividad del comportamiento sismorresistente de la infraestructura de la i.e 82109, san antonio plan tual – centro poblado -huambocancha alta, prov.de cajamarca, region cajamarca* (Tesis de Pregrado). Universidad Cesar Vallejo.
- Burgos, M. (2007). *Estudio de la metodología "diseño por capacidad" en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana e-060 como alternativa de diseño* (Tesis de Maestría). Universidad Nacional de Ingeniería.
- Chopra, R., Anil y Goel. (2001). *A modal pushover procedure to estimate seismic demands for buildings: Theory and preliminary evaluation*. University of California Berkeley: PEER Report, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering.
- Computers of Structures Inc. (2011). *Analysis reference manual*. Berkeley, California, USA.
- Delgadillo Alanya, J. (2005). *Análisis no lineal estático de estructuras y la norma e-030* (Tesis de grado de Maestro de Ingeniería Civil). Universidad Nacional de Ingeniería, Lima – Perú.
- E030. (2019). *Norma tecnica e030 "diseño sismorresistente"*. Ministerio de Vivienda Contrucción y Saneamiento - Regalmento Nacional de Edificaciones.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. Washington, D. C.: American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency.
- FEMA-P440A. (2009). *Effects of strength and stiffness degradation on seismic response*. Applied Technology Council.
- Harmsen, T. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Loa Canales, G. (2017). *Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997* (Tesis para optar el título de Magister en Ingeniería Civil). Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Mora, M., y Villalba, J. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Ingenierías Universidad de Medellín*, 59-74.
- Muñoz, R. C. (2011). *Como elaborar y asesorar una investigación de tesis*. Pearson Education.

*Referencias Bibliográficas*

- Nilson, A. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. Colombia: McGraw Hill Interamericana.
- Otazzi, G. (2003). *Apuntes del curso: Concreto armado*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Paredes, M. n. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de lima aplicando el análisis estático no lineal pushover* (Para optar por el Título Profesional de Ingeniero Civil). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.
- Paulay, T., y Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. USA: Wiley.
- Piqué Del Pozo, J. (2004). Diseño por capacidad: estrategia neozelandesa de diseño sismorresistente. *El Ingeniero Civil*.
- Rodríguez, D. (2008). Análisis estático no lineal. *Construcción*, 86–87.
- SEAOC. (1995). *Vision 2000: Performance based seismic engineering of buildings*. San Francisco: Vision 2000.
- Wakabayashi, M. (1988). *Diseño de estructuras sismorresistentes*. México: McGraw Hill Interamericana.