

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

ESCUELA DE POSTGRADO

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN ESTRUCTURAS



**EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO DEL
PALACIO MUNICIPAL DE LA PROVINCIA DE CHANCHAMAYO –
JUNÍN Y COMPARACIÓN SEGÚN DE NORMA PERUANA E. 030 Y
NORMA ECUATORIANA NEC-SE-DS – 2015**

TESIS

Presentada por:

Br. Alex David Huamani Peña

ORCID: 0009-0004-6061-3690

Asesor:

Mtro. Edgar Hipólito Chaparro Quispe

ORCID: 0000-0003-3709-2247

Para Obtener el Grado Académico de:

MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN ESTRUCTURAS

TACNA – PERÚ

2024

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

ESCUELA DE POSTGRADO

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS

Tesis

**“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO DEL
PALACIO MUNICIPAL DE LA PROVINCIA DE CHANCHAMAYO –
JUNÍN Y COMPARACIÓN SEGÚN DE NORMA PERUANA E. 030 Y
NORMA ECUATORIANA NEC-SE-DS – 2015”**

Presentada por:

Br. ALEX DAVID HUAMANI PEÑA

**Tesis sustentada y aprobada el 24 de abril de 2024; ante el siguiente
jurado examinador:**

PRESIDENTE : Mtra. Dina Marlene COTRADO FLORES

SECRETARIO : Mag. Henry Antonio AGUILAR CHUQUIMIA

VOCAL : Dr. Dick Milton DELGADILLO AYALA

ASESOR : Mtro. Edgar Hipólito CHAPARRO QUISPE

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo, Alex David Huamani Peña, en calidad de egresado de la Maestría en Ingeniería Civil con Mención en Estructuras de la Escuela de Postgrado de la Universidad Privada de Tacna, identificado (a) con DNI 21566941.

Soy autor (a) de la tesis titulada:

“EVALUACIÓN ESTRUCTURAL POR DESEMPEÑO SÍSMICO DEL PALACIO MUNICIPAL DE LA PROVINCIA DE CHANCHAMAYO – JUNÍN Y COMPARACIÓN SEGÚN DE NORMA PERUANA E. 030 Y NORMA ECUATORIANA NEC-SE-DS – 2015”, con asesor: Mtro. Edgar Hipólito Chaparro Quispe.

DECLARO BAJO JURAMENTO

Ser el único autor del texto entregado para obtener el grado académico de **MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS** que tal texto no ha sido entregado ni total ni parcialmente para obtención de un grado académico en ninguna otra universidad o instituto, ni ha sido publicado anteriormente para cualquier otro fin.

Así mismo, declaro no haber trasgredido ninguna norma universitaria con respecto al plagio ni a las leyes establecidas que protegen la propiedad intelectual.

Declaro, que después de la revisión de la tesis con el software Turnitin se declara 20% de similitud, además que el archivo entregado en formato PDF corresponde exactamente al texto digital que presento junto al mismo.

Por último, declaro que para la recopilación de datos se ha solicitado la autorización respectiva a la empresa u organización, evidenciándose que la información presentada es real y soy conocedor de las sanciones penales en caso de infringir las leyes del plagio y de falsa declaración, y que firmo la presente con pleno uso de mis facultades y asumiendo todas las responsabilidades de ella derivada.

Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a LA UNIVERSIDAD cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra o invención



presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar, por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro o invento. De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Lugar y fecha: Tacna, 24 de abril del 2024

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Alex David Huamani Peña', written in a cursive style.

Nombres y apellidos : Alex David Huamani Peña

DNI : 21566941

DEDICATORIA

A mi esposa e hijos por ser testigo de mi esfuerzo durante muchos años de querer lograr esta ansiada maestría, por su inmensurable apoyo y paciencia que tuvieron conmigo, aún en momentos muy difíciles que nos tocó vivir con la pandemia estando a mi lado dándome el aliento y superar los obstáculos que se presentaron.

A mis padres que con su avanzada edad siempre estuvieron pendiente de mi en el trabajo y en el estudio, brindándome todo su cariño y apoyo incondicional que siempre me han demostrado.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Privada de Tacna por brindarme la oportunidad aún en momentos difícil por la conocida pandemia en donde pudimos realizar con éxito como alumnos y ahora como maestrando en esta deseada maestría, a mis profesores que enriquecieron mis conocimientos clase a clase durante un año y a mi asesor por sus consejos para el desarrollo de la presente tesis.

ÍNDICE

PAGINA DEL JURADO	I
DECLARACION JURADA DE ORIGINALIDAD.....	II
DEDICATORIA	III
AGRADECIMIENTO	IV
ÍNDICE	V
RESUMEN.....	VI
ABSTRACT.....	VII
INTRODUCCIÓN	VIII
CAPÍTULO I.....	1
EL PROBLEMA	1
1.1 Planteamiento del Problema	1
1.2 Formulación del Problema	2
1.2.1 Problema General.....	2
1.2.2 Problemas Específicos.....	2
1.3 Justificación de la Investigación.....	2
1.4 Objetivos de la Investigación	4
1.4.1 Objetivo General	4
1.4.2 Objetivos Específicos	4
CAPÍTULO II	5
MARCO TEÓRICO	
2.1 Antecedentes de la Investigación	5
2.2 Bases Teóricas Científicas.....	8
2.2.1 Comportamiento Sísmico de Estructuras.....	10

2.2.2	Respuesta Dinámica de Estructuras.....	11
2.2.3	Comportamiento No Lineal de Estructuras.....	12
2.2.4	Análisis Estático No Lineal.....	13
2.2.5	Método de Diseño Basado en Desplazamientos.....	14
2.3	Definición de Conceptos.....	15
2.3.1	Sismicidad.....	15
2.3.2	Sismoresistencia.....	18
2.3.3	Peligro Sísmico.....	18
2.3.4	Peligro Sísmico Probabilístico.....	20
2.3.5	Respuesta Estructural.....	21
2.3.6	Comportamiento Estructural No Lineal.....	22
2.3.6.1	No Linealidad Mecánica.....	21
2.3.6.2	No Linealidad Geométrica.....	23
2.3.7	Método de Diseño Basado en Fuerzas.....	23
2.3.8	Método de Diseño Basado en Desplazamientos.....	25
2.3.9	Desempeño Sísmico.....	25
2.3.10	Nivel de Desempeño.....	28
2.3.11	Demanda Sísmica.....	35
2.3.12	Niveles de Demanda Sísmica.....	36
2.3.12.1	Propuesta ATC - 40.....	37
2.3.12.2	Propuesta Visión 2000.....	38
2.3.13	Diseño Sísmico por Desempeño.....	39
2.3.14	Objetivo de Desempeño Sísmico.....	40
2.3.14.1	Propuesta ATC - 40.....	40
2.3.14.2	Propuesta Visión 2000.....	42
2.3.15	Modelo Inelástico para Secciones y Elementos Estructurales.....	43
2.3.15.1	Diagrama Momento - Curvatura.....	43
2.3.15.2	Diagrama Momento - Rotación.....	44
2.3.16	Relación Fuerza Deformación.....	46
2.3.16.1	Vigas.....	47
2.3.16.2	Columnas.....	48
2.3.17	Rótulas Plásticas.....	50
2.3.17.1	Vigas.....	50
2.3.17.2	Columnas.....	50

2.3.17.3	Muros de Corte.....	51
2.3.18	Análisis Pushover.....	52
2.3.19	Curva de Capacidad	54
2.3.20	Ductilidad.....	55
2.3.21	Espectro de Diseño.....	55
2.3.22	Sobre Resistencia	56
2.3.23	Métodos para Estimar el Punto de Desempeño	56
2.3.23.1	Método del Espectro de Capacidad	57
	Procedimiento Propuesto por FEMA 440.....	58
2.3.23.2	Método de Coeficientes	58
	Procedimiento Propuesto por el FEMA.....	59
	Procedimiento Propuesto por el FEMA 440 y el ASCE/SEI 41-13.....	65
2.3.24	Evaluación del Desempeño Sismico.....	69
	Marco Metodológico por el ASCE 41-17.....	70
CAPÍTULO III.....		73
MARCO METODOLÓGICO		
3.1	Hipótesis	73
3.1.1	Hipótesis General	73
3.1.2	Hipótesis Específicas.....	73
3.2	Variables e Indicadores	73
3.2.1	Identificación de la Variable Independiente	73
3.2.2	Identificación de la Variable Dependiente.....	74
3.3	Tipo de Investigación	74
3.4	Diseño de la Investigación.....	74
3.5	Ámbito y Tiempo Social de la Investigación.....	76
3.6	Población y Muestra.....	76
3.6.1	Unidad de Estudio	76
3.6.2	Población.....	76
3.6.3	Muestra	76
3.7	Procedimiento, Técnicas e Instrumentación	76
3.7.1	Procedimiento	76
3.7.2	Técnicas	77
3.7.3	Instrumentos.....	77
CAPÍTULO IV.....		80

RESULTADOS

4.1	Descripción del Trabajo de Campo	80
4.1.1	Características del Edificio.....	80
4.1.2	Geometría del Edificio	80
4.1.3	Concepción Estructural Sismoresistente.....	80
4.1.4	Recolección de Datos del Edificio.....	81
4.2	Diseño de Presentación de Resultados.....	81
4.2.1	Modelamiento Estructural de la Edificación en ETABS V20.3.0.....	81
4.2.2	Categoría de la Edificación y Factor de Uso.	82
4.2.2.1	Norma E 030 Diseño Sismorresistente	82
4.2.2.2	Categoría del Edificio y Coeficiente de Importancia I (NEC SE DS – 2015)...	84
4.2.3	Categoría y Sistema Estructural	85
4.2.3.1	Categoría y Sistema Estructural. Norma E 030	85
4.2.3.2	Clasificación de Edificios. NEC SE DS - 2015	87
4.2.4	Regularidad Estructural.....	88
4.2.4.1	Regularidad Estructural. Norma E 030.....	88
4.2.4.2	Configuración Estructural. NEC SE DS - 2015.....	109
4.2.5	Definición de Materiales	121
4.2.6	Modelamiento Estructural de la Edificación.....	124
4.2.7	Definición de Elementos Estructurales.....	125
4.2.7.1	Columnas	131
4.2.7.2	Vigas	136
4.2.7.3	Muros	137
4.2.8	Definición de Patrones, Casos de Carga y Combinaciones.....	137
4.2.9	Definición de Casos de Carga Sísmica.....	139
4.2.10	Definición de Casos de Carga No Lineal Gravitacional	143
4.2.11	Asignación de Cargas.....	144
4.2.12	Asignación de Brazos Rígidos.....	146
4.2.13	Asignación de Diafragmas Rígidos por Piso	148
4.2.14	Definición del Espectro de Diseño Sísmico.....	149
4.3	Procesamiento, presentación, análisis e interpretación de datos.	154
	Norma Técnica Peruana E. 030.....	154
4.3.1	Análisis Estructural	154
4.3.2	Análisis Estático.....	155

4.3.3	Análisis Dinámico	158
4.3.4	Verificación de Fuerzas Cortantes Estáticas y Dinámicas	160
4.3.5	Verificación de Coeficiente de Reducción R.....	163
4.4	Procesamiento, presentación, análisis e interpretación de datos. NEC SE DS - 2015	1633
4.4.1	Método 1: Diseño Basado en Fuerzas (DBF)	163
4.4.2	Métodos de Análisis	167
4.4.3	Método Estático	167
4.4.4	Método Dinámico.....	168
4.5	Verificación de Fuerzas Estáticas y Dinámicas	171
4.6	Análisis No Lineal Estático.	174
4.6.1	Generalidades.....	174
4.6.2	Procedimiento del Análisis No Lineal Estático (pushover)	175
4.6.3	Carga Pseudo - Lateral	189
4.6.4	Capacidad Estructural.....	191
4.6.5	Desempeño de la Edificación	191
4.7	Comparación entre NTP E. 030-2018 y NEC-SE-DS-2015	192
4.7.1	Comparación Cuantitativa Norma NTP E. 030 – 2018 y NEC-SE-DS-2015 15894	
4.7.2	Evaluación del Desempeño Sísmico Norma NTP E. 030 – 2018	240
4.7.2.1	Objetivos de Desempeño	240
4.7.2.2	Demanda Sísmica	240
4.7.2.3	Punto de Desempeño Máximo.....	243
4.7.2.4	Límites de Desempeño	247
4.7.2.5	Puntos de Desempeño	248
4.7.2.6	Evaluación de Puntos de Desempeño	273
4.7.3	Evaluación del Desempeño Sísmico Norma NEC-SE-DS-2015.....	276
4.7.3.1	Niveles de Amenaza Sísmica	277
4.7.3.2	Punto de Desempeño	280
4.7.3.3	Límites de Desempeño	285
4.7.3.4	Puntos de Desempeño	286
4.7.3.5	Evaluación de Puntos de Desempeño	299
4.8	Discusión	302

CAPÍTULO V	308
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
5.1 Conclusiones	308
5.2 Recomendaciones.....	310
I. BIBLIOGRAFÍA	312

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2.1: Estados de daño y niveles de desempeño</i>	30
<i>Tabla 2.2. Niveles de desempeño de la edificación</i>	34
<i>Tabla 2.3: Niveles de Desempeño Sísmico</i>	38
<i>Tabla 2.4: Niveles de Amenaza Sísmica en Función del Periodo y Probabilidad de Excedencia</i>	39
<i>Tabla 2.5: Definición de un Objetivo de Desempeño</i>	41
<i>Tabla 2.6: Objetivos de Seguridad Básica para Estructuras Esenciales</i>	41
<i>Tabla 2.7: Valores para el Factor de Modificación C_0</i>	62
<i>Tabla 2.8: Valores de Factor de Masa Efectiva</i>	64
<i>Tabla 2.9: Valores para el Factor de Modificación C_2</i>	64
<i>Tabla 2.10: Límites de Deriva Según el ATC – 40</i>	69
<i>Tabla 2.11: Límites de Deriva Según el Comité Visión 2000</i>	70
<i>Tabla 4.1: Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso</i>	83
<i>Tabla 4.2: Categoría de la Edificación e Importancia</i>	84
<i>Tabla 4.3: Fuerza Cortante por Sismo Dinámico en la Base de la Edificación en Dirección X e Y</i>	86
<i>Tabla 4.4: Fuerza Cortante por Sismo Dinámico en la Base de los Muros de Corte en Dirección X e Y</i>	86
<i>Tabla 4.5: Fuerza Cortante por Sismo Dinámico en muros con respecto a la edificación en dirección X e Y</i>	87
<i>TABLA 4.6: Clasificación de los edificios de hormigón armado</i>	87
<i>Tabla 4.7: Irregularidad Estructural en Altura</i>	90
<i>Tabla 4.8: Irregularidad Estructural en Planta</i>	91
<i>Tabla 4.9: Verificación de Irregularidad de Rigidez por Piso Blando</i>	92
<i>Tabla 4.10: Verificación de Irregularidad de Resistencia por Piso Débil</i>	94
<i>Tabla 4.11: Verificación de Irregularidad de Rigidez Extrema</i>	95

<i>Tabla 4.12: Verificación de Irregularidad de Rigidez Extrema de Resistencia</i>	96
<i>Tabla 4.13: Verificación de Irregularidad de Masa o Peso</i>	97
<i>Tabla 4.14: Verificación de Discontinuidad en los Sistemas Resistentes por</i> <i>Sismo Dinámico en X</i>	99
<i>Tabla 4.15: Verificación de Discontinuidad en los Sistemas Resistentes por</i> <i>Sismo Dinámico en Y</i>	100
<i>Tabla 4.16: Verificación de Irregularidad Torsional por Sismo Dinámico en la</i> <i>Dirección X</i>	103
<i>Tabla 4.17: Verificación de Irregularidad Torsional por Sismo Dinámico en la</i> <i>Dirección Y</i>	104
<i>Tabla 4.18: Verificación de Irregularidad Torsional Extrema por Sismo Dinámico en la</i> <i>Dirección X</i>	105
<i>Tabla 4.19: Verificación de Irregularidad Torsional Extrema por Sismo Dinámico en la</i> <i>Dirección Y</i>	106
<i>Tabla 4.20: Verificación de Discontinuidad de Diafragma</i>	108
<i>TABLA 4.21: Verificación de Irregularidad de Resistencia – Piso Flexible</i>	114
<i>TABLA 4.22: Verificación de Irregularidad de Masa o Peso</i>	115
<i>TABLA 4.23: Verificación de Irregularidad Torsional por Sismo Dinámico en X</i>	118
<i>TABLA 4.24: Verificación de Irregularidad Torsional por Sismo Dinámico en Y</i>	118
<i>TABLA 4.25: Verificación de Discontinuidad en el Sistema de Piso</i>	120
<i>TABLA 4.26: Coeficiente de Reducción Real para Análisis No Lineal – Norma</i> <i>E. 030</i>	163
<i>TABLA 4.27: Patrón de Cargas Laterales Norma E. 030 - Dirección X</i>	178
<i>TABLA 4.28: Patrón de Cargas Laterales Norma E. 030 - Dirección Y</i>	179
<i>TABLA 4.29: Patrón de Cargas Laterales NEC SE DS - 2015 -</i> <i>Dirección X</i>	180
<i>TABLA 4.30: Patrón de Cargas Laterales NEC SE DS - 2015 -</i> <i>Dirección Y</i>	181
<i>Tabla 4.31: Cortante por Sismo Estático en X – Norma E. 030</i>	194
<i>Tabla 4.32: Cortante por Sismo Estático en X – NEC SE DS 2015</i>	195
<i>Tabla 4.33: Cortante por Sismo Estático en Y – Norma E. 030</i>	196
<i>Tabla 4.34: Cortante por Sismo Estático en Y – NEC SE DS 2015</i>	197
<i>Tabla 4.35: Cortante por Sismo Dinámico en X – Norma E. 030</i>	198
<i>Tabla 4.36: Cortante por Sismo Dinámico en X – NEC SE DS 2015</i>	198

<i>Tabla 4.37: Cortante por Sismo Dinámico en Y – Norma E. 030</i>	199
<i>Tabla 4.38: Cortante por Sismo Dinámico en Y – NEC SE DS 2015</i>	200
<i>Tabla 4.39: Deriva Inelástica por Sismo Estático en X – Norma E. 030</i>	205
<i>Tabla 4.40: Deriva Inelástica por Sismo Estático en X – NEC SE DS 2015</i>	205
<i>Tabla 4.41: Deriva Inelástica por Sismo Estático en Y – Norma E. 030</i>	206
<i>Tabla 4.42: Deriva Inelástica por Sismo Estático en Y – NEC SE DS 2015</i>	207
<i>Tabla 4.43: Deriva Inelástica por Sismo Dinámico en X – Norma E. 030</i>	208
<i>Tabla 4.44: Deriva Inelástica por Sismo Dinámico en X – NEC SE DS 2015</i>	208
<i>Tabla 4.45: Deriva Inelástica por Sismo Dinámico en Y – Norma E. 030</i>	209
<i>Tabla 4.46: Deriva Inelástica por Sismo Dinámico en Y – NEC SE DS 2015</i>	210
<i>Tabla 4.47: Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Estático en X</i> <i>– Norma E. 030</i>	211
<i>Tabla 4.48: Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Estático en X</i> <i>– NEC SE DS 2015</i>	212
<i>Tabla 4.49: Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Estático en Y</i> <i>– Norma E. 030</i>	213
<i>Tabla 4.50: Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Estático en Y</i> <i>– NEC SE DS 2015</i>	213
<i>Tabla 4.51: Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Dinámico en X</i> <i>– Norma E. 030</i>	214
<i>Tabla 4.52: Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Dinámico en X</i> <i>– NEC SE DS 2015</i>	215
<i>Tabla 4.53: Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Dinámico en Y</i> <i>– Norma E. 030</i>	216
<i>Tabla 4.54: Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Dinámico en Y</i> <i>– NEC SE DS 2015</i>	216
<i>Tabla 4.55: Fuerza cortante vs Desplazamiento en X – Norma E. 030</i>	217
<i>Tabla 4.56: Fuerza cortante vs Desplazamiento en X – NEC SE DS 2015</i>	219
<i>Tabla 4.57: Fuerza cortante vs Desplazamiento en Y – Norma E. 030</i>	221
<i>Tabla 4.58: Fuerza cortante vs Desplazamiento en Y – NEC SE DS 2015</i>	222
<i>Tabla 4.59: Desplazamiento – Pseudo aceleración y Periodo en X</i> <i>Norma E. 030</i>	224
<i>Tabla 4.60: Desplazamiento – Pseudo aceleración y Periodo en X.</i>	

<i>NEC SE DS 2015</i>	225
<i>Tabla 4.61: Desplazamiento – Pseudo aceleración y Periodo en Y.</i>	
<i>Norma E. 030</i>	228
<i>Tabla 4.62: Desplazamiento – Pseudo aceleración y Periodo en Y.</i>	
<i>NEC SE DS 2015</i>	229
<i>Tabla 4.63: Monitoreo de Desplazamiento vs Fuerza Cortante en la Base en X</i>	
– <i>Norma E 030</i>	231
<i>Tabla 4.64: Monitoreo de Desplazamiento vs Fuerza Cortante en la Base en X</i>	
– <i>NEC SE DS 2015</i>	233
<i>Tabla 4.65: Monitoreo de Desplazamiento vs Fuerza Cortante en la Base en Y</i>	
– <i>Norma E. 030</i>	235
<i>Tabla 4.66: Monitoreo de Desplazamiento vs Fuerza Cortante en la Base en Y</i>	
– <i>NEC SE DS 2015</i>	237
<i>Tabla 4.67: Periodo de Retorno</i>	241
<i>Tabla 4.68: Espectro de Pseudo aceleraciones por Nivel de Sismo en</i>	
<i>Dirección X e Y - Norma E. 030</i>	242
<i>Tabla 4.69: Puntos de Desempeño en la Dirección X</i>	273
<i>Tabla 4.70: Puntos de Desempeño en la Dirección Y</i>	273
<i>Tabla 4.71: Evaluación y Objetivo de Desempeño Sísmico en X-X</i>	274
<i>Tabla 4.72: Evaluación y Objetivo de Desempeño Sísmico en Y-Y</i>	275
<i>Tabla 4.73: Nivel de Desempeño Estructural para Estructuras Esenciales</i>	
<i>y de Uso Especial NEC SE DS - 2015</i>	277
<i>Tabla 4.74: Niveles de Amenaza Sísmica</i>	278
<i>Tabla 4.75: Periodos de Retorno</i>	278
<i>Tabla 4.76: Espectro de Pseudo aceleraciones por Nivel de Sismo Análisis</i>	
<i>en la Dirección “X” e “Y”. NEC SE DS - 2015</i>	279
<i>Tabla 4.77: Puntos de Desempeño en la Dirección X. NEC SE DS - 2015</i>	299
<i>Tabla 4.78: Puntos de Desempeño en la Dirección Y. NEC SE DS - 2015</i>	299
<i>Tabla 4.79: Evaluación y Objetivo de Desempeño Sísmico X-X</i>	300
<i>Tabla 4.80: Evaluación y Objetivo de Desempeño Sísmico Y-Y</i>	301

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 2.1: Diagrama de flujo de la Ingeniería basada en el desempeño</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2.2: Curvas de histéresis esfuerzo-deformación de una viga de hormigón doblemente reforzada sometida a carga cíclica.....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2.3: Modelo de histéresis para columna en Voladizo</i>	<i>12</i>
<i>Figura 2.4: Mapa Sísmico del Perú 1960 – 2012 (profundidad superficial 61 – 300km).....</i>	<i>16</i>
<i>Figura 2.5: Mapa Sísmico del Perú 1960 – 2012 (profundidad Superficial 0 – 60km).....</i>	<i>17</i>
<i>Figura 2.6: Nivel de Resistencia de Edificaciones</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2.7: Zonificación de Distribución Espacial sísmica en el Perú.....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 2.8: Daños por Colisión entre el Edificio Sanborns y de la Av La Reforma 33, ciudad de México debido al sismo del 28 de Julio de 1957.....</i>	<i>22</i>
<i>Figura 2.9: Metodología para el diseño sísmico basado en el desempeño.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2.10: Objetivo de Desempeño Propuesto por Visión 2000.....</i>	<i>42</i>
<i>Figura 2.11: Diagrama Momento - Curvatura típica.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 2.12: Curvatura y Rotación de una Sección.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 2.13: Diagrama Momento - Rotación Simplificado.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 2.14: Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación para Componentes.....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 2.15: Formación de Rotula Plástica en Vigas.....</i>	<i>50</i>

Figura 2.16: Mecanismo Ideal de Formación de Rótulas Plásticas en un Pórtico.....	51
Figura 2.17: Tipos de Falla en Muros Estructurales.....	52
Figura 2.18: Representación del Análisis Estático no Lineal con Carga	
Triangular Distribuida.....	53
Figura 2.19: Ejemplo de Análisis Monotónico y Curva Capacidad.....	54
Figura 2.20: Definición de Resistencia o Capacidad Estructural.....	55
Figura 2.21: Representación Bilineal de la Curva de Capacidad.....	61
Figura 2.22: Curva idealizada fuerza – desplazamiento.....	67
Figura 2.23: Sectorización por Niveles de Desempeño de Modelo	
Bilineal de la Curva Capacidad.....	70
Figura 4.1: Vista Isométrica de Modelamiento Estructural en ETABS V20.....	82
Figura 4.2: Palacio Municipal de Chanchamayo.....	98
Figura 4.3: Irregularidades en Altura.....	103
Figura 4.4: Plano de Distribución Primer Nivel de Palacio Municipal de Chanchamayo.....	107
Figura 4.5: Irregularidades en Planta.....	108
Figura 4.6: Configuraciones Estructurales Recomendadas (NEC SE DS - 2015).....	110
Figura 4.7: Coeficientes de Irregularidad en Planta (NEC SE DS - 2015).....	111
Figura 4.8: Coeficientes de Irregularidad en Elevación (NEC SE DS - 2015).....	112
Figura 4.9: Palacio Municipal de Chanchamayo.....	116
Figura 4.10: Plano en Planta de Primer Nivel de Palacio Municipal de	
Chanchamayo.....	119
Figura 4.11: Material Concreto $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	122
Figura 4.12: Esfuerzo Deformación de Material Concreto $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	123
Figura 4.13: Material Acero de Refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	123
Figura 4.14: Esfuerzo Deformación de Material Acero de Refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	124
Figura 4.15: Vista Isométrica de la estructura modelada en ETABS V20.3.0.....	125
Figura 4.16: Factor de modificación de rigidez de columnas y vigas.	
Norma E 030 (Análisis estático, dinámico).....	127
Figura 4.17: Factor de modificación de rigidez de columnas y vigas.	
Norma E 030 (Análisis estático No Lineal).....	128
Figura 4.18: Factor de modificación de rigidez de muros. Norma E 030	
(Análisis estático, dinámico).....	128
Figura 4.19: Factor de modificación de rigidez de muros. Norma E 030	
(Análisis estático No Lineal).....	129

<i>Figura 4.20: Factor de modificación de rigidez de columnas. NEC SE DS – 2015</i>	
<i>(Análisis Estático, Dinámico y Estático No Lineal)</i>	129
<i>Figura 4.21: Factor de modificación de rigidez de vigas. NEC SE DS – 2015</i>	
<i>(Análisis Estático, Dinámico y No Lineal Estático)</i>	130
<i>Figura 4.22: Factor de modificación de rigidez de muros. NEC SE DS – 2015</i>	
<i>(Análisis Estático, Dinámico y No Lineal Estático)</i>	130
<i>Figura 4.23: Sección de columna 1 - 30x100 cm</i>	131
<i>Figura 4.24: Acero de refuerzo columna 1 - 30x100 cm. Cuantía 1.2 %</i>	131
<i>Figura 4.25: Sección de columna 2 - 30x100 cm</i>	132
<i>Figura 4.26: Acero de refuerzo columna 2 - 30x100 cm. Cuantía 1.44 %</i>	132
<i>Figura 4.27: Sección de columna 3 - 30x50 cm</i>	133
<i>Figura 4.28: Acero de refuerzo columna 30x50 cm. Cuantía 1.29%</i>	133
<i>Figura 4.29: Sección de columna 4 - 30x30 cm</i>	134
<i>Figura 4.30: Acero de refuerzo columna 30x30 cm. Cuantía 1.71%</i>	134
<i>Figura 4.31: Sección de columna Circular 50 cm</i>	135
<i>Figura 4.32: Acero de refuerzo columna circular 50 cm. Cuantía 2.46%</i>	135
<i>Figura 4.33: Sección de viga 30x55 cm</i>	136
<i>Figura 4.34: Acero de refuerzo viga 30x55 cm. Cuantía 0.69%</i>	136
<i>Figura 4.35: Geometría y Acero de Refuerzo Muros 30x100 cm</i>	137
<i>Figura 4.36: Patrones de cargas vivas y permanentes</i>	138
<i>Figura 4.37: Casos de Carga tipo Lineal Estático</i>	138
<i>Figura 4.38: Combinaciones de carga conforme Norma E. 030</i>	139
<i>Figura 4.39: Sismo Estático en "X"</i>	140
<i>Figura 4.40: Sismo Estático en "Y"</i>	140
<i>Figura 4.41: Sismo Dinámico en "X"</i>	141
<i>Figura 4.42: Sismo Dinámico en "Y"</i>	142
<i>Figura 4.43: Excentricidad por Sismo Dinámico en X e Y</i>	142
<i>Figura 4.44: Patrones de Carga</i>	143
<i>Figura 4.45: Fuente de Masa – Norma E 030</i>	143
<i>Figura 4.46: Fuente de Masa – NEC SE DS - 2015</i>	144
<i>Figura 4.47: Carga viva y permanente asignada del piso 1 al 7</i>	145
<i>Figura 4.48: Carga viva y permanente asignada a la azotea</i>	145
<i>Figura 4.49: Idealización de Brazos Rígidos</i>	146
<i>Figura 4.50: Vista Isométrica de estructura con asignación de brazos rígidos</i>	147
<i>Figura 4.51: Asignación de Brazo Rígido en columna C4 – Piso 2</i>	148
<i>Figura 4.52: Diafragma Rígido asignado al piso 3</i>	149

<i>Figura 4.53: Espectro Pseudo Aceleración - Norma E. 030</i>	150
<i>Figura 4.54: Espectro de Diseño en Dirección "X" e "Y" obtenido y aplicado en ETABS - Norma E. 030</i>	152
<i>Figura 4.55: Espectro de Diseño en Dirección "X" e "Y" obtenido y aplicado en ETABS -NEC SE DS -2015</i>	153
<i>Figura 4.56: Fuerza Cortante – Sismo Estático en "X" (Max. -892.46 tonf)</i>	161
<i>Figura 4.57: Fuerza Cortante – Sismo Estático en "Y" (Max. -1039.21 tonf)</i>	161
<i>Figura 4.58: Fuerza Cortante – Sismo Dinámico en "X" (Max. 804.90 tonf)</i>	162
<i>Figura 4.59: Fuerza Cortante – Sismo Dinámico en "Y" (Max. 935.92 tonf)</i>	162
<i>Figura 4.60: Fuerza Cortante – Sismo Estático en "X" (Max. -557.84 tonf)</i>	172
<i>Figura 4.61: Fuerza Cortante – Sismo Estático en "Y" (Max. -557.84 tonf)</i>	172
<i>Figura 4.62: Fuerza Cortante – Sismo Dinámico en "X" (Max. 502.34 tonf)</i>	173
<i>Figura 4.63: Fuerza Cortante – Sismo Dinámico en "Y" (Max. 502.54 tonf)</i>	173
<i>Figura 4.64: Propiedades No lineales del Concreto $f_c=210$ kg/cm²</i>	175
<i>Figura 4.65: Diagrama de tensión del Concreto $f_c=210$ kg/cm²</i>	176
<i>Figura 4.66: Propiedades No lineales del Acero de Refuerzo $f_y=4200$ kg/cm²</i>	176
<i>Figura 4.67: Diagrama de tensión del Acero de Refuerzo $f_y=4200$ kg/cm²</i>	177
<i>Figura 4.68: Patrón de Carga distribuida en todos los pisos Norma E 030 - Dirección X</i>	178
<i>Figura 4.69: Patrón de Carga distribuida en todos los pisos Norma E 030 - Dirección Y</i>	179
<i>Figura 4.70: Patrón de Carga distribuida en todos los pisos NEC SE DS - 2015 - Dirección X</i>	180
<i>Figura 4.71: Patrón de Carga distribuida en todos los pisos NEC SE DS - 2015 - Dirección Y</i>	181
<i>Figura 4.72: Caso de carga Gravitacional – Norma E 030</i>	182
<i>Figura 4.73: Caso de carga Gravitacional – NEC SE DS - 2015</i>	183
<i>Figura 4.74: Caso de carga Pushover en X</i>	184
<i>Figura 4.75: Caso de carga Pushover en Y</i>	185
<i>Figura 4.76: Punto de control de desplazamiento</i>	186

<i>Figura 4.77: Distancia Relativa de cada elemento (vigas y columnas)</i>	187
<i>Figura 4.78: Asignación de Rótulas en vigas Con Caso de carga Pushover en X</i>	187
<i>Figura 4.79: Asignación de Rótulas en vigas Con Caso de carga Pushover en Y</i>	188
<i>Figura 4.80: Propiedades de rótula para carga cortante en vigas</i>	188
<i>Figura 4.81: Propiedades de rótula para flexo compresión en columnas</i>	189
<i>Figura 4.82. Representación del Procedimiento Estático Lineal</i>	190
<i>Figura 4.83. Curva Capacidad Estructural</i>	191
<i>Figura 4.84: Desempeño Sísmico</i>	192
<i>Figura 4.85: comparación cualitativa entre normas NTP E.030-2018 Y</i>	
<i>NEC-SE-DS-2015</i>	193
<i>Figura 4.86: Comparación Cortante Estático en X entre la</i>	
<i>Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015</i>	196
<i>Figura 4.87: Comparación Cortante Estático en Y entre la</i>	
<i>Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015</i>	197
<i>Figura 4.88: Comparación Cortante Dinámico en X entre la</i>	
<i>Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015</i>	199
<i>Figura 4.89: Comparación Cortante Dinámico en Y entre la</i>	
<i>Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015</i>	200
<i>Figura 4.90: Factor de Escala para la Deriva Inelástica por Sismo Estático en X</i>	
- <i>Norma E. 030</i>	201
<i>Figura 4.91: Factor de Escala para la Deriva Inelástica por Sismo Estático en Y</i>	
- <i>Norma E. 030</i>	202
<i>Figura 4.92: Factor de Escala para la Deriva Inelástica por Sismo Estático en X</i>	
- <i>NEC SE DS - 2015</i>	203
<i>Figura 4.93: Factor de Escala para la Deriva Inelástica por Sismo Estático en Y</i>	
- <i>NEC SE DS - 2015</i>	204
<i>Figura 4.94: Comparación de Deriva Inelástica por Sismo Estático en X</i>	
<i>entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015</i>	206
<i>Figura 4.95: Comparación de Deriva Inelástica por Sismo Estático en Y</i>	
<i>entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015</i>	207
<i>Figura 4.96: Comparación de Deriva Inelástica por Sismo Dinámico en X</i>	
<i>entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015</i>	209
<i>Figura 4.97: Comparación de Deriva Inelástica por Sismo Dinámico en Y</i>	
<i>entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015</i>	210
<i>Figura 4.98: Comparación de Máximo Desplazamiento por Sismo Estático en X</i>	

entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015	212
Figura 4.99: Comparación de Máximo Desplazamiento por Sismo Estático en Y entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015	214
Figura 4.100: Comparación de Máximo Desplazamiento por Sismo Dinámico en X entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015	215
Figura 4.101: Comparación de Máximo Desplazamiento por Sismo Dinámico en Y entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015	217
Figura 4.102: Curva Capacidad Pushover en "X" – Norma E 030.....	218
Figura 4.103: Curva Capacidad Pushover en "X" – NEC SE DS - 2015.....	220
Figura 4.104: Comparación Curva Capacidad Pushover en "X" – Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015.....	221
Figura 4.105: Curva Capacidad Pushover en "Y" – Norma E. 030.....	222
Figura 4.106: Curva Capacidad Pushover en "Y" – NEC SE DS - 2015.....	223
Figura 4.107: Comparación Curva Capacidad Pushover en "Y" – Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015.....	224
Figura 4.108: Punto de Desempeño "X" FEMA 440 – NORMA E 030 – Sismo de Diseño 475 años	225
Figura 4.109: Punto de Desempeño "X" FEMA 440 – NEC SE DS - 2015 – Sismo de Diseño 475 años	227
Figura 4.110: Comparación Punto de Desempeño "X" FEMA 440 – NORMA E 030 y NEC SE DS 2015 – Sismo de Diseño 475 años.....	228
Figura 4.111: Punto de Desempeño "Y" FEMA 440 – NORMA E 030 – Sismo de Diseño 475 años	229
Figura 4.112: Punto de Desempeño "Y" FEMA 440 – NEC SE DS 2015 – Sismo de Diseño 475 años	230
Figura 4.113: Comparación Punto de Desempeño "Y" FEMA 440 – NORMA E. 030 y NEC SE DS 2015 – Sismo de Diseño 475 años.....	231
Figura 4.114: Formación de Rótulas máximas por Pushover en "X" – NORMA E 030.....	232
Figura 4.115: Desempeño máximo de la Estructura por Pushover en "X" – NORMA E. 030.....	233
Figura 4.116: Formación de Rótulas máximas por Pushover en "X" – NEC SE DS 2015.....	234
Figura 4.117: Desempeño máximo de la Estructura por Pushover en "X" – NEC SE DS 2015.....	235
Figura 4.118: Formación de Rótulas máximas por Pushover en "Y" – NORMA E 030.....	236

<i>Figura 4.119: Desempeño máximo de la Estructura por Pushover en “Y”</i>	
– NORMA E. 030.....	237
<i>Figura 4.120: Formación de Rótulas máximas por Pushover en “Y”</i>	
– NEC SE DS 2015.....	238
<i>Figura 4.121: Desempeño máximo de la Estructura por Pushover en “Y”</i>	
– NEC SE DS 2015.....	239
<i>Figura 4.122: Espectros Elásticos de Pseudo Aceleraciones en</i>	
<i>Dirección X-X.....</i>	243
<i>Figura 4.123 : Representación Bilineal de la Curva de Capacidad en la</i>	
<i>Dirección X-X.....</i>	244
<i>Figura 4.124: Representación Bilineal de la Curva de Capacidad en la</i>	
<i>Dirección Y-Y.....</i>	246
<i>Figura 4.125: Límites de Desempeño.....</i>	247
<i>Figura 4.126: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X</i>	
<i>(42 años).....</i>	249
<i>Figura 4.127: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X</i>	
<i>(72 años).....</i>	251
<i>Figura 4.128: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X</i>	
<i>(475 años).....</i>	253
<i>Figura 4.129: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X</i>	
<i>(975 años).....</i>	255
<i>Figura 4.130: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X</i>	
<i>(1500 años).....</i>	257
<i>Figura 4.131: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X</i>	
<i>(2500 años).....</i>	259
<i>Figura 4.132: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y</i>	
<i>(42 años).....</i>	260
<i>Figura 4.133: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y</i>	
<i>(72 años).....</i>	263
<i>Figura 4.134: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y</i>	
<i>(475 años).....</i>	265
<i>Figura 4.135: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y</i>	
<i>(975 años).....</i>	267
<i>Figura 4.136: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y</i>	
<i>(1500 años).....</i>	269
<i>Figura 4.137: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y</i>	
<i>(2500 años).....</i>	271
<i>Figura 4.138: Desempeño Sísmico en X-X.....</i>	274

<i>Figura 4.139: Desempeño Sísmico en Y-Y</i>	275
<i>Figura 4.140: Espectros Elásticos de Pseudo Aceleraciones en Dirección X-X</i>	280
<i>Figura 4.141: Representación Bilineal de la Curva de Capacidad en la</i> <i>Dirección X-X</i>	281
<i>Figura 4.142: Representación Bilineal de la Curva de Capacidad en la</i> <i>Dirección Y-Y</i>	283
<i>Figura 4.143: Límites de Desempeño</i>	285
<i>Figura 4.144: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X</i> <i>(72 años)</i>	287
<i>Figura 4.145: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X</i> <i>(475 años)</i>	289
<i>Figura 4.146: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X</i> <i>(2500 años)</i>	291
<i>Figura 4.147: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y</i> <i>(72 años)</i>	293
<i>Figura 4.148: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y</i> <i>(475 años)</i>	295
<i>Figura 4.149: Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y</i> <i>(2500 años)</i>	297
<i>Figura 4.150: Desempeño Sísmico en X-X</i>	300
<i>Figura 4.151: Desempeño Sísmico en Y-Y</i>	301

RESUMEN

La tesis se enfoca en evaluar la estructura del Palacio Municipal de Chanchamayo en Perú mediante el método de desempeño sísmico y comparar dos normativas: la Norma Técnica Peruana NTP E. 030 y la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015. La estructura del Palacio Municipal es irregular en planta y altura, con una distribución desigual de masas que causa torsión entre pisos debido a la excentricidad. La evaluación según la Norma E. 030 la clasifica como de tipo dual en el sentido “X” y con muros estructurales en el sentido “Y”, mientras que la norma NEC SE DS – 2015 la considera con muros estructurales en ambos sentidos. Se generan espectros de diseño para ambas normas y se realizan análisis estáticos y dinámicos, encontrando cortantes por piso mayores según la Norma E. 030 y mayores derivas según la NEC SE DS – 2015. Además, se realiza un análisis No Lineal pushover que indica que la estructura es muy rígida con una ductilidad del 2.77 y 2.36 en el sentido X e Y respectivamente para la Norma E. 030, mientras que para la NEC SE DS 2015 la ductilidad es de 2.89 y 2.17 respectivamente en ambos sentidos. Se crea un modelo computacional con propiedades no lineales y se evalúan los niveles de desempeño según ASCE 41-13. Los resultados señalan que el desempeño estructural del Palacio Municipal de Chanchamayo cumple con los estándares recomendados para edificaciones esenciales según las normas SEAOC VISIÓN 2000 en ambas normativas.

Palabras claves: Desempeño sísmico, análisis estático no lineal, curva de capacidad, peligro sísmico, punto de desempeño, nivel de desempeño.

ABSTRACT

The thesis focuses on evaluating the structure of the Municipal Palace of Chanchamayo in Peru using the seismic performance method and comparing two regulations: the Peruvian Technical Standard NTP E. 030 and the Ecuadorian Standard NEC SE DS – 2015. The structure of the Municipal Palace is irregular in plan and height, with an unequal distribution of masses that causes torsion between floors due to eccentricity. The evaluation according to Standard E. 030 classifies it as dual type in the “X” direction and with structural walls in the “Y” direction, while the NEC SE DS – 2015 standard considers it with structural walls in both directions. Design spectra are generated for both standards and static and dynamic analyzes are carried out, finding higher shears per floor according to Standard E. 030 and higher drifts according to the NEC SE DS – 2015. In addition, a Non-Linear pushover analysis is carried out which indicates that The structure is very rigid with a ductility of 2.77 and 2.36 in the X and Y direction respectively for Standard E. 030, while for NEC SE DS 2015 the ductility is 2.89 and 2.17 respectively in both directions. A computational model with nonlinear properties is created and performance levels are evaluated according to ASCE 41-13. The results indicate that the structural performance of the Municipal Palace of Chanchamayo meets the recommended standards for essential buildings according to the SEAOC VISIÓN 2000 standards in both regulations.

Keywords: Seismic performance, nonlinear static analysis, capacity curve, seismic hazard, performance point, performance level.

INTRODUCCIÓN

El Perú y el Ecuador se encuentran en un área de intensa actividad sísmica demostrado en la historia por la gran cantidad de sismos de considerables magnitudes ocasionando lamentables pérdidas de vidas humanas y que han obligado a ambos países a actualizar sus normas para minimizar los daños que estos eventos puedan traer. En esta oportunidad en la presente tesis se está evaluando la estructura del Palacio Municipal de Chanchamayo, ubicado en el departamento de Junín – Perú y se realizará la comparación entre la Norma Técnica Peruana NTP E. 030 y la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015 aplicando el método del diseño basado en desempeño o desplazamientos que es una metodología que se utiliza en la evaluación y edificación de estructuras, para diseñar estructuras que puedan resistir los efectos de los movimientos sísmicos y evitar posibles colapsos. Esta técnica se basa en la identificación de las zonas sísmicas en la que se ubica la edificación y en la determinación de los movimientos potenciales que puede experimentar la estructura en caso de terremotos. Es una metodología fundamental en la evaluación y construcción de edificaciones en zonas sísmicas, ya que permite diseñar estructuras más seguras y adaptadas a las condiciones del entorno.

El enunciado del problema, el razonamiento, los objetivos y las hipótesis se incluyen en el Capítulo I. El marco teórico, el contexto del estudio y los fundamentos de los niveles de rendimiento, la peligrosidad sísmica, los objetivos de rendimiento y el análisis estático no lineal (Pushover) se tratan en el Capítulo II. La metodología se aborda en el Capítulo III e incluye la elección de la población y la muestra del estudio, la operacionalización de las variables, el tipo, el diseño de la investigación y los métodos de recogida de datos. Por último, el Capítulo V contiene las conclusiones, las sugerencias, las referencias bibliográficas, la matriz de coherencia y los anexos. El Capítulo IV muestra los resultados obtenidos.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 Planteamiento del Problema

Debido a su ubicación en una de las áreas de mayor actividad de subducción a nivel mundial, Perú presenta una elevada sismicidad. Debido a esta circunstancia, el edificio es muy vulnerable a eventos sísmicos tanto de baja como de gran magnitud, lo que pone a prueba la integridad estructural del edificio y el diseño que se autorizó en el momento de su construcción. El tipo de análisis y criterios de diseño que se aplicaron al momento de la construcción del edificio del Palacio Municipal de la Municipalidad de Chanchamayo se basó en la Norma E. 030 – 2003 de diseño sismorresistente desactualizada.

Para determinar si la estructura en cuestión satisface los requisitos de funcionalidad y seguridad estructural y no representa un riesgo para sus ocupantes, se evaluará en este contexto la estructura conocida como Palacio Municipal de la provincia de Chanchamayo en base a su capacidad de respuesta ante esfuerzos sísmicos. Para conocer la resistencia estructural del edificio, la presente investigación se concentrará en evaluar el estado estructural existente de la edificación.

La Norma E 030 Diseño Sismorresistente en Perú sólo tiene en cuenta un nivel de intensidad sísmica a la hora de diseñar estructuras; este nivel se conoce como Terremoto Raro de Visión 2000 y Terremoto de Diseño ATC-40, respectivamente. Según la norma peruana E-030, la planificación para un único nivel de intensidad sísmica crea ambigüedad en cuanto al excelente comportamiento estructural para diversos grados de intensidad sísmica. (Piqué, 1995) Afirma: La verificación o calibración del diseño teniendo en cuenta la condición límite del sismo de diseño no se lleva a cabo en base a las demandas o

solicitudes de sismos, lo que significa que no se puede garantizar la verdadera capacidad estructural para resistir estas condiciones.

Debido a estas circunstancias, el propósito principal de esta tesis es analizar el comportamiento de esta estructura de sistema dual y muros estructurales de concreto armado haciendo uso del método basado en desplazamientos comparando la Norma E. 030 Diseño Sismorresistente del Perú y la Norma Ecuatoriana NEC-SE--DS 2015.

1.2 Formulación del Problema

1.2.1 Problema General

¿Cuál es la metodología racional para evaluar el desempeño sísmico del Palacio Municipal de la Provincia de Chanchamayo comparando los lineamientos de la Norma Peruana E. 030 y la Norma Ecuatoriana NEC SE DE - 2015?

1.2.2 Problemas Específicos

- 1.- ¿Cuál sería el modelo óptimo de análisis del Palacio Municipal de la Municipalidad Provincial de Chanchamayo?
- 2.- ¿Cual sería el desempeño estructural de la edificación aplicando los parámetros de la Norma E. 030 y la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015
- 3.- ¿Cuál será la curva de capacidad de la estructura conforme a su configuración estructural?
- 4.- ¿Qué recomendaciones se espera para garantizar la seguridad estructural de la edificación para reducir riesgos ante futuros eventos sísmicos?
- 5.- ¿Qué diseño se realizará a la estructura considerando la Norma E. 030 Diseño Sismorresistente y la Norma Ecuatoriana NEC SE DS - 2015?

1.3 Justificación de la Investigación

El Perú es un país sísmicamente activo, al momento de llevar a cabo el diseño de los edificios, es crucial considerar cuidadosamente la influencia de la actividad

sísmica y tener presente que no son los sismos en sí los que causan las tragedias, sino las estructuras que no son diseñadas con las precauciones adecuadas.

Actualmente, el diseño sismorresistente de edificios, se basa mayoritariamente en el uso de métodos basados en fuerzas. Al utilizar factores de disminución de la resistencia en relación al tipo de edificación, esta estrategia limita los daños previstos en el edificio. Este enfoque ha sido objeto de críticas por una serie de fallos que dan lugar a diseños en los que la susceptibilidad de las estructuras resultantes no es coherente.

El diseño basado en el desplazamiento (DBD), una herramienta que ha incrementado su popularidad en el diseño de edificios regulares porque ofrece una serie de ventajas sobre los métodos convencionales basados en la fuerza, es uno de los métodos que se han aplicado para abordar estas cuestiones y los riesgos sísmicos en los últimos años.

Esta metodología es útil ya que se ha utilizado comúnmente para rehabilitaciones o análisis de vulnerabilidad de estructuras existentes, pero también se ha reconocido como una herramienta de diseño para estructuras nuevas. También permite realizar una evaluación más precisa del comportamiento sísmico de una estructura. Se generan espectros de diseño y se realizan análisis estáticos y dinámicos. Además, se pueden realizar análisis no lineales pushover para evaluar la rigidez y ductilidad de la estructura en diferentes direcciones.

Esta metodología basada en desempeño sísmico es una herramienta importante para evaluar y diseñar estructuras en zonas de alto peligro sísmico. Permite obtener una mejor comprensión del comportamiento de la estructura y garantizar su seguridad ante eventos sísmicos.

Basándonos en lo mencionado anteriormente, surge la propuesta de llevar a cabo esta tesis con el propósito de evaluar el Palacio Municipal de la provincia de Chanchamayo, por su particularidad de ser una estructura irregular en planta y elevación y comparando los resultados tomando en consideración los lineamientos

de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E. 030 y la Norma Ecuatoriana NEC SE DE -2015, además de aportar al mejoramiento de la capacidad sísmica de las estructuras de concreto armado a través de la implementación del método de DBD.

1.4 Objetivos de la Investigación

1.4.1 Objetivo General

Evaluar mediante el Desempeño Sísmico el estado actual del edificio del Palacio Municipal de la Municipalidad Provincial de Chanchamayo, Con el fin de sugerir acciones a implementar para asegurar la integridad estructural del edificio y reducir al mínimo los riesgos en caso de futuros eventos sísmicos. Para la presente Investigación se ha empleado la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E. 030 y la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015 para comparar sus resultados.

1.4.2 Objetivos Específicos

- 1 Realizar un análisis de la condición actual de la edificación con el objetivo de determinar la presencia de daños estructurales, identificar las causas principales que ocasionaron dichos daños y proponer soluciones adecuadas.
- 2 Determinar el nivel de desempeño estructural que la estructura en cuestión podría alcanzar bajo las condiciones actuales.
- 3 Calcular la curva de capacidad de carga de la estructura utilizando el enfoque del método estático no lineal.
- 4 Realizar el diseño sísmico de la estructura mediante el método directo basado en desplazamientos adaptando algunos parámetros a la Norma E 030 Diseño Sismorresistente y la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015.
- 5 Presentar de manera general recomendaciones que se deben seguir con el objetivo de asegurar la integridad estructural del edificio y reducir los riesgos asociados a posibles eventos sísmicos en el futuro.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes de la Investigación

El diseño basado en desempeño es una metodología que sirve para realizar la evaluación de la capacidad sísmica de una estructura nueva o existente. Nació en el año 1995 mediante el Comité Visión 2000 (1995) de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California. El procedimiento fue definido en la ATC 40 (1996), donde se propuso el método del espectro de capacidad que determina el punto de desempeño mediante la determinación de la curva de capacidad con el espectro reducido, FEMA 273 (1997) propuso el método de los coeficientes que determina el desplazamiento objetivo, FEMA 356 (2000) se mejora este método con la utilización de tablas, FEMA 440 (2005) se realizó una mejora sustancial a los elementos No Lineales mejorando el método de capacidad y el de los coeficientes, FEMA P-58-1, ASCE/SEI 41-13, ASCE/SEI 41-17 (2017) última actualización.

En la actualidad, el trabajo de investigación más avanzado y documentado es el realizado por Priestley et al. (2007).

Entre los estudios previamente investigados, se destaca el trabajo realizado por Vidot y Kowalsky (2013), el cual llevó a cabo una comparación exhaustiva entre la metodología de diseño basada en desplazamiento y la metodología basada en fuerzas para estructuras aporticadas. Algunas conclusiones principales que se pueden resaltar son: 1) Se lograron disminuir el tamaño de los componentes estructurales mediante la implementación del enfoque de diseño basado en desplazamiento. 2) Ambos métodos lograron controlar de manera precisa la máxima deriva, aunque se observó una discrepancia significativa entre los datos esperados y los obtenidos mediante un análisis inelástico cronológico en el caso del método basado en fuerzas. 3) Los desplazamientos elásticos tendieron a subestimar los desplazamientos en los primeros pisos y a sobreestimarlos en los últimos pisos. (Fidel G, 2016).

Carrillo, J. (2008), en su artículo titulado “EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS UTILIZANDO UN DISEÑO POR DESEMPEÑO” tuvo como objetivo discutir la necesidad de actualizar los métodos de diseño sísmico y la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras debido a cambios en los códigos de diseño. La finalidad es resaltar la discrepancia entre los métodos simplificados actuales y el comportamiento real de las estructuras bajo cargas sísmicas, promoviendo un enfoque de diseño por desempeño más preciso y representativo, ejemplificado mediante un caso de estudio. Concluye que los métodos simplificados actuales son demasiado conservadores y no precisos, mientras que el diseño por desempeño proporciona mejores estimaciones del comportamiento sísmico, reduciendo la necesidad de costosas rehabilitaciones.

Badillo, A. S., & Gilmore, A. T. (2008), en su trabajo de investigación “DISEÑO POR DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS DÚCTILES DE CONCRETO REFORZADO UBICADAS EN LA ZONA DEL LAGO DEL DISTRITO FEDERAL: EJEMPLO DE APLICACIÓN”, tiene como objetivo mejorar el desempeño de las estructuras bajo las regulaciones sísmicas actuales mediante metodologías de diseño que controlan la respuesta dinámica. La finalidad es garantizar que las estructuras soporten terremotos sin sufrir daños significativos, adoptando un enfoque dual que considere tanto los estados límite de servicio como los de seguridad, incluyendo la fatiga y el deterioro del ciclo histerético en el diseño, para prevenir daños sísmicos y reducir las pérdidas económicas. Las conclusiones indican que las regulaciones actuales son insuficientes, por lo que se necesita un enfoque que controle la respuesta dinámica y considere estados límite y deterioro material para mejorar la resistencia y durabilidad de las estructuras, siendo fundamental integrar prediseño y diseño local para prevenir daños y reducir costos.

Bances Puerta, G. A. (2022), en su trabajo de Investigación “ESTADO DE ARTE DEL ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO Y DINÁMICO PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO INELÁSTICO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO”, tiene como principal objetivo estudiar acerca del

estado de arte actual no lineal en estructuras; con la finalidad de incorporar las debidas metodologías del análisis no lineal estático y dinámico. Concluye en la Necesidad de Innovación en Ingeniería Sísmica y Estructural que ha experimentado avances significativos debido a la tecnología reduciendo las pérdidas humanas, económicas y estructurales causadas por sismos de diversas magnitudes, incorporando el Análisis No Lineal para mejorar el diseño estructural con Metodologías actualizadas con los procedimientos y normas actuales.

Bermúdez Chávez, L. A. (2021), en su trabajo de investigación “EVALUACIÓN DE LA APLICACIÓN DEL ANÁLISIS NO LINEAL AL DESARROLLO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO INFLUENCIADAS POR FUERZAS SÍSMICAS EN EDIFICACIONES URBANAS: UNA REVISIÓN DE LA LITERATURA CIENTÍFICA DE LOS AÑOS 2006 – 2019”, tiene como objetivo proporcionar una visión general del análisis no lineal en la ingeniería civil, evaluando sus ventajas y limitaciones para representar de manera realista el comportamiento de las estructuras bajo esfuerzos sísmicos y su influencia en el diseño y desarrollo de estructuras de armado concreto. La finalidad es informar sobre las ventajas y limitaciones del análisis no lineal, redefinir el contexto del diseño estructural y promover la investigación continua para mejorar su comprensión y aplicación. Concluye destacando la importancia del análisis no lineal para mejorar significativamente el diseño estructural, comprendiendo y manejando adecuadamente sus ventajas y limitaciones.

Ugas Cervera, M. L. (2021), en su trabajo de Investigación “ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SÍSMICA BASADO EN EL MÉTODO PUSHOVER” tiene como objetivo evaluar la fragilidad de las estructuras de los edificios en Chiclayo en el contexto de la alta actividad sísmica debido al movimiento de la placa tectónica de Nazca y el silencio sísmico local, con la finalidad de destacar que muchos edificios, especialmente los antiguos y mal diseñados, son vulnerables por estar construidos bajo normativas desactualizadas y debido al envejecimiento. La conclusión es que estas estructuras son frágiles en términos de resistencia sísmica y requieren atención para mejorar su seguridad frente a posibles terremotos.

2.2 Bases Teóricas Científicas

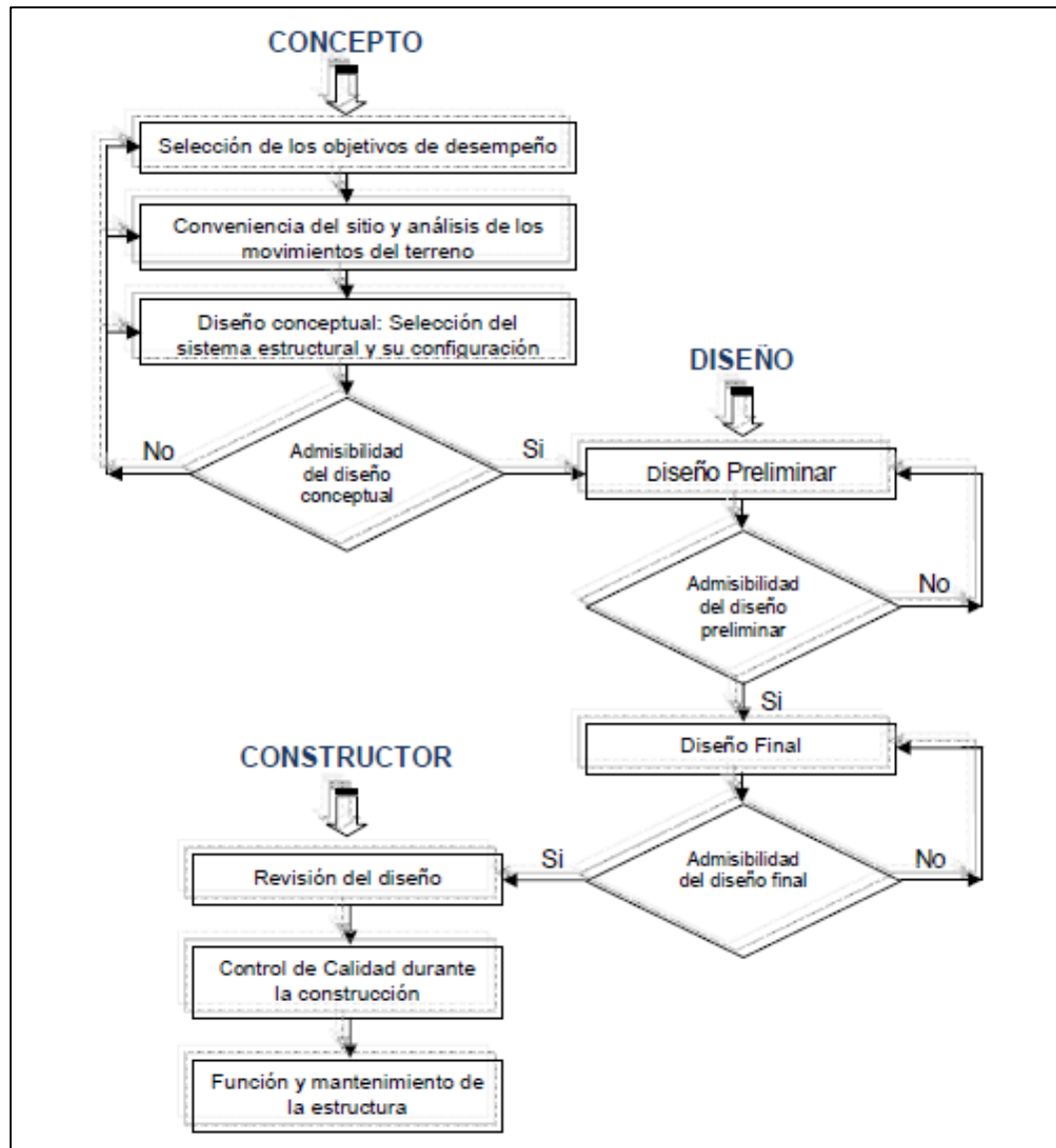
Tanto FEMA 178 (originalmente publicado para la evaluación de sismicidad en edificios y destinado a predecir el tipo de daños que podrían experimentar en futuros eventos) como FEMA 273 (posteriormente sustituido por FEMA 356), ambos emitidos para el diseño de la rehabilitación de edificios, expresan el concepto y los criterios de comportamiento sísmico. ASCE/SEI ha estandarizado estos documentos como ASCE 31 y ASCE 41, respectivamente. (Marco S., 2010).

El cumplimiento de los niveles de rendimiento esenciales para el edificio, sus habitantes y ocupantes se garantiza mediante un diseño basado en el rendimiento, que prevé y analiza con precisión las necesidades y capacidades de la estructura. Para expresar los niveles de rendimiento se utilizan estados de daños que se ajustan a las condiciones límite. El establecimiento de objetivos aceptables, normas de rendimiento y criterios de aceptación son alternativas factibles. Hoy en día, las herramientas computacionales pueden utilizarse para evaluar y prever el desempeño estructural, determinar diversos niveles de rendimiento y ofrecer una imagen más completa de todas las funciones que puede realizar una estructura. Además, es posible mejorar la evaluación postsísmica, optimizar la evaluación de las pérdidas, proporcionar una opción viable para los niveles de rendimiento, mejorar la evaluación y rehabilitación de los edificios ya construidos (también conocida como "rehabilitación"), e impulsar la eficacia de la investigación en ingeniería sismorresistente. (Holmes, 2000).

El rendimiento se mide en términos del grado de daño que sufre una estructura como resultado de un evento sísmico y cómo este daño afecta a las actividades que tienen lugar después del evento. Esta idea puede aplicarse a todo tipo de estructuras, incluidas sus partes no estructurales y su contenido, por lo que no se limita únicamente a los edificios. (Bonnet Diaz, 2003).

Figura 2.1

Diagrama de flujo de la Ingeniería basada en el desempeño



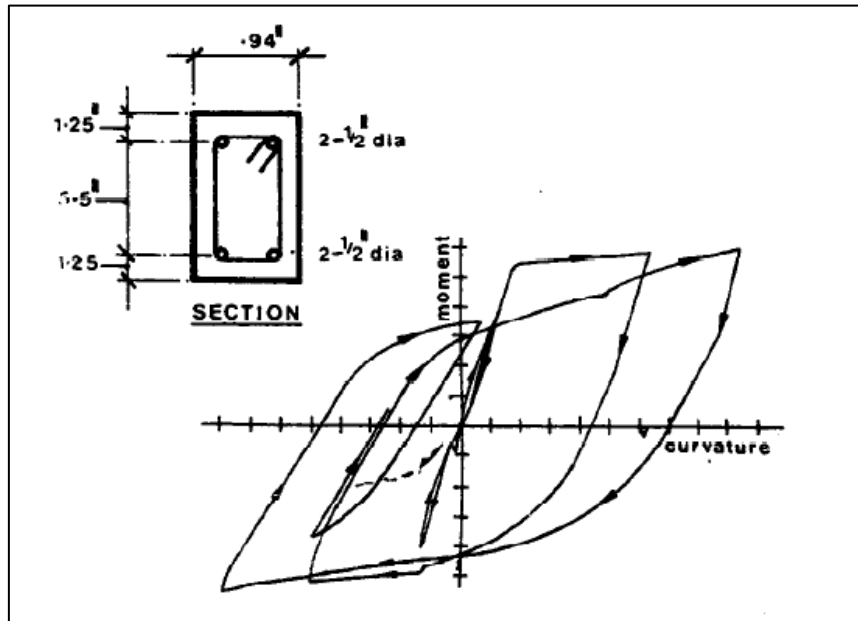
Fuente: Vision 2000, 1995 (Dominguez 2009)

2.2.1 Comportamiento Sísmico de Estructuras

El principal factor que afecta a la respuesta sísmica de las estructuras de concreto reforzado es la ductilidad. La distribución de la armadura longitudinal y transversal y el confinamiento dentro de los componentes del sistema estructural tienen un impacto significativo en la forma que toman los ciclos histeréticos. Así, en los ciclos de la Figura 2.2 se observa el comportamiento dúctil sin pérdida de resistencia que presentan las vigas con refuerzo en ambas caras y con un buen confinamiento. El caso opuesto, corresponde a una viga sin confinamiento, que presenta pérdida de resistencia y degradación de rigidez. Por lo tanto, es indispensable elegir con cuidado el modelo matemático de curvas de histéresis que refleje los detalles de una construcción concreta, usando métodos como los propuestos por Park (1973) y Otani (1981). Desafortunadamente, la mayoría de los ensayos sobre vigas y columnas, no han incluido los sistemas de pisos y, por lo tanto, la respuesta de la estructura completa no ha sido evaluada propiamente. Diferentes investigadores han confirmado que los diafragmas de piso y las vigas laterales tienen un efecto considerable sobre el comportamiento histerético de estas estructuras (Dowrick, 1997). A continuación, se describe el comportamiento histerético de los elementos sometidos a flexión uniaxial con y sin fuerza axial, que corresponden generalmente a los elementos tipo columna y tipo viga, respectivamente.

Figura 2.2

Curvas de histéresis esfuerzo-deformación de una viga de hormigón doblemente reforzada sometida a carga cíclica



Fuente: Park et al., 1972

2.2.2 Respuesta Dinámica de Estructuras

La respuesta de una estructura durante un sismo está influenciada por las propiedades del terreno en movimiento, el suelo cercano y la propia estructura (Chen & Scawthorn, 2003). La vibración de la estructura amplifica de manera significativa los movimientos del suelo, lo que resulta en aceleraciones varias veces mayores en la estructura en comparación con las del terreno (Bazán & Meli, 2002). El estudio de las estructuras suele hacerse con la presunción de que las características de los cimientos no guardan relación con el movimiento aplicado en la base de la estructura ni con las fuerzas estáticas comparables impuestas en sus distintos niveles. No obstante, existen situaciones en las que el movimiento puede ocurrir en cualquier punto a lo largo del límite entre el suelo y la estructura es notablemente diferente de lo que habría ocurrido allí si la estructura no hubiera estado allí; en estas circunstancias, se dice que existe interacción suelo-estructura (Bazán & Meli, 2002). A diferencia del modelo de base fija, que no tiene en cuenta

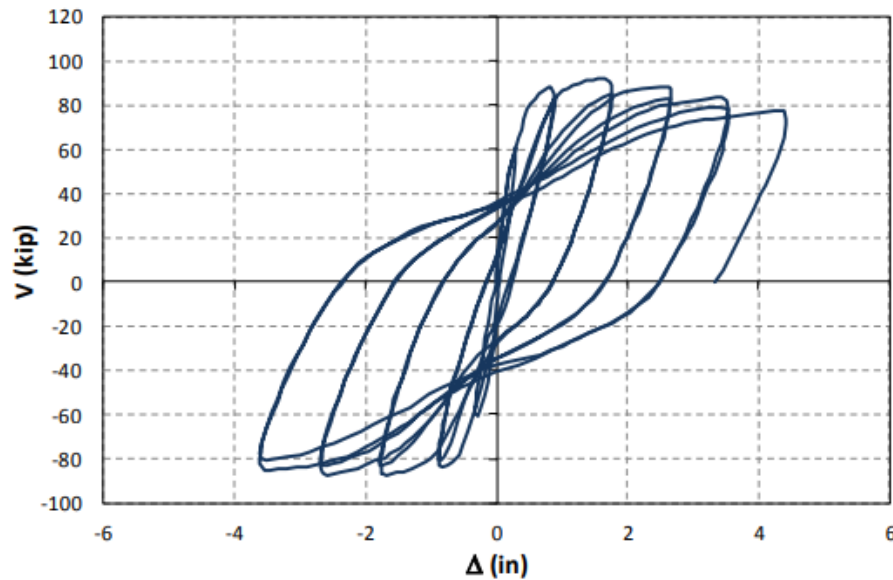
las características del suelo de cimentación, la interacción suelo-estructura tiene un efecto significativo en el comportamiento dinámico de la estructura, lo que resulta en un aumento del periodo fundamental y el amortiguamiento del sistema. (García, 2006).

2.2.3 Comportamiento No Lineal de Estructuras

El comportamiento inelástico de las estructuras está caracterizado por el desempeño individual de cada uno de los componentes que forman el sistema. Este comportamiento es estudiado analíticamente con diferentes softwares de computador, basado en ensayos experimentales de los que se puede obtener modelos de comportamiento histérico que incorporan disminución de la rigidez y/o resistencia para las vigas y columnas y más específicamente para los muros en los sistemas que los requieran. Las formas específicas de los ciclos de histéresis definen el comportamiento final del conjunto global (edificación), específicamente en el comportamiento final de la estructura cuando se acerca al colapso. Es por esto que distintos softwares (SAP2000, PERFORM 3D, OPENSIS) que permiten incorporar la degradación de la rigidez y de la resistencia en sus modelos de análisis requieren de una calibración analítica que debe hacerse con base en los ensayos experimentales registrados en la literatura y en los eventos sísmicos catastróficos que han ocurrido a lo largo de la historia. La calibración de los modelos de histéresis en elementos de concreto reforzado han demostrado ser capaces de recrear las características que influyen en la degradación (Ibarra & Krawinkler, 2005).

Figura 2.3

Modelo de histéresis para columna en Voladizo



Fuente: Tanaka, 1990

2.2.4 Análisis Estático No Lineal

La carga lateral gradual que conduce al supuesto colapso es el foco del estudio no lineal o pushover. La curva de capacidad, que ilustra la relación entre las fuerzas horizontales y los desplazamientos requeridos por las fuerzas laterales, demuestra cómo afecta esto al comportamiento de la estructura. De acuerdo con un orden predeterminado de cargas, las cargas laterales se distribuyen a lo largo de la estructura en un modelo. Se empleará una secuencia de cargas basada en la geometría del modo de vibración inicial de la estructura, ya que las investigaciones previas y los criterios técnicos han comprobado que las fuerzas experimentan un incremento proporcional a la altura del edificio. Es importante señalar que las cargas se colocan en los puntos de conexión laterales del modelo estructural. Estas fuerzas laterales son controladas por el desplazamiento máximo que se encuentra en la parte superior de la estructura del edificio, creciendo monótonicamente y aumentando en proporción constante. Cuando se construye una estructura nueva, el

desplazamiento final puede ser la deformación prevista en el diseño sísmico, o cuando se evalúa una estructura existente, puede ser la deformación que representaría el fallo estructural. Utilizando este enfoque, podemos encontrar el orden de éxito y fracaso en los niveles y partes estructurales del edificio, así como el desarrollo general que determina la curva de capacidad.

Uno de los inconvenientes del enfoque pushover es que las fuerzas se suministran a la estructura gradualmente, empezando con cargas minúsculas y continuando hasta que se alcanza la resistencia lateral máxima de la estructura. Conocer el orden correcto de aplicación de las cargas a la estructura es otro reto.

2.2.5 Método de Diseño Basado en Desplazamientos

El diseño basado en desplazamientos (DBD) ha sido desarrollado para garantizar el desempeño a diferentes niveles de amenaza en los cuales se establece la matriz de desempeño, cuyo objetivo de este método es reducir la incertidumbre en la respuesta sísmica de un sistema estructural y aminorar el uso de aproximaciones de índole empírico. La linealización análoga propuesta por Shibata y Sozen en 1976 sirvió de base. De acuerdo con Godoy (2011), el método implica sustituir la estructura cuando alcanza su deformación máxima con un sistema elástico de un solo grado de libertad y amortiguación viscosa. En este enfoque, es posible encontrar la rigidez global de la estructura que cumpla con los requisitos de desempeño recomendados. Suárez (2009) esbozó las acciones clave que deben tomarse al aplicar este método:

1. Determinación preliminar de las dimensiones de los elementos estructurales.
2. Calcular el desplazamiento requerido para el diseño, considerando los límites de deformación establecidos.
3. Establecer el modelo de amortiguamiento viscoso adecuado, tomando en cuenta los criterios para lograr el nivel de desempeño sísmico deseado.

4. Obtener la rigidez y resistencia necesarias mediante el análisis del espectro de desplazamiento.

2.3 Definición de Conceptos

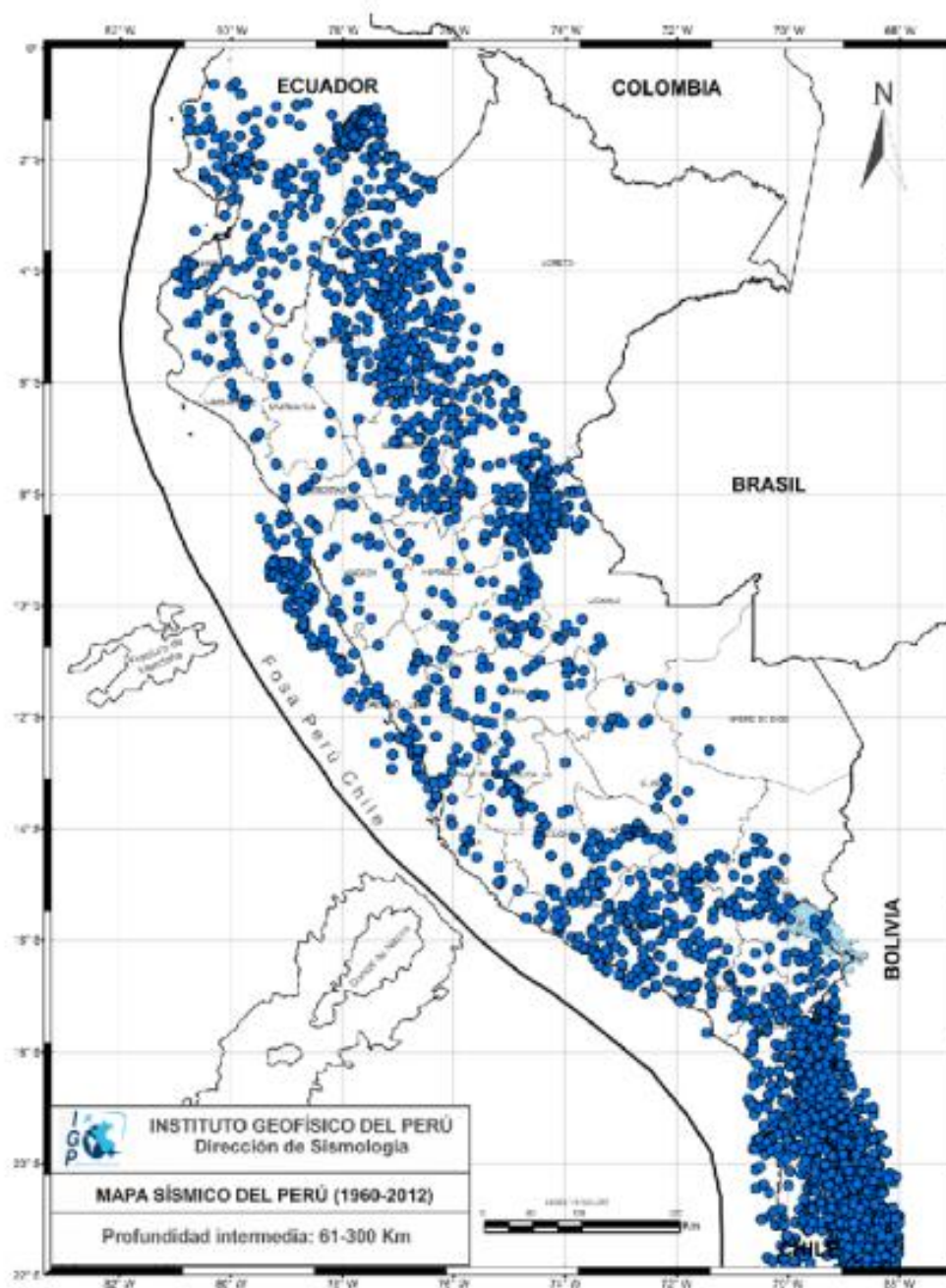
2.3.1 Sismicidad

La frecuencia y la intensidad de la actividad sísmica en un lugar determinado se miden como sismicidad. La frecuencia de los terremotos en un lugar o región se denomina sismicidad, y puede ser alta o baja. En un estudio de sismicidad se muestra un mapa de los epicentros y el número de terremotos ocurridos en un periodo de tiempo determinado. Existen reglas que rigen la sismicidad. La regla de Charles Francis Richter, que relaciona la frecuencia de los terremotos con su intensidad, es una de las más populares. Se denomina terremoto a la sacudida o movimiento brusco del suelo, a menudo causado por perturbaciones tectónicas o volcánicas. En algunas partes de América, terremoto es el término utilizado para describir las perturbaciones sísmicas más intensas, mientras que temblor se utiliza para describir las más pequeñas. La sismología es la rama de la ciencia que examina los terremotos, sus causas y cómo se mueven las ondas sísmicas por la Tierra (Wikipedia, 2013). El límite de las placas tectónicas activas o en desarrollo es donde se produce la mayor actividad sísmica.

Tanto la dinámica individual de cada una de las unidades tectónicas ubicadas en el interior del continente como el proceso de subducción de placas contribuyen a la sismicidad en el territorio del Perú. En la Figura 2 se muestra el mapa de actividad sísmica de Perú entre 1960 y 2012 ($M_w > 4,0$).

Figura 2.4

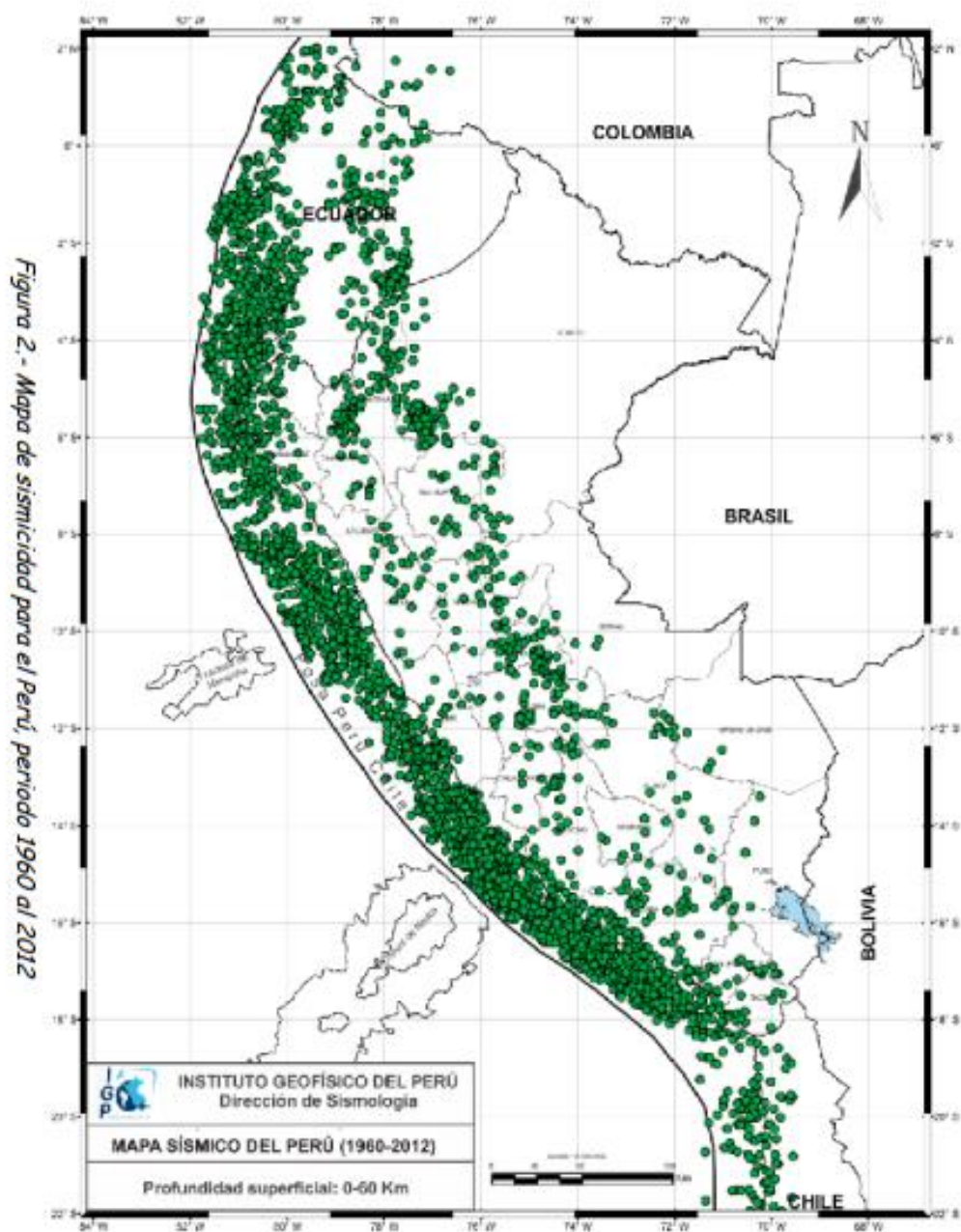
Mapa Sísmico del Perú 1960 – 2012 (profundidad superficial 61 – 300km)



Fuente: Instituto Geofísico del Perú

Figura 2.5

Mapa Sísmico del Perú 1960 – 2012 (profundidad Superficial 0 – 60km)



Fuente: Instituto Geofísico del Perú

2.3.2 Sismoresistencia

La capacidad de una estructura para soportar los impactos de las cargas dinámicas y los movimientos que se producen durante un terremoto se conoce como sismoresistencia, y su principal prioridad es proteger y asegurar la vida de quienes la ocupan. Esto quiere decir que, aunque se tiene contemplado que la estructura sufrirá daños, el edificio no colapsará cumpliendo así su objetivo.

Figura 2.6

Nivel de Resistencia de Edificaciones



Fuente: Recuperado de <https://blog.laminasyaceros.com/blog/qu%C3%A9-es-la-sismorresistencia>

2.3.3 Peligro Sísmico

La expresión "peligro sísmico" describe lo expuesto que está un determinado lugar a los movimientos sísmicos en términos de las intensidades más altas que pueden producirse en él. La probabilidad de que una intensidad supere un umbral predeterminado (y bajo) durante un período de tiempo correspondiente a la vida útil prevista de las estructuras es un método más lógico para representar el peligro sísmico. Estas ideas constituyen la base de las regionalizaciones sísmicas actualmente en vigor en varios países. (Bazán & Meli, 2004).

La Norma E-030 Diseño Sismorresistente - 2018 en sus artículos del capítulo II (Peligro Sísmico) indica:

Artículo 10.- Zonificación

Según la Figura 2.7, el territorio nacional se divide en cuatro zonas. La zonificación recomendada se basa en la distribución de la actividad sísmica en el espacio, las propiedades de las ondas sísmicas y cómo cambian con la distancia al epicentro, así como en datos neotectónicos. La lista de provincias y distritos correspondientes a cada zona figura en el anexo II.

Figura 2.7

Zonificación de Distribución Espacial sísmica en el Perú



Fuente: Norma E. 030 Diseño Sismorresistente

A cada zona se le asigna un factor Z . Según este factor, hay un 10% de posibilidades de que la aceleración horizontal máxima en un suelo rígido se supere en 50 años. El factor Z se representa como una fracción de la aceleración debida a la gravedad.

Cabe destacar que Z representa un terremoto de diseño con un tiempo de retorno de 475 años y es una fracción de la gravedad.

2.3.4 Peligro Sísmico Probabilístico

La técnica propuesta por Esteva (Esteva & Cornell, 1968) y (Cornell & Marcke, 1969) puede utilizarse para evaluar el riesgo sísmico en términos de probabilidad. Según esta idea, la probabilidad de que se produzca un terremoto de cierta magnitud y que produzca una aceleración igual o superior a un valor dado durante un periodo de tiempo especificado en un lugar concreto está correlacionada con la peligrosidad sísmica. Dado que los terremotos siguen una distribución de Poisson, hay que tener en cuenta los siguientes factores:

- La cantidad de acontecimientos que tienen lugar durante un periodo de tiempo no guarda relación con los que tienen lugar durante otro.
- La probabilidad de suceder en un lapso de tiempo breve está relacionada directamente con la duración del intervalo de tiempo.
- Es altamente improbable que se produzcan múltiples eventos sísmicos durante un intervalo de tiempo muy breve.

Por otra parte, se cree que la intensidad (I) de un terremoto en un lugar determinado está influida por su tamaño (magnitud y/o intensidad) y la proximidad a la zona de interés. La peligrosidad sísmica viene determinada por la probabilidad de que la intensidad I alcance o supere un valor específico, que viene definida por (Esteva, 1968). La magnitud del seísmo (s) y su localización (r) se consideran entonces variables aleatorias continuas y se definen por sus funciones de densidad de probabilidad, $f_s(s)$ y $f_r(r)$, respectivamente: (Instituto Geofísico del Perú).

$$P(I_{2i}) = \iint P \left[\frac{I}{s,r} \right] f_s(s) \cdot f_r(r) ds dr \quad (2.1)$$

2.3.5 Respuesta Estructural

La teoría de la dinámica estructural tiene una aplicación fundamental en el análisis de cómo las estructuras responden a los movimientos sísmicos del terreno. Dado que los terremotos pueden generar daños en numerosas estructuras, también resulta relevante estudiar la respuesta de los sistemas que son fluidos o inelásticos, y cómo esta respuesta está condicionada por los parámetros del sistema. Se introduce el concepto del espectro de respuesta, el cual es de gran importancia en la ingeniería sísmica. Además, se establecen los métodos para calcular la máxima respuesta de los sistemas, obtenida directamente del espectro de respuesta, lo que permite la creación del espectro de diseño para el diseño de nuevas estructuras y la evaluación de la seguridad de las estructuras existentes frente a posibles sismos en el futuro. (Chopra, 2014, pág. 197).

El análisis de la deformación del sistema o del desplazamiento $u(t)$ de la masa en relación con el movimiento del terreno es de gran importancia en la ingeniería estructural. Es fundamental comprender el desplazamiento total $u(t)$ de la masa para garantizar una separación adecuada entre edificios adyacentes, evitando posibles impactos entre ellos durante un sismo. (Chopra, 2014, pág. 204).

La respuesta de deformación $u(t)$ de un sistema de un grado de libertad (1GDL) frente a un movimiento de terreno $\ddot{u}_g(t)$ está determinada únicamente por el periodo de vibración natural del sistema y su fracción de amortiguamiento. (Chopra, 2014, pág. 205).

Figura 2.8

Daños por Colisión entre el Edificio Sanborns y de la Av La Reforma 33, ciudad de México debido al sismo del 28 de Julio de 1957



Fuente: Servicio Nacional de Información de Ingeniería Sísmica de la Universidad de California, Berkeley

2.3.6 Comportamiento Estructural No Lineal

De acuerdo con el estudio de investigación llevado a cabo en el Instituto de Torroja (Recuero, 2012).

Debido a la no linealidad intrínseca del desempeño de las estructuras de hormigón armado bajo desplazamiento de carga, las razones de este comportamiento no lineal pueden dividirse principalmente en dos categorías:

- No linealidad de la ley constitutiva de los materiales (No linealidad mecánica)
- No aplicabilidad de la hipótesis de deformaciones pequeñas (No linealidad geométrica)

2.3.6.1 No Linealidad Mecánica

El comportamiento intrínseco tensión-deformación o, para ser más precisos, las leyes constitutivas de los materiales o elementos estructurales son los causantes de la no linealidad mecánica o física.

Debido a su naturaleza heterogénea, el comportamiento del concreto armado en términos de deformación está influenciado por diversas características de los áridos y el cemento, como la historia de cargas, la edad del concreto, su compacidad, el grado de confinamiento, entre otros factores. (Recuero, 2012).

2.3.6.2 No Linealidad Geométrica

Debido al hecho de que los movimientos realizados por las fuerzas aplicadas a la estructura no pueden ignorarse en relación con las dimensiones generales de la estructura, la simplificación de pensar en el equilibrio en la posición inicial sin deformación es inaceptable. El resultado es la no linealidad geométrica. (Recuero, 2012).

Este fenómeno es conocido como el efecto P- Δ , el cual se produce debido a los desplazamientos de los nodos. que es especialmente significativo en los pórticos, donde el movimiento horizontal de los forjados contribuye a los momentos de vuelco adicionales generados por el movimiento de las cargas verticales. Es un fenómeno que afecta a toda la estructura en su conjunto. (Recuero, 2012).

Debido a la flexión del eje de los apoyos, que causa deformaciones y genera momentos adicionales en los mismos, pueden ocurrir situaciones de inestabilidad o pandeo. Este fenómeno se manifiesta a nivel local en la estructura. (Recuero, 2012).

2.3.7 Método de Diseño Basado en Fuerzas

La técnica se basa en la idea de que un edificio sufrirá menos daños por fuerzas externas cuanto mayor sea su resistencia nominal. Con esta técnica, el deterioro de la estructura por elementos que reducen su resistencia está bajo control. Además,

tiene en cuenta el hecho de que la rigidez se calcula sin considerar la resistencia de la estructura, mientras que el periodo de vibración se predice aproximadamente utilizando información sobre el edificio. Dependiendo de las particularidades de la obra y de las normas nacionales de diseño, el impacto directo de un terremoto sobre una estructura varía sustancialmente.

La aplicación de este método es bastante sencilla, ya que se inicia con una etapa preliminar de dimensionamiento de la estructura, que sirve como punto de partida para recopilar los datos requeridos para realizar este tipo de análisis. Luego, se procede a realizar iteraciones sucesivas hasta lograr obtener un desplazamiento adecuado en la estructura.

Este método es elaborado con un solo objetivo de desempeño que es la prevención de la pérdida de vidas humanas.

Falencias atribuidas al DBF

A pesar de la amplia utilización a nivel global del DBF en el diseño para resistir sismos, se han identificado diversas fallas en este método, las cuales resultan en la creación de estructuras con niveles variables de vulnerabilidad. Como Priestley et al. (2007) analizó, existen varias falencias atribuidas al mismo:

El método DBF, en su enfoque actual, no tiene en cuenta la relación entre rigidez y resistencia. La rigidez se estima para los elementos estructurales basándose en su inercia bruta, utilizando coeficientes de reducción geométrica, sin considerar la cantidad de refuerzo presente.

Además, el método asume que la capacidad de desplazamiento elástico es directamente proporcional a la resistencia, lo cual es incorrecto ya que la rigidez se considera independiente de la resistencia. Esta suposición lleva a la errónea conclusión de que el desplazamiento de fluencia guarda una relación directa con la resistencia de la estructura.

Otra limitación del DBF es que generaliza la capacidad de ductilidad de las estructuras, asignando valores de R que varían según el tipo de estructura. Esto implica que todas las estructuras dentro de un sistema estructural experimentan la

misma necesidad de ductilidad durante un terremoto de diseño, lo cual puede no ser preciso en la realidad. Se ha demostrado que la ductilidad varía ampliamente para estructuras del mismo tipo, con lo que se evidencia que el uso de factores R es inadecuado.

2.3.8 Método de Diseño Basado en Desplazamientos

El diseño basado en desplazamientos (DBD) ha sido desarrollado para garantizar el desempeño a diferentes niveles de amenaza en los cuales se establece la matriz de desempeño, cuyo objetivo de este método es reducir la incertidumbre en la respuesta sísmica de un sistema estructural y aminorar el uso de aproximaciones de índole empírico. La linealización análoga propuesta por Shibata & Sozen (1976) sirvió de base. Según Godoy (2011), En esta técnica, se sustituye la estructura en su máxima deformación por un sistema elástico de un solo grado de libertad y amortiguamiento viscoso. Mediante este enfoque, es posible calcular la rigidez global de la estructura que cumpla con los requerimientos de rendimiento sugeridos. Suárez (2009) esbozó las acciones clave que deben tomarse al aplicar este método:

1. Determinación preliminar de las dimensiones de los elementos estructurales.
2. Calcular el desplazamiento requerido para el diseño, considerando los límites de deformación establecidos.
3. Definir el modelo de amortiguamiento viscoso apropiado, considerando los criterios necesarios para alcanzar el nivel de rendimiento sísmico deseado.
4. Calcular la rigidez y resistencia requeridas basándose en un espectro de desplazamiento.

2.3.9 Desempeño Sísmico

La demanda de estructuras que pudieran soportar la acción sísmica sin derrumbarse ni poner en peligro la vida de sus habitantes dio origen a la ingeniería basada en desempeño. El fomento de la creación y el uso de las ideas fundamentales del diseño sísmico basado en desempeño ha sido una tendencia reciente en la ingeniería estructural. (Choque & Luque, 2019).

La elección de los métodos de evaluación apropiados que permitan dimensionar y detallar los componentes estructurales, no estructurales y de contenido es parte integral del enfoque de diseño basado en desempeño estructural frente a la acción sísmica. Esto garantiza que, para distintos niveles de excitación sísmica del terreno identificados y con niveles de confiabilidad específicos, el daño en la estructura no debe superar ciertos límites predefinidos. (Bertero, 1997).

En consecuencia, podemos concluir que el diseño basado en el desempeño sísmico es un proceso que evalúa el grado de daño estructural experimentado debido a una demanda sísmica específica en un determinado periodo de retorno con una probabilidad de ocurrencia establecida.

El desempeño sísmico de una estructura está condicionado por principalmente de tres ideas, según Choque & Luque (2019):

a. Capacidad: Es la resistencia máxima prevista de un elemento estructural (en flexión, corte o carga axial). La resistencia y la tolerancia a la deformación de las distintas partes de una estructura determinan su capacidad.

b. Demanda: La demanda de desplazamiento es una representación del movimiento del terreno causado por un terremoto al cual una estructura está expuesta, expresado en términos de desplazamiento. Es una predicción de la respuesta máxima esperada para un edificio frente a un evento sísmico específico.

c. Desempeño: El comportamiento sísmico de una estructura se refiere a cómo responderá ante una demanda sísmica específica y su capacidad estructural para resistir dicha demanda. Al evaluar el comportamiento sísmico, es importante considerar los límites de daño, la protección de las personas que ocupan el edificio frente a esos daños y el funcionamiento posterior al terremoto.

Concepto de ATC-40

La técnica de diseño conocida como "diseño de edificios basado en desempeño" se refiere al proceso en el que el criterio estructural se representa en términos de la elección de un objetivo de desempeño. A diferencia del enfoque tradicional, en el que las exigencias impuestas a los componentes como resultado de un nivel

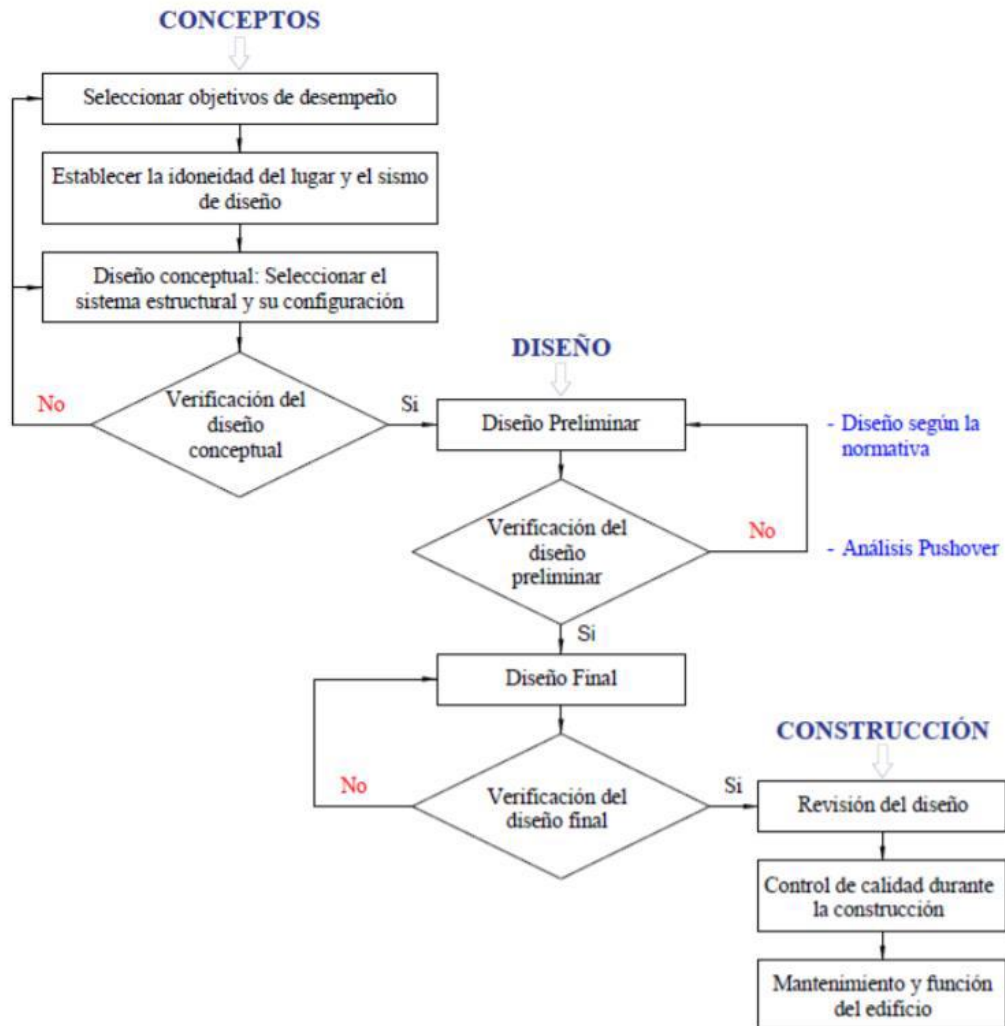
preestablecido de fuerza de corte aplicada definen el criterio estructural. (ATC 40, 1999).

Concepto de SEAOC

Con el objetivo de asegurar y supervisar la nivel de calidad de la construcción y el mantenimiento en cada piso predefinido de actividad sísmica, con niveles específicos de confiabilidad, la ingeniería basada en el desempeño sísmico de un edificio se define como: la elección de los criterios de diseño, el sistema estructural adecuado, la relación y diseño detallado de una estructura y sus elementos constituyentes, así como la consideración de los elementos no estructurales. Cuando se alcanzan estados límite específicos u otras limitaciones poco comunes, el edificio no sufre daños. Los niveles de desempeño se refieren a los estados límite en cuestión. Las finalidades de desempeño para los que se construye la estructura vienen definidas por los niveles de desempeño junto con los niveles estipulados de movimiento sísmico probable. Aunque nunca está asegurado, el logro de los objetivos de desempeño se anticipa con grados conocidos de riesgo y fiabilidad (SEAOC, 1999).

Figura 2.9

Metodología para el diseño sísmico basado en el desempeño



Fuente: (SEAC Comisión Visión 2000, 1995)

2.3.10 Nivel de Desempeño

La condición límite de daño se describe mediante el nivel de desempeño. En función del daño físico potencial de la estructura, de la amenaza que este daño supone para la seguridad de los habitantes del edificio y su funcionalidad tras el evento sísmico, indica un límite o estado tolerado (ATC-40, 1996). Transmite todo el nivel de daños, considerando la condición de los componentes estructurales y no estructurales, así como de sus contenidos y habitantes. Según la (SEAOC, 1995),

los niveles de comportamiento se suelen describir en términos de su importancia pública, considerando el impacto en los usuarios y ocupantes, entre otros aspectos. Además, se emplean términos técnicos de ingeniería para el diseño o la valoración de construcciones ya existentes, como el grado de deterioro o la degradación de elementos estructurales y no estructurales. Existe una amplia gama de requisitos de desempeño estructural que pueden adaptarse a los objetivos de rehabilitación necesarios, teniendo en cuenta las preferencias del propietario del edificio (FEMA-356, 2000). El propósito del edificio y el nivel de desempeño están estrechamente vinculados. (Marco S., 2010).

Existen diferentes puntos de referencia para los niveles de desempeño, tales como: El Comité VISIÓN 2000 –SEAOC y ATC -40 / FEMA 273 – 356, entre otros.

Propuesta COMITÉ VISIÓN 2000

La propuesta del Comité VISIÓN 2000 (SEAOC, 1995) esboza cuatro niveles de rendimiento que se distinguen por los siguientes criterios:

A - Totalmente Operacional. Nivel de desempeño por debajo del cual no hay perjuicio. Los efectos sobre los usuarios de las instalaciones son apenas perceptibles. Los habitantes de la estructura siguen estando completamente a salvo. Todas las instalaciones y servicios de la instalación siguen siendo operativos y utilizables. En general, no hay necesidad de reparaciones.

B – Operacional. Cuando los componentes no estructurales y el contenido del edificio experimentan daños moderados, así como daños menores en los componentes estructurales. Los daños en el edificio son mínimos y no comprometen su seguridad; por lo tanto, debería poder continuar funcionando de manera normal justo después del terremoto, aunque los daños en los elementos no estructurales y el contenido pueden afectar algunas operaciones de manera parcial. Por lo general, se necesitan reparaciones menores.

C - Seguridad. Nivel de desempeño en el que el contenido del edificio, los elementos estructurales y los elementos no estructurales sufren daños moderados. deterioro de la rigidez lateral del sistema y de sus capacidades de resistencia. interrupción de las vías de evacuación del edificio, así como de los servicios eléctricos y mecánicos. Las instalaciones quedan inutilizables y probablemente sea necesario realizar reparaciones de gran envergadura en la estructura.

D – Pre-Colapso. Nivel de desempeño donde se deteriora la resistencia y la rigidez lateral del sistema hasta el punto de amenazar con un colapso estructural, servicios y salidas interrumpidas. Para sus inquilinos, la estructura es totalmente peligrosa, y el alcance de las reparaciones podría no ser viable ni técnica ni económicamente.

El recurso mencionado brinda una descripción minuciosa de los niveles de daño aceptables o tolerables relacionados con los cuatro niveles de desempeño mencionados. Esto incluye los distintos sistemas y subsistemas del edificio, los componentes que soportan cargas verticales y laterales, así como los componentes secundarios y no estructurales (como los elementos arquitectónicos, eléctricos, mecánicos, etc.). En el cuadro 2.1 se resumen algunos de los rasgos clave de estos niveles de rendimiento y su relación con los estados de daños.

Tabla 2.1

Estados de daño y niveles de desempeño

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Características Principales
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.

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Características Principales
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)

Propuesta ATC-40

La propuesta presentada en el ATC-40 (1996) establece de manera separada el nivel de desempeño para la estructura y para los componentes no estructurales. La combinación de estos dos niveles de desempeño define el nivel general del edificio.

- Nivel de Desempeño para la Estructura

Establecen los posibles niveles de daño estructural. Para ello, se definen dos rangos intermedios: daños controlados y seguridad limitada, además de tres estados discretos de daño: inmediata ocupación, seguridad y estabilidad estructural. Estos niveles se representan mediante el acrónimo SP-n, que significa "Desempeño estructural", donde n es un número.

SP-1. Inmediata ocupación; El sistema que soporta las cargas verticales y laterales permanece casi sin cambios significativos, es posible que se haya producido un daño estructural mínimo, el riesgo para la vida es insignificante y el edificio continúa operando en su totalidad.

SP-2. Daño controlado; Esta condición de daño se encuentra en un punto intermedio entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. Aunque no hay riesgo para la vida de los ocupantes, es probable que experimenten algún impacto.

SP-3. Seguridad; Es factible que la estructura haya sufrido daños importantes, aunque la mayoría de los componentes estructurales se encuentren en buen estado. Existe una amenaza para la vida de los ocupantes tanto en el interior como en el exterior, e incluso puede haber personas afectadas. Los costos asociados a las reparaciones estructurales son elevados.

SP-4. Seguridad limitada; Este estado de daño se encuentra en un punto intermedio entre los límites de seguridad y estabilidad estructural, y representa un alto peligro para los ocupantes.

SP-5. Estabilidad estructural; se refiere a un nivel de daños cuando el sistema estructural está al borde del colapso parcial o total. A pesar de que los elementos del sistema de carga vertical aún mantienen una resistencia adecuada para evitar que se derrumbe, el sistema ha sufrido graves daños que han provocado una importante pérdida de rigidez y resistencia. Tanto los residentes como los transeúntes corren un riesgo importante, y también existe un riesgo considerable en caso de réplicas. Estas estructuras necesitan grandes obras estructurales.

SP-6. No considerado; Este nivel no está asociado al desempeño estructural de la edificación, sino que se enfoca únicamente en un análisis sísmico de los elementos no estructurales. Se centra en el análisis del desempeño de dichos elementos no estructurales.

- Nivel de desempeño para los componentes no estructurales

En estos documentos se abordan los posibles estados de daños que pueden presentar los componentes no estructurales. Se hace referencia a cuatro estados de daños específicos: operativo, inmediata ocupación, seguridad y amenaza, los cuales se identifican mediante la designación NP-n. (“Nonstructural Performance”, donde n designa una letra).

NP-A. Operacional; Después del terremoto, Los sistemas, componentes y elementos no estructurales permanecen sin daños y en funcionamiento. Es necesario que todos los equipos y maquinarias sigan en funcionamiento, aunque algunos servicios externos pueden estar parcialmente fuera de servicio.

NP-B. Inmediata ocupación; Los sistemas, componentes y elementos no estructurales se mantienen en su sitio con interrupciones menores que no tienen impacto en su funcionamiento ni en la seguridad de los ocupantes.

NP-C. Seguridad; Aunque existe el riesgo de que se produzcan daños importantes en los sistemas, componentes y partes no estructurales, no hay riesgo significativo de derrumbamiento o molestias para los habitantes. Los componentes peligrosos no deberían fallar, pero la maquinaria y los equipos podrían quedar fuera de servicio. Aunque algunos puedan sufrir impactos, hay El peligro para la vida es mínimo debido a daños en elementos no estructurales.

NP-D. Amenaza; contiene daños considerables en partes estructurales y no estructurales, así como en sistemas, pero no incluye el Colapso de construcciones amplias y pesadas que comprometen la seguridad de una gran cantidad de personas. El riesgo de muerte es considerable si los componentes no estructurales resultan dañados.

NP-E. No considerado; No implica evaluar el desempeño de los elementos no estructurales, sino que se concentra exclusivamente en la evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se limita a evaluar el desempeño de los elementos estructurales.

- Nivel de desempeño de la edificación

Describen los distintos escenarios de daños en los edificios. Estos niveles de rendimiento se crean combinando adecuadamente los niveles de rendimiento de los componentes no estructurales y estructurales. En la tabla 2.2 se destacan e

identifican los cuatro niveles de rendimiento del edificio mencionados con más frecuencia: operacional (1-A), inmediata ocupación (1-B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros posibles niveles de desempeño (2-A, 2-B, etc.). La abreviatura NR significa niveles de desempeño no recomendados, lo que significa que no deben tenerse en cuenta en la evaluación.

Tabla 2.2

Niveles de desempeño de la edificación

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

Fuente: (ATC-40,1996)

Estos niveles de desempeño están asociados a la siguiente descripción:

1-A. Operacional: esencialmente tiene que ver con el funcionamiento. Los componentes estructurales sufren daños leves. El sistema y los componentes que no son estructurales siguen funcionando. Las reparaciones necesarias no detienen ninguna operación. La seguridad de los ocupantes se mantiene intacta. Incluso cuando los servicios del exterior del edificio no están disponibles, los servicios del edificio siguen funcionando.

1-B. Inmediata ocupación; corresponde al criterio más usado para edificaciones esenciales.

Las áreas, los sistemas y equipamientos del edificio siguen funcionando. Los servicios primarios siguen prestándose. Podrían producirse pequeñas interrupciones en algunos servicios secundarios, pero pueden solucionarse rápida y fácilmente. La seguridad de los ocupantes se mantiene intacta.

3-C. Seguridad vital; Se relaciona con un nivel de daño que tiene una baja probabilidad de representar un peligro para la vida. Se refiere a un nivel de desempeño similar al que se obtendría siguiendo de manera sistemática los códigos sísmicos vigentes. Es el nivel de desempeño que se busca alcanzar en la edificación al aplicar los códigos sísmicos actuales. Aunque no representa una amenaza para la vida de los ocupantes, se distingue por presentar daños mínimos en los elementos estructurales y posibles fallos o colapsos en los elementos no estructurales. Existe la posibilidad de fallos en algunos componentes críticos, así como en elementos principales (sistemas de servicios, electricidad, agua, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.).

5-E. Estabilidad estructural; El riesgo para la vida humana es bastante importante ya que, con este nivel de daños, el sistema de resistencia a cargas laterales casi no tiene reservas para resistir una réplica y sólo tiene una capacidad limitada para preservar la integridad de la estructura. El grado de daño estructural indica que los componentes no estructurales no necesitan ser revisados.

El edificio debe ser evacuado debido al riesgo que supone para sus residentes y transeúntes en caso de rotura o caída de componentes no estructurales.

2.3.11 Demanda Sísmica

La reacción de las estructuras a la estimulación sísmica está controlada por la aceleración del terreno. Los espectros de respuesta, que muestran la respuesta máxima de los sistemas de un grado de libertad (1 GDL) en base a sus frecuencias o períodos, suelen utilizarse para representar la demanda sísmica. (Choque & Luque, 2019).

2.3.12 Niveles de Demanda Sísmica

La probabilidad de que se produzcan uno o más terremotos en un lugar concreto durante intervalos de tiempo y rangos de magnitud específicos se conoce como peligrosidad sísmica, y en ella influyen principalmente tres variables: la sismicidad de las fuentes sísmicas que podrían tener un impacto, la separación entre las fuentes y la ubicación, y también los impactos de la geología local. La descripción probabilística de la frecuencia de los terremotos de distintas magnitudes que se producen en cada fuente se conoce como sismicidad. Mediante el uso de leyes de atenuación, que consideran la reducción de la intensidad al aumentar la distancia desde el epicentro o la zona de ruptura, es factible calcular la intensidad del movimiento en cualquier distancia para una fuente y un tamaño dados. Las características locales del emplazamiento también pueden influir en el movimiento sísmico. Este impacto es especialmente significativo cuando existen capas de suelo blando, ya que alteran significativamente la amplitud, la composición de la frecuencia y la duración del movimiento sísmico. (Gallego, 2003).

En cuanto a la carga sísmica requerida, una característica "novedosa" de las recientes tendencias en el diseño antisísmico es la incorporación de la intensidad utilizando magnitudes diferentes a la aceleración. Por ejemplo, se encuentran en desarrollo enfoques de diseño basados en desplazamientos y controlados por deformaciones, propuestos por Priestley (1993) y Moehle (1992); el diseño que se fundamenta en la energía y se regula mediante la acumulación de daños, propuesto desde la década de 1950 por Housner y ampliado por Krawinkler (1997); y el diseño basado en la capacidad, concebido por Sidney, entre otros. (1993).

La determinación de los niveles de riesgo sísmico, los cuales pueden ser expresados de manera probabilística o determinista, está estrechamente relacionada con el comportamiento previsto. En las técnicas deterministas, se especifica el movimiento máximo anticipado para un evento de magnitud conocida y asociado a una fuente particular, mientras que los métodos probabilísticos describen un nivel de movimiento relacionado con una probabilidad de suceso. Normalmente, por razones de diseño, estos movimientos se describen en términos de características de

ingeniería como la intensidad macrosísmica, las aceleraciones máximas, los espectros de respuesta, y otros factores asociados al periodo de retorno promedio o la probabilidad de sobrepasar ciertos límites (Aguiar Falconí, 2003). La cantidad media de tiempo, expresada en años, entre terremotos que tienen efectos de la misma magnitud se conoce como periodo medio de retorno (Aguiar Falconi, 2003). La probabilidad de superación es un indicador estadístico de la probabilidad de que las secuelas de un terremoto sean más graves de lo esperado durante un determinado periodo de exposición, medido en años. (SEAOC, 1995).

La probabilidad de excedencia es una representación estadística de la probabilidad de que los efectos de un terremoto sean superiores a un grado de impacto establecido durante un lapso de tiempo determinado. (Choque & Luque, 2019)

2.3.12.1 Propuesta ATC - 40

Para el diseño de estructuras, existen tres niveles diferentes de peligro sísmico, que se explican a continuación. Mientras que E conserva la inicial de la palabra inglesa "earthquake", S, D y M significan Servicio, Diseño y Máximo, respectivamente. (ATC 40, 1996).

a. Sismo Frecuente o de Servicio (SE): Se describe como el terremoto que tiene una probabilidad del 50% de producirse más de una vez cada 50 años. Este nivel de peligrosidad sísmica suele ser 0,5 veces superior al nivel de terremoto de diseño. Tarda unos 75 años en volver a producirse. Corresponde al sismo ocasional.

b. Sismo de Diseño (DE): Se describe como el terremoto con un 10% de probabilidades de producirse más de una vez cada 50 años. Tarda unos 500 años en volver a producirse. A efectos de diseño de estructuras convencionales, es el que suelen especificar los códigos.

c. Sismo Máximo (ME): Se describe como el terremoto con una probabilidad del 5% de producirse más de una vez cada 50 años. Este nivel de riesgo sísmico suele ser entre 1,25 y un nivel que excede en 1,5 veces la intensidad sísmica

establecida en el diseño. Tarda unos mil años en volver. Se aplica a la creación de estructuras esenciales.

Tabla 2.3

Niveles de Desempeño Sísmico

Niveles	Nomenclatura	Probabilidad de ser Excedido	Periodo de Retorno
Sismo Frecuente	SE	50% en 50 años	75 años
Sismo de Diseño	DE	10% en 50 años	500 años
Sismo Máximo	ME	5% en 50 años	1000 años

Fuente: (ATC 40, 1996)

2.3.12.2 Propuesta Visión 2000

En términos de probabilidad de superación, sugiere 4 niveles de riesgo sísmico, que se presentan en la tabla 2.4.

La siguiente ecuación puede utilizarse para relacionar directamente el período de retorno T_R con una probabilidad específica asociada de superación p_e para un determinado número t de años:

$$T_R = \frac{t}{\ln(1-p_e)} \quad (2.2)$$

Donde:

T_R : Periodo de Recurrencia (años)

T : Tiempo de exposición (años)

p_e : Probabilidad de Excedencia.

Tabla 2.4*Niveles de Amenaza Sísmica en Función del Periodo y Probabilidad de Excedencia*

Evento	Periodo de Retorno	Probabilidad de Excedencia
Frecuente	43 año	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy Raro	970 años	10% en 100 años

*Fuente: (SEAOC Visión 2000 Committee, 1995)***2.3.13 Diseño Sísmico por Desempeño**

El diseño basado en el desempeño sísmico implica seleccionar métodos de evaluación adecuados para dimensionar y detallar los componentes estructurales, no estructurales y de contenido. El objetivo es garantizar que, para distintos niveles de movimiento y con varios grados de confiabilidad, se garantice que la estructura no sufra daños más allá de ciertos límites predefinidos. El enfoque busca proporcionar técnicas que faciliten el desarrollo, diseño, construcción y mantenimiento de estructuras que exhiban un comportamiento predecible ante los terremotos. La evaluación del desempeño se realiza en función del nivel de daño que experimenta un edificio debido a un movimiento sísmico y cómo este daño afecta a las actividades que tienen lugar tras el evento sísmico. Esta idea puede aplicarse a todo tipo de estructuras, incluidas sus partes no estructurales y su contenido, por lo que no se limita únicamente a los edificios (Hamburger, 1997); Porter et al., 1993).

Antes de avanzar en las etapas posteriores del proceso, como la fase numérica que se enfoca en el diseño en sí mismo, y en la fase de implementación, es esencial asegurar la calidad del diseño como punto clave a través de un riguroso control de calidad durante la construcción y el mantenimiento de las estructuras. (Taylor, 2008), se requiere establecer de forma cualitativa la caracterización del comportamiento anticipado de un edificio frente a movimientos sísmicos de distintas magnitudes (Taylor, 2008). El modo en que las estructuras se comportan

durante un evento sísmico se determina durante esta primera fase conceptual utilizando tres ideas clave: el *nivel de desempeño*, el *nivel de amenaza* y el *desempeño esperado de la edificación*.

2.3.14 Objetivo de Desempeño Sísmico

La elección de los objetivos de desempeño para el diseño es la primera etapa de la ingeniería basada en el desempeño. Tomando en cuenta las expectativas del cliente, la peligrosidad sísmica, el análisis económico y el riesgo aceptable, el cliente toma la decisión con la ayuda del profesional del diseño. (Bertero, 1997).

Los propósitos de desempeño suelen variar de los requisitos mínimos establecidos en los códigos, los cuales se centran principalmente en la seguridad de las vidas en caso de terremotos poco comunes, hasta alcanzar un funcionamiento operativo en situaciones extremadamente raras de sismicidad. Un objetivo de desempeño se define mediante la junción de los niveles de desempeño estructural y no estructural, junto con un nivel de peligrosidad sísmica seleccionado.

2.3.14.1 Propuesta ATC - 40

Pueden crearse numerosos objetivos de comportamiento diferentes combinando los distintos niveles de comportamiento del edificio enumerados en la Tabla 2.5 con varios niveles sísmicos. Podrían elegirse uno o más rendimientos esperados alternativos, uno para cada nivel sísmico, para construir un objetivo de desempeño de nivel doble o múltiple (ATC 40, 1996).

Tabla 2.5*Definición de un Objetivo de Desempeño*

Niveles de Sismo de Diseño	Niveles de Desempeño del Edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE	X	NA	NA	NA
Sismo de Diseño, DE	X	X	X	NA
Sismo Máximo, ME	-	X	X	X
NA. No Aplicable				

Fuente: (ATC 40, 1996)

Nota. En los espacios en blanco (-) no hay datos del autor

Tabla 2.6*Objetivos de Seguridad Básica para Estructuras Esenciales*

Movimiento Sísmico de Diseño	Niveles de Desempeño del Edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE	-	-	-	-
Sismo de Diseño, DE	-	X	-	-
Sismo Máximo, ME	-	-	X	-

Fuente: (ATC 40, 1996)

Nota. En los espacios en blanco (-) no hay datos del autor

2.3.14.2 Propuesta Visión 2000

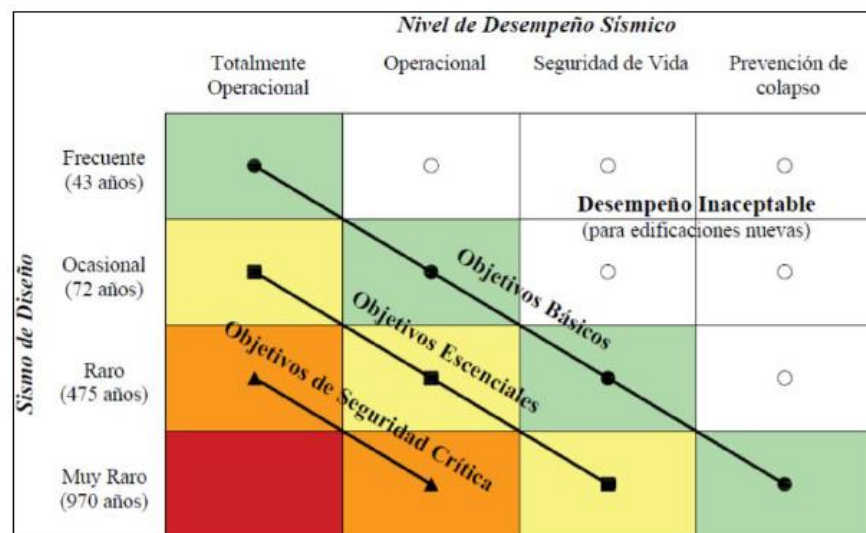
El informe Visión 2000 aconseja establecer una serie de objetivos mínimos y otra de objetivos mejorados.

a. Objetivos mínimos: El propósito de alcanzar un nivel mínimo de desempeño aceptable en la construcción de edificios nuevos típicos se denomina objetivo básico. Como metas esenciales para instalaciones hospitalarias y plantas nucleares, respectivamente, se establecen los objetivos para edificios vitales y críticos para la seguridad. La matriz de objetivos de desempeño de la figura 2.10 muestra estos tres objetivos como una línea diagonal.

b. Objetivos mejorados: Previo consentimiento del cliente, pueden elegirse objetivos adicionales que proporcionen un desempeño superior o un riesgo reducido en comparación con los requisitos mínimos establecidos.

Figura 2.10

Objetivo de Desempeño Propuesto por Visión 2000



Fuente: (SEAOC, 1995)

2.3.15 Modelo Inelástico para Secciones y Elementos Estructurales

Para representar o idealizar el comportamiento de los componentes estructurales y simular su comportamiento cuando no se encuentran en su límite elástico. Los diagramas Momento - Curvatura y Momento - Rotación se utilizan para mostrar que su comportamiento en esta situación es plástico.

2.3.15.1 Diagrama Momento - Curvatura

Esta representación gráfica ilustra la resistencia a la flexión y la deformación en términos de curvatura (rotación por unidad de longitud) en el rango lineal y no lineal de una sección de concreto reforzado (Ottazzi, 2011).

El diagrama Momento-Curvatura ($M-\phi$) permite visualizar de manera clara la capacidad máxima de deformación plástica, las propiedades de disipación de energía y la conducta no lineal de la sección. La capacidad de un elemento y de la estructura para disipar energía aumenta con el grado de ductilidad de la sección.

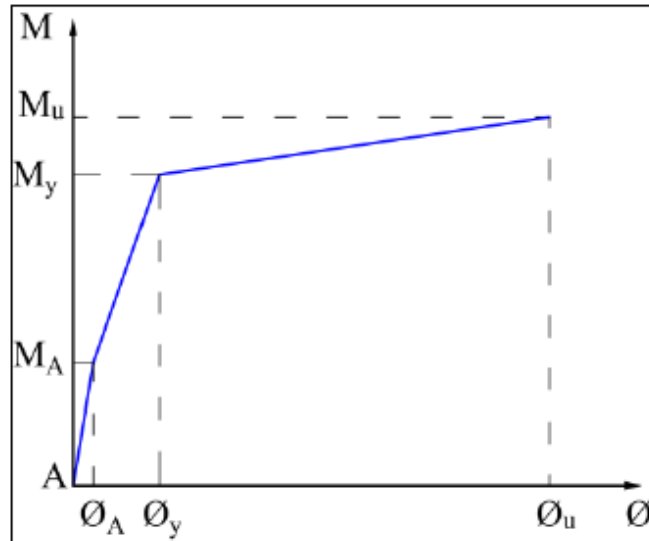
Los modelos constitutivos del hormigón y el acero se utilizan para crear el diagrama Momento-Curvatura ($M-\phi$), que puede estudiarse de tres maneras:

- Estado de agrietamiento (ϕ_A, M_A)
- Estado de fluencia (ϕ_y, M_y)
- Estado de agotamiento o ultimo (ϕ_u, M_u)

Si los momentos son menores que el momento de agrietamiento (M_A), se evidencia una relación proporcional entre el momento y la curvatura en una sección de concreto reforzado. Casi lineal, pero con una pendiente variable, la conexión continúa después de la fisuración hasta que se llega al límite elástico del acero (M_y) o a la capacidad de carga máxima del hormigón (M_u). La sección puede experimentar una deformación adicional si el acero alcanza su límite de fluencia antes de que el hormigón alcance su capacidad de carga máxima (M_u), seguido por la tensión máxima del hormigón (M_u) (Ottazzi, 2011).

Figura 2.11

Diagrama Momento - Curvatura típica



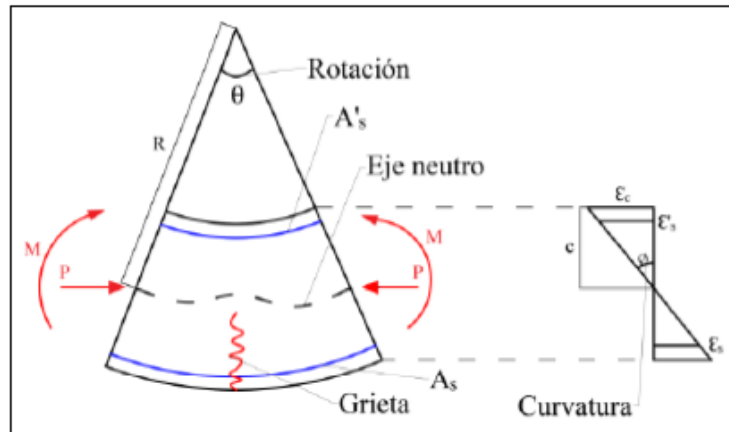
Fuente (Ottazzi, 2011)

2.3.15.2 Diagrama Momento – Rotación

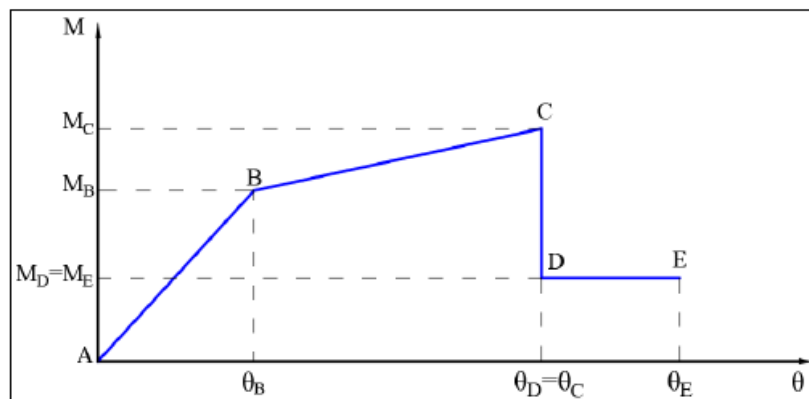
El diagrama Momento-Curvatura ($M-\phi$) representa una sección, mientras que el diagrama Momento-Rotación ($M-\theta$) se refiere a una parte específica del elemento, generalmente la región de la articulación plástica. (Hernandez, 2013).

Utilizando el diagrama $M-\phi$, es viable determinar la deformación plástica entre dos puntos a lo largo del elemento, específicamente en la zona de la articulación plástica. Esta zona tiene una longitud equivalente L_p , que considera la presencia de fisuras diagonales por cortante que no se muestran en el gráfico $M-\phi$. Además, no se considera el deslizamiento del acero en las fisuras ni la disminución de la deformación unitaria del acero debido al concreto no agrietado. Como resultado, la deformación inelástica calculada es mayor que la real.

La complejidad descrita dificulta la determinación de la rotación inelástica disponible. Para abordar esta situación, normativas como el ASCE/SEI 41-13, FEMA 440 y ATC-40 establecen la utilización de un diagrama $M-\theta$ simplificado y estandarizado. En la figura 11 se muestra una representación visual de este diagrama, el cual se construye mediante el cálculo de ciertos parámetros.

Figura 2.12*Curvatura y Rotación de una Sección**Fuente (Ottazzi, 2011)***2.3.15.3 Diagrama Simplificado Momento - Rotación**

Se emplean diagramas simplificados con secciones rectas entre los puntos críticos debido al gran número de secciones de las estructuras estudiadas con estos enfoques y a la complejidad de crear el diagrama Momento - Rotación ($M-\theta$) para cada una de estas partes. (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Figura 2.13*Diagrama Momento - Rotación Simplificado**Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)*

2.3.16 Relación Fuerza Deformación

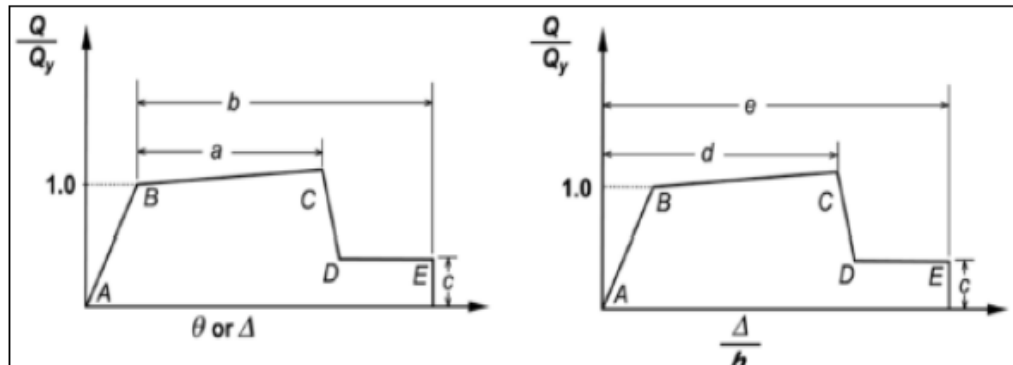
Conocer cómo responden los componentes fuera de un rango lineal es crucial para examinar el comportamiento no lineal de la estructura. Las relaciones fuerza-deformación generalizadas son curvas que representan la respuesta de los componentes y contienen valores derivados de experimentos realizados u obtenidos de las tablas ASCE/SEI 41-13. (Choque & Luque, 2019).

La figura 2.14 muestra una representación gráfica de la relación fuerza-deformación, que describe el comportamiento generalizado de un componente. Esta relación se distingue por una respuesta lineal desde el punto A (sin carga) hasta el punto B, que corresponde a la fluencia efectiva. Después, se observa una respuesta lineal con una disminución de la rigidez entre los puntos B y C (0% a 10% de la pendiente elástica lineal), lo cual refleja el fenómeno de endurecimiento por deformación. Luego, ocurre una respuesta que muestra la degradación súbita de la resistencia desde el punto C (resistencia del elemento y deformación en la que comienza una degradación significativa de la resistencia) hasta el punto D. Más allá del punto D, el elemento exhibe una resistencia considerablemente reducida hasta el punto E. Para deformaciones más allá de este último punto, la resistencia es prácticamente inexistente.

Los valores cuantitativos se presentan en las tablas del ASCE/SEI 41-13. (Mendoza & Rivera, 2020).

Figura 2.14

Relaciones Generalizadas Fuerza-Deformación para Componentes



Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

Los parámetros de modelación pueden evidenciar vínculos carga-deformación (asociados al corte) o relaciones carga-deformación (vinculadas a la flexión). Pevio al cálculo de los parámetros de modelación (a, b, c, d y e) y los criterios de aceptación (IO, DL, LS), es necesario determinar qué tipo de fallo (por flexión o por cizalladura) afecta al elemento (Choque & Luque, 2019).

Es necesario calcular los esfuerzos de fluencia y últimos (f_y y f_u) para cada tipo de viga, columna y muro de corte. Estos parámetros de modelación dependen de varios factores, como las cuantías de acero, el refuerzo transversal y la fuerza de corte aplicada. Además, se deben establecer criterios de aceptación para determinar si los resultados son adecuados. Con esta información y los parámetros mencionados, es posible ilustrar la reacción no lineal de los elementos. (Aguiar, 2013).

2.3.16.1 Vigas

El primer parámetro se refiere a la cantidad de acero, el segundo determina si la viga está o no confinada por la armadura transversal y el tercero se refiere a la fuerza cortante actuante.

- **Momento ($M3$)**

De acuerdo con la tabla 10-7 de ASCE/SEI 41-13 de 2014, se establecen los valores de los parámetros numéricos a, b y c, junto con los criterios de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas en flexión. Además, resulta relevante tener conocimiento de los valores del momento de fluencia (M_y) y del momento límite (M_u).

2.3.16.2 Columnas

Antes de hacer referencia a la tabla 10-8 de ASCE/SEI 41-13, 2014 para obtener los coeficientes a, b y c que se utilizan en la elaboración del diagrama de momentos de rotación, se deben realizar tres comprobaciones, igual que se hace con las vigas. El cálculo de $P/(Agf'_c)$, donde P es la carga axial de servicio, Ag es el área de la sección transversal del pilar y f'_c es la resistencia máxima a compresión del hormigón, es el control inicial. El segundo chequeo se encarga de la restricción del confinamiento, mientras que el tercer chequeo se enfoca en la fuerza cortante actuante; ambos chequeos se llevan a cabo de manera similar al control de vigas.

Los coeficientes a, b y c no pueden determinarse si la columna está controlada por corte.

- **Flexión y axial ($P-M2-M3$)**

La Tabla 10-8 de ASCE/SEI 41-13 de 2014 proporciona los valores de los criterios de aceptación de desempeño IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas P-M2-M3. Además, esta tabla de referencia también se utiliza para determinar los parámetros numéricos de modelación a, b y c.

Para cada tipo de sección que se diseña, también se crean curvas de interacción.

2.3.16.3 Muros de Corte

- **Momento eje fuerte ($M3$)**

Los parámetros numéricos a, b y c, así como los criterios de aceptación IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas de flexión plástica en muros en su eje resistente, se calculan utilizando la Tabla 10-19 de ASCE/SEI 41-13 de 2014.

Además, es esencial considerar los valores del momento de fluencia M_y y del momento límite M_u , los cuales determinan la pendiente de la sección B-C de la curva constitutiva de la rótula plástica a flexión.

• **Corte eje fuerte (V_2)**

Conforme a la Tabla 10-20 de ASCE/SEI 41-13, en su edición de 2014, los valores de los parámetros numéricos d , e y c , así como los parámetros de desempeño IO, CP y LS, que definen la curva constitutiva de las rótulas plásticas, son calculados. Además, es importante tener conocimiento de los valores de la resistencia máxima al corte V_y .

• **Momento eje débil (M_2)**

Cuando los muros se cargan lateralmente en la dirección de su eje débil, su comportamiento se compara con el de una columna que opera en una sola dirección. De acuerdo con la Tabla 10-8 de ASCE/SEI 41-13 de 2014, se establecen los valores de los parámetros numéricos a , b y c , en conjunto con los criterios de aceptación IO, CP y LS, los cuales determinan la forma de la curva constitutiva de las rótulas de flexión plástica en muros en su eje débil. Además, resulta significativo tomar en consideración los valores del momento de fluencia M_y y el momento último M_u . Estos momentos M_y y M_u determinan la pendiente de la sección B-C en la curva constitutiva de la rótula plástica en flexión.

• **Corte eje débil (V_3)**

Se considera que los muros que actúan sobre su eje débil sirven de columnas de acoplamiento entre los muros que actúan sobre su eje fuerte para realizar la evaluación de los parámetros de modelización numérica que caracterizan la rótula en términos de cortante.

Utilizando la referencia proporcionada por la Tabla 10-20 de ASCE/SEI 41-13 de 2014, se obtienen y analizan los valores de los parámetros numéricos d , e y c , así como los parámetros de desempeño IO, CP y LS que caracterizan la curva constitutiva de las rótulas plásticas. Además, es importante tener en cuenta los valores correspondientes a la máxima capacidad resistente al corte V_y .

2.3.17 Rótulas Plásticas

Se hace referencia a una rótula plástica como un mecanismo de absorción de energía que permite la rotación plástica de una sección, manteniendo prácticamente constante el momento plástico. Las rótulas plásticas son fundamentales para la representación del comportamiento no lineal de la estructura (Park & Paulay, 1975).

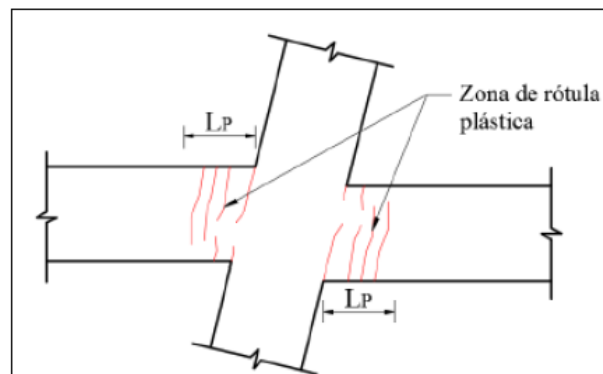
2.3.17.1 Vigas

En vigas de una determinada longitud L , el comportamiento no lineal suele concentrarse en las regiones próximas a los nudos durante la actividad sísmica; los daños no son uniformes, sino que se concentran más en los nudos..

La "rótula plástica", o zona de daño equivalente, suele tenerse en cuenta al crear el modelo analítico, ya que corresponde a una longitud " L_p " y es donde se concentra toda la deformación inelástica (figura 2.15). La L_p puede aproximarse como $L_p=0,4d$ o $0,5d$, donde d es el peralte del elemento. En esta longitud, se supone que la curvatura es constante (Park & Paulay, 1975).

Figura 2.15

Formación de Rotula Plástica en Vigas



Fuente: (Choque & Luque, 2019)

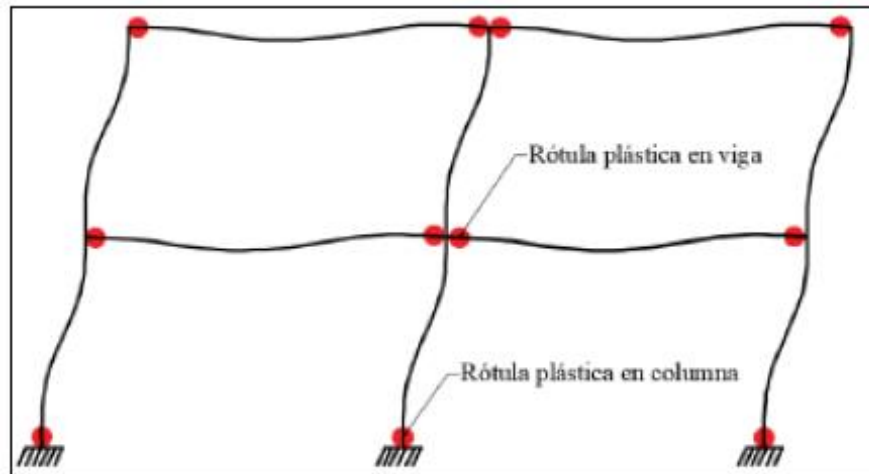
2.3.17.2 Columnas

Debe garantizarse que la carga axial no exceda la carga axial balanceada (P_b) para evitar el fallo dúctil y la formación de una rótula plástica en los pilares, que no sólo

tienen ductilidad (como en las vigas), sino que también dependen de la carga axial (P en compresión). (Park & Paulay, 1975).

Figura 2.16

Mecanismo Ideal de Formación de Rótulas Plásticas en un Pórtico

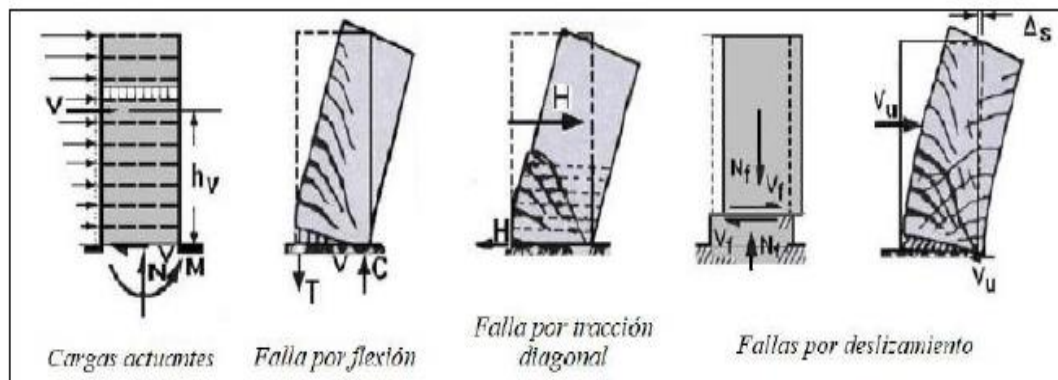


Fuente: (Choque & Luque, 2019)

2.3.17.3 Muros de Corte

El comportamiento de este elemento está determinado por la proporción entre su altura y longitud. El tipo de fallo que ocurre generalmente está relacionado con el tipo de muro (Blanco, 1994).

El comportamiento de una viga en voladizo puede compararse al de un muro delgado ($H/L > 2$) cuando se tiene en cuenta la carga axial actuante. Es crucial tener en cuenta la formación de una articulación plástica en la base del muro debido a la elevada concentración de momentos que se genera en esa área. La longitud de la articulación puede ser mayor que la longitud total del muro. En esta zona, se producirán grietas de flexión (tracción por flexión) y grietas de corte diagonal, lo cual demandará un refuerzo de corte significativo.

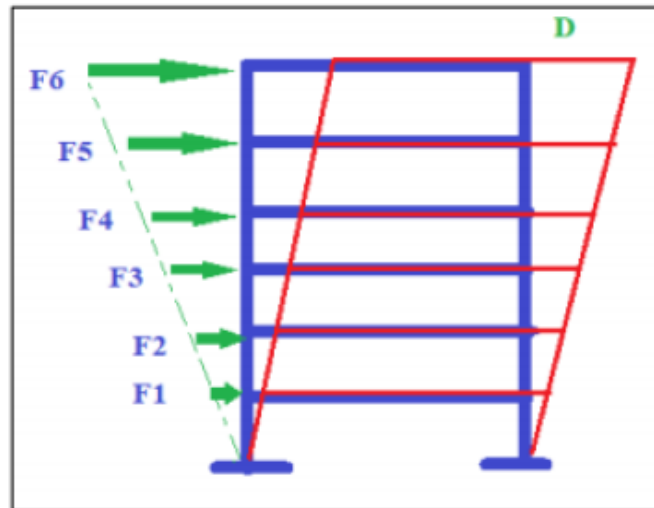
Figura 2.17*Tipos de Falla en Muros Estructurales**Fuente: (Blanco, 1994)*

2.3.18 Análisis Pushover

Un método rápido y eficaz para examinar la capacidad de una estructura para soportar la deformación generada por la aplicación de una distribución de cargas laterales es el análisis estático no lineal. En este análisis, se aplican cargas laterales de manera progresiva a la estructura hasta que alcanza su capacidad máxima. Mediante este método, es posible determinar la secuencia en la que se producen las grietas, la fluencia y el fallo de los elementos, así como los límites de servicio y las deformaciones en relación con los esfuerzos cortantes (Soto, 2009).

Figura 2.18

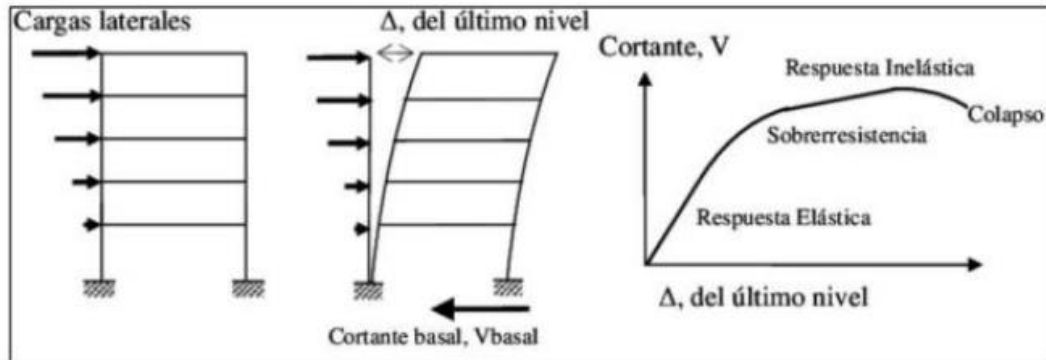
Representación del Análisis Estático no Lineal con Carga Triangular Distribuida



Fuente: (Toledo, 2011)

La creación de la curva de capacidad del edificio es un paso crucial en el uso de esta tecnología. Esta curva se crea aplicando una distribución de carga predeterminada para empujar la estructura (edificio) horizontalmente. La distribución de la carga crece gradualmente hasta llegar al último piso, cuando alcanza su valor máximo de desplazamiento, o hasta que la estructura llegue al punto de colapso. (Toledo, 2011).

Del mismo modo, se recurre al análisis estático no lineal para evaluar la capacidad de resistencia de una estructura y compararla con posibles demandas durante un terremoto. Mientras que la demanda se ve afectada por factores como el riesgo sísmico y la ubicación de la estructura, la capacidad de la estructura se determina en función de la rigidez, resistencia y deformación de cada componente de manera independiente (Toledo, 2011).

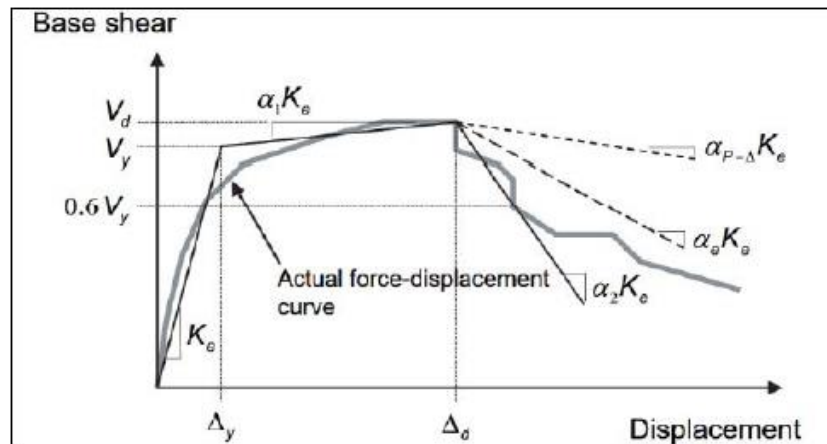
Figura 2.19*Ejemplo de Análisis Monotónico y Curva Capacidad**Fuente: (Toledo, 2011)*

2.3.19 Curva de Capacidad

El gráfico ilustra la correlación entre la resistencia a las fuerzas laterales del edificio y el desplazamiento lateral en la parte superior del último piso (expresado en términos de cortante basal V y desplazamiento lateral D) se conoce como curva de capacidad. La capacidad de resistencia y deformación de los diferentes elementos de la estructura, como el hormigón, el acero o una combinación de ambos, determina la capacidad global de la estructura. De manera similar, el propósito de definir la curva de capacidad es identificar la capacidad de deformación y resistencia en estado fluencia y último de la estructura (Paredes, 2016).

Figura 2.20

Definición de Resistencia o Capacidad Estructural



Fuente: (ASCE/SEI 41-13, 2014)

2.3.20 Ductilidad

La ductilidad es la propiedad de ciertos materiales de poder experimentar deformaciones significativas sin comprometer su resistencia. (Park & Paulay, 1978).

La capacidad de una estructura, sus partes o los materiales que la componen para deformarse más allá del límite elástico sin perder resistencia y almacenar energía mediante ciclos de carga (histéresis) se conoce como ductilidad. El concepto de fragilidad, por el contrario, se refiere a una porción, elemento o estructura que pierde resistencia de forma abrupta y completa en el momento de un aumento del desplazamiento. Es importante examinar las propiedades de los materiales constituyentes del hormigón armado, el acero y el hormigón, antes de determinar la capacidad dúctil del material compuesto. (Vielma Pérez, 2008).

2.3.21 Espectro de Diseño

Se utilizan los espectros de respuesta generados específicamente para un sitio, que representan la respuesta típica de las estructuras frente al entorno sísmico de la región, teniendo en cuenta la amplificación local. Estos espectros se emplean para

desarrollar los espectros de diseño recomendados en el análisis dinámico de estructuras.

En función del tipo de estructura proyectada, en este procedimiento se tiene en cuenta la influencia de la sobre resistencia. Bajo demanda, se crean los espectros de diseño con comportamiento estructural no lineal, sobre resistencia y consideración explícita del impacto de la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura para valores de amortiguamiento estructural distintos del 5% (Suelos, s.f.).

2.3.22 Sobre Resistencia

Según Gioncu & Mazazolani (2002), La capacidad más allá del límite elástico, que implica un aumento en la resistencia, Es una ocurrencia frecuente que se presenta en la mayoría de las estructuras y elementos estructurales.

La sobre resistencia de la estructura se refiere a la relación entre la fuerza cortante de colapso y la fluencia efectiva se puede expresar como una proporción, ya que puede cuantificarse calculando el cociente de fuerzas. También es posible determinar la sobre resistencia exigida para un determinado nivel sísmico.

$$SRu/y=Vu/Vy \quad (2.3)$$

$$SRd/y=Vd/Vy \quad (2.4)$$

Del mismo modo, es posible determinar la resistencia adicional de un elemento estructural mediante cálculos:

$$SRu/y=Mu/My \quad (2.5)$$

$$SRd/y=Md/My \quad (2.6)$$

2.3.23 Métodos para Estimar el Punto de Desempeño

El Método del Espectro de Capacidad y el Método de Coeficientes son métodos reconocidos para estimar el punto de comportamiento mediante los resultados del Análisis Pushover. Estos métodos han experimentado un desarrollo y una

aceptación significativos en los últimos 20 años y se han incorporado a los estándares de evaluación sísmica por comportamiento.

2.3.23.1 Método del Espectro de Capacidad

Utilizando una Linealización Equivalente del Espectro de Capacidad como base, este enfoque se fundamenta en la premisa de que Es posible estimar el desplazamiento máximo de un sistema no lineal de un grado de libertad (1 GDL) mediante la referencia a un sistema elástico lineal de 1 GDL con un desplazamiento máximo que posee un periodo y un amortiguamiento mayores que los valores iniciales del sistema no lineal.

El sistema sustituto o equivalente se utiliza para calcular el desplazamiento inelástico máximo del sistema no lineal y se trata de un sistema elástico de un grado de libertad (1GDL). Periodo equivalente y amortiguación equivalente son términos utilizados para describir, respectivamente, la amortiguación y el periodo de vibración del sistema elástico.

El proceso comienza con la generación de la curva de capacidad estructural (Pushover).

A continuación, se utilizan las características dinámicas del sistema para transformar los resultados al formato ADRS. Además, se requiere llevar a cabo la transformación de la demanda sísmica al mismo formato.

El periodo puede representarse como una línea que se extiende radialmente desde el punto de origen.

Este enfoque parte del supuesto de que El amortiguamiento equivalente del sistema guarda relación con el área cubierta por el espectro de capacidad. El periodo secante en el que el espectro de capacidad se solapa con la demanda sísmica (amortiguada por el amortiguamiento equivalente) se considera el periodo equivalente. El cálculo del desplazamiento inelástico máximo (Punto de Desempeño) implica una iteración debido a que el periodo y el amortiguamiento equivalente dependen del desplazamiento.

Procedimiento Propuesto por FEMA 440

Tras evaluar el enfoque sugerido en el ATC-40, FEMA 440 ha creado un método mejorado de linealización equivalente conocido como Improved Equivalent Linearization Procedure. El propósito de este enfoque es obtener el desplazamiento máximo de respuesta de un sistema no lineal utilizando un sistema lineal "equivalente" que posee un periodo efectivo (T_{eff}) y un amortiguamiento efectivo (β_{eff}). Estas magnitudes se calculan considerando la curva de capacidad, el periodo y amortiguamiento inicial del sistema, y la demanda de ductilidad μ (FEMA 440, 2005).

2.3.23.2 Método de Coeficientes

El método de los coeficientes es el principal enfoque estático no lineal descrito en FEMA 356. Este método utiliza una secuencia de coeficientes (C0 a C3) para calcular el Desplazamiento Objetivo, que consiste en una aproximación del desplazamiento global máximo, abarcando tanto el desplazamiento elástico como el inelástico. El Desplazamiento Objetivo se obtiene de estos coeficientes que se logra al multiplicar la respuesta elástica lineal del sistema de un grado de libertad por los mencionados coeficientes (FEMA 440, 2005).

El proceso se inicia mediante la representación gráfica de una curva idealizada de fuerza-deformación (Pushover) que establece la relación entre el cortante en la base y el desplazamiento del techo. El cambio de comportamiento elástico a inelástico da lugar a cierta pérdida de rigidez, que se tiene en cuenta al generar el periodo efectivo T_e a partir del periodo original T_i . La rigidez lineal del sistema equivalente (oscilador) de 1 GDL está representada por el periodo efectivo. El periodo efectivo determina el valor máximo de aceleración que experimenta el oscilador cuando el espectro de respuesta elástica se representa como S_a frente a T . El amortiguamiento supuesto, que suele ser del 5%, es un nivel que se prevería para una estructura normal con una respuesta elástica.

Procedimiento Propuesto por el FEMA

Se emplea un método gráfico-iterativo para obtener una representación idealizada de la curva fuerza-deformación en forma bilineal. Este procedimiento consiste en intentar obtener una aproximación en la cual las áreas generadas por los dos segmentos de la curva de capacidad sean aproximadamente iguales, tanto por encima como por debajo de la misma. El propósito es asegurar que la energía disipada por la estructura, representada por el área bajo la curva Pushover, sea comparable a la energía disipada por la curva idealizada a través de un sistema elasto-plástico (FEMA 356, 2000).

El procedimiento se realiza de la siguiente manera:

1. Los valores del desplazamiento máximo (D_u) y el cortante basal correspondiente (V_u) que la estructura puede alcanzar antes de que se active el proceso de colapso son establecidos. Estos valores identifican el punto B en la figura 2.21.
2. Se calcula el área bajo la curva de capacidad (A_{curva}).
3. Se calcula el valor inicial del cortante basal de fluencia (V_{yi}). Este valor se selecciona de manera arbitraria y se ajusta a través de un proceso iterativo para igualar las áreas debajo de la curva real (A_{curva}) y la curva idealizada bilineal ($A_{bilineal}$). El superíndice indica el paso i del proceso iterativo.
4. Se determina la pendiente inicial (Kei) de la curva bilineal mediante la trazada de una línea recta desde el punto de origen O hasta el punto de la curva de capacidad real que corresponde a un cortante basal igual al $0.6V_{yi}$ (figura 2.21). Para llevar a cabo este procedimiento, se siguen los pasos siguientes:
 - a. Utilizando la información obtenida del análisis Pushover, se calcula el desplazamiento $D_{0.6i}$ correspondiente a un cortante basal igual a $0.6 V_{yi}$
 - b. La pendiente Kei indica la rigidez lateral efectiva (rigidez secante) de la estructura y se calcula de la siguiente manera:

$$K_e^i = \frac{0.6 * V_y^i}{D_{0.6}^i} \quad (2.7)$$

5. Calcular el desplazamiento de fluencia Dy^i , el cual se establece:

$$D_y^i = \frac{V_y^i}{K_e^i} \quad (2.8)$$

El punto A en la figura 2.21 Corresponde a un valor de cortante basal (Vy^i) y un desplazamiento (Dy^i). Esta ubicación se identifica como el punto de fluencia efectiva de la estructura

6. Establecer la curva bilineal trazando las rectas OA y AB (ver Figura 2.21)

7. Determinar el coeficiente de reducción α de la rigidez de la estructura después de la fluencia, utilizando la siguiente fórmula:

$$\alpha^i = \frac{\frac{V_u}{V_y^i} - 1}{\frac{D_u}{D_y^i} - 1} \quad (2.9)$$

8. Determinar la magnitud del área encerrada por la curva bilineal OAB, *Abilineal*

9. Calcular el error ε en la aproximación bilineal utilizando la siguiente fórmula:

$$\varepsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} * 100 \quad (2.10)$$

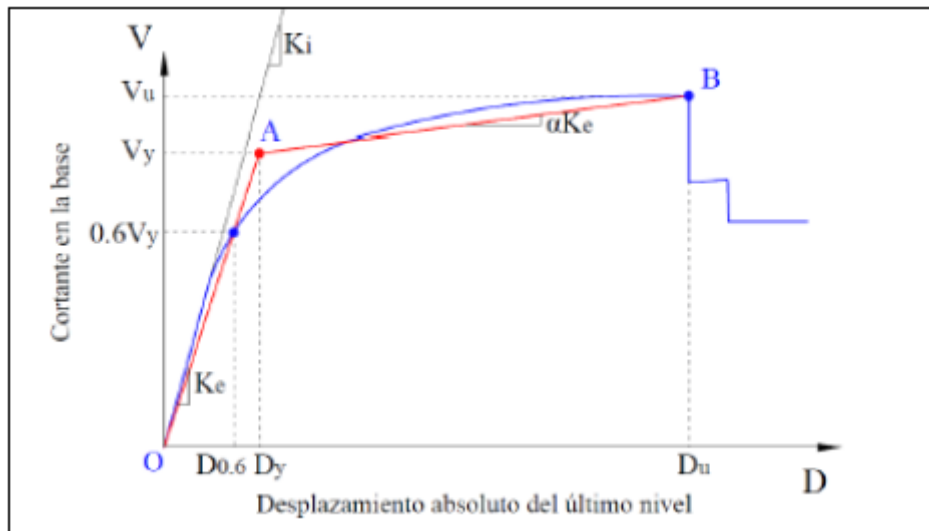
Si el error ε supera el umbral de tolerancia establecido previamente, se debe realizar un proceso iterativo, es decir:

$$V_y^{i+1} = V_y^i * \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \quad (2.11)$$

Volver a ejecutar las acciones del paso 4 al 8 utilizando el valor actualizado V^{i+1} y.

Figura 2.21

Representación Bilineal de la Curva de Capacidad



Fuente: (FEMA 356, 2000)

Procedimiento del Método de Coeficientes

1. Generar la curva de capacidad de la estructura mediante la ejecución de un análisis Pushover.
2. Definir la representación de la curva de capacidad utilizando una forma bilineal.
3. Determinar el período fundamental efectivo T_e , el cual se define mediante la siguiente fórmula:

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (2.12)$$

Donde:

T_i : El periodo fundamental elástico (expresado en segundos) en la dirección específica se determina mediante un análisis dinámico elástico.

K_i : La rigidez lateral elástica del edificio en la dirección específica se refiere a la capacidad del edificio para resistir deformaciones laterales bajo cargas aplicadas en esa dirección.

K_e : La rigidez efectiva del edificio en la dirección especificada, en términos de resistencia a movimientos laterales.

4. Determinar el desplazamiento objetivo (punto de desempeño) δ_t , el cual representa el desplazamiento en la parte superior del edificio, y se define como:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.13)$$

Donde: **C₀**: El factor de modificación espectral se emplea para determinar la correspondencia entre el desplazamiento espectral de un sistema de un grado de libertad equivalente (1 GDL) y el desplazamiento en el techo de un sistema de varios grados de libertad (GDL). Este factor puede ser calculado mediante:

- El factor de participación del modo de vibración principal en el nodo de control.
- Un valor apropiado de la Tabla 2.7.

Tabla 2.7

Valores para el Factor de Modificación C₀

Número de Niveles	C ₀
1	1.00
2	1.20
3	1.30
5	1.40
10 ⁺	1.50

Fuente: (FEMA 356, 2000)

C₁: Factor de modificación que vincula los desplazamientos máximos inelásticos esperados con los desplazamientos teóricos obtenidos mediante el análisis elástico lineal:

$$C_1 = \begin{cases} 1.0 & T_e \geq T_s \\ \frac{[1.0 + (R-1)\frac{T_s}{T_e}]}{R} & T_e < T_s \end{cases} \quad (2.14)$$

No obstante, su valor no debe superar los siguientes límites ni ser inferior a 1.0:

$$C_1 = \begin{cases} 1.5 & T_e < 0.1 \text{ s} \\ 1.0 & T_e \geq T_s \end{cases} \quad (2.15)$$

T_e: El período fundamental efectivo del edificio en la dirección particular, denotado como *T_s*, se refiere al período característico del espectro de respuesta. Este período se define como el tiempo en el que ocurre la transición del segmento de aceleración constante del espectro al segmento de velocidad constante del espectro.

R: Mediante el cálculo de la siguiente ecuación, se establece la relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia de fluencia:

$$R = \frac{S_a}{v_y/W} * C_m \quad (2.16)$$

Donde:

S_a: Aceleración del espectro de respuesta

V_y: Resistencia de fluencia de la representación bilineal de la curva de capacidad

W: Peso sísmico efectivo del edificio

C_m: Factor de masa efectiva. De acuerdo con la Tabla 3-1 del FEMA 356, que se muestra en la tabla 2.8, se asignará el valor de 1.0 si el período fundamental *T* es superior a 1.0 segundo.

Tabla 2.8*Valores de Factor de Masa Efectiva*

Values For Effective Mass Factor C_m							
N° of Stories	Concrete Moment Frame	Concrete Shear Wall	Concrete Pier-Sprandel	Steel Moment Frame	Steel Concentric Braced Frame	Steel Eccentric Braced Frame	Other
1-2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3 or more	0.90	0.80	0.80	0.90	0.90	0.90	1.00

C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period T , is greater than 1.0 second

Fuente: (FEMA 356, 2000)

C2: El factor de modificación se emplea para considerar el impacto del estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la disminución de la rigidez y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo. Los valores de $C2$ correspondientes a distintos sistemas y niveles de desempeño estructural se pueden obtener de la Tabla 2.9. Asimismo, se permite utilizar $C2 = 1.0$ como una alternativa en los procedimientos no lineales.

Tabla 2.9*Valores para el Factor de Modificación $C2$*

Nivel de Desempeño Estructural	$T \leq 0.1S$		$T \geq T_s$	
	Sistema	Sistema	Sistema	Sistema
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Ocupación Inmediata	1.00	1.00	1.00	1.00
Seguridad de Vida	1.30	1.00	1.10	1.00
Prevención de Colapso	1.50	1.00	1.20	1.00

Fuente: (FEMA 356, 2000)

El Sistema Tipo 1 se aplica a edificaciones donde una cantidad superior al 30% del cortante en cualquier nivel es sostenida por elementos estructurales. o

elementos cuya rigidez y resistencia pueden reducirse durante un terremoto. Por otro lado, el Sistema Tipo 2 incluye todas las demás estructuras que no cumplen con esta característica.

C3: El factor de modificación se utiliza para reflejar el aumento en los desplazamientos debido a los efectos dinámicos de segundo orden (P-Δ). En el caso de edificios con una rigidez post-fluencia positiva, se asigna un valor de $C3 = 1.0$. Sin embargo, para edificios con una rigidez post-fluencia negativa, se debe calcular el valor del factor de modificación utilizando la siguiente fórmula:

$$C_3 = 1.0 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (2.17)$$

Siendo:

α : La correspondencia entre la rigidez posterior a la fluencia y la rigidez elástica efectiva Ke , derivada de la representación bilineal de la curva de capacidad.

R, T_e : Definidas anteriormente.

a : La aceleración del espectro de respuesta en el período fundamental efectivo y la relación de amortiguamiento del edificio en la dirección específica.

g : Aceleración de la gravedad.

Procedimiento Propuesto por el FEMA 440 y el ASCE/SEI 41-13

De manera similar al método del espectro de capacidad, FEMA 440 ha examinado este enfoque y presenta en su Capítulo 5 el Procedimiento Mejorado para la Modificación del Desplazamiento. Este procedimiento ofrece sugerencias y nuevas formulaciones de coeficientes basadas en datos empíricos, además de eliminar el coeficiente C3 y reemplazarlo con un límite mínimo de resistencia (valor máximo de $R=\mu strength$) que se requiere para evitar la inestabilidad dinámica.

Curva Idealizada Fuerza-Desplazamiento

Los procedimientos requeridos para generar esta curva idealizada son idénticos a los recomendados en FEMA 356, excepto por la inclusión de un tercer segmento adicional debido a la disminución de la resistencia.

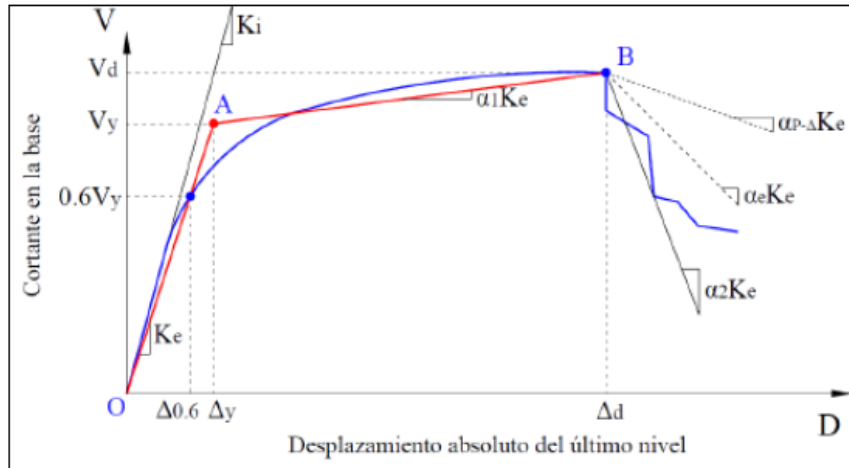
La rigidez lateral efectiva K_e se define como la rigidez secante estimada de la estructura cuando se expone a un cortante equivalente al 60% del cortante de fluencia V_y . Esta rigidez puede ser calculada a partir de la pendiente del primer segmento de la curva, que se inicia en el punto de origen.

El segundo tramo de la curva representa la pendiente positiva que se observa una vez que se ha superado la fluencia, denotada como $\alpha_1 K_e$. Para obtener esta pendiente, se traza una línea que conecta el punto $(V_d, \Delta d)$ con la intersección del primer segmento, de modo que las áreas por encima y por debajo de la curva estén equilibradas aproximadamente. El punto $(V_d, \Delta d)$ se localiza en la curva de capacidad real en el desplazamiento objetivo calculado o en el desplazamiento correspondiente al cortante máximo de la base, eligiendo el valor más bajo de ambos.

El tercer tramo de la curva se distingue por su pendiente negativa después de la fluencia, conocida como $\alpha_2 K_e$. Esta inclinación se obtiene al unir el punto $(V_d, \Delta d)$ con el punto en el que el cortante basal se reduce al 60% de la resistencia de fluencia efectiva.

Figura 2.22

Curva idealizada fuerza – desplazamiento



Fuente: (FEMA 440, 2005)

Desplazamiento Objetivo

La determinación del desplazamiento objetivo δ_t en estructuras con diafragma rígido se realiza de la siguiente manera:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.18)$$

Siendo:

C0: El valor recomendado en el FEMA 356 es el mismo que se sugiere

C1: El factor de modificación se emplea para determinar la correspondencia entre los desplazamientos máximos inelásticos esperados y los desplazamientos calculados para la respuesta elástica lineal.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strengt} - 1}{a T_e^2} \quad (2.19)$$

Siendo:

El parámetro "a" representa la clasificación del tipo de suelo en el sitio, de acuerdo con la norma ASCE 7:

$a = 130$ para clasificación de sitio A o B (roca)

$a = 90$ para clasificación de sitio C (suelo denso y roca suave), y

$a = 60$ para clasificación de sitio D, E o F (suelos rígidos, arcillosos o sin clasificación)

$\mu_{strengt}$ = Relación entre la demanda de resistencia elástica y el coeficiente de resistencia a la fluencia:

$$\mu_{strengt} = \frac{S_a}{V_y/W} * C_m \quad (2.20)$$

El uso del NSP (Nonlinear Static Procedure) no se permite cuando el valor de $\mu_{strengt}$ supera el valor máximo de μ_{max} .

T_e = El período fundamental efectivo del edificio en la dirección específica, medido en segundos.

V_y = La resistencia de fluencia del edificio en la dirección específica, estimada a partir de la representación idealizada de la curva fuerza-deformación.

W = Peso sísmico efectivo, según corresponda

C_m = Si el período fundamental T es mayor a 1.0 segundo, el factor de masa efectiva, que se obtiene de la Tabla 7-4 del ASCE 41-13 y se muestra en la tabla 09, se establecerá como 1.0.

No es requerido que el valor de C_1 sea mayor al calculado para $T=0.2$ segundos cuando los periodos son menores a 0.2 segundos. En cambio, para periodos mayores a 1 segundo, el valor de C_1 será igual a 1.0.

C_2 : El factor de modificación se emplea para capturar el impacto del estrangulamiento de los ciclos histeréticos, la disminución de la rigidez cíclica y la reducción de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo. Para periodos de tiempo que exceden los 0.7 segundos, se estipula que el valor de C_2 sea igual a 1.0. Según las recomendaciones del FEMA 440, este factor debe considerar únicamente los efectos de la degradación de rigidez.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (2.21)$$

En el caso de edificios con rigidez post-fluencia negativa, se determina que el valor máximo de la relación de resistencia μ_{max} es igual a:

$$\mu_{max} = \frac{\Delta d}{\Delta y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (2.22)$$

2.3.24 Evaluación del Desempeño Sísmico

Las limitaciones definidas de acuerdo con el nivel de rendimiento deben utilizarse para verificar los desplazamientos en el punto de rendimiento. El ATC-40 define limitaciones tanto para la deriva inelástica como para la deriva total (elástica + inelástica):

Tabla 2.10

Límites de Deriva Según el ATC – 40

Deriva Limite de Entrepiso	Nivel de Desempeño			
	Ocupación Inmediata	Control de Daño	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Deriva total máxima	0.010	0.01-0.02	0.020	$0.33V_i/P_i$
Deriva inelástica máxima	0.005	0.002-0.015	Sin límite	Sin límite

Fuente: (ATC 40, 1996)

En este contexto, V_i se refiere al valor del cortante total, mientras que P_i representa la carga de gravedad total aplicada en el piso i .

Asimismo, el Comité Visión 2000 establece límites de desplazamiento para sus distintos niveles de desempeño:

Tabla 2.11*Límites de Deriva Según el Comité Visión 2000*

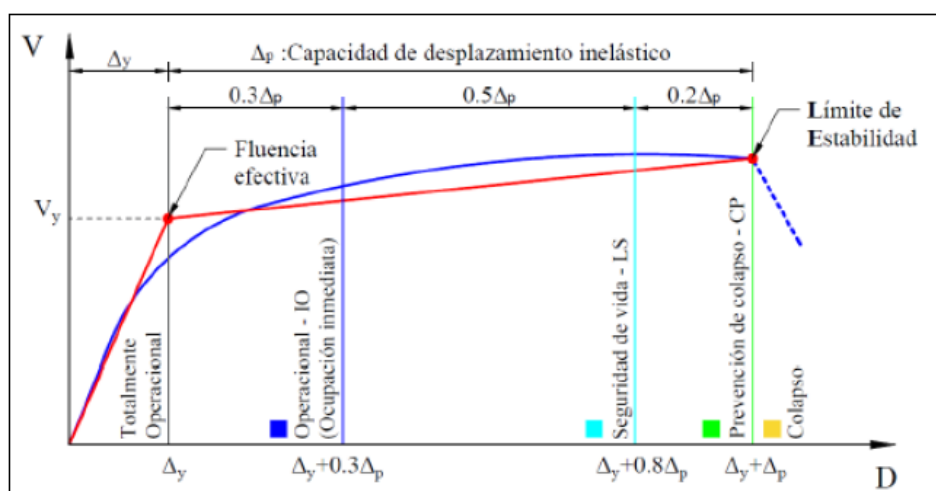
Deriva	Nivel de Desempeño				
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso	Colapso
Permisible	<0.002	<0.005	<0.015	<0.025	>0.025
Permanente	Despreciable	Despreciable	<0.005	<0.025	>0.025

Fuente: (SEAOC Visión 2000 Committee, 1995)

En el ATC-40 se encuentra una subdivisión de la representación bilineal de la curva de capacidad, diseñada para evaluar el grado de desempeño alcanzado:

Figura 2.23

Sectorización por Niveles de Desempeño de Modelo Bilineal de la Curva Capacidad

*Fuente: (ATC, 1996)*

Marco Metodológico por el ASCE 41-17

la ASCE 41-17 (American Society of Civil Engineers Standard 41-17) es una norma importante utilizada para el diseño basado en desempeño de estructuras sísmicas. El marco metodológico de la ASCE 41-17 se utiliza para evaluar y diseñar

estructuras de manera que cumplan con ciertos niveles de desempeño sísmico en función de las amenazas sísmicas específicas. Aquí tienes un resumen del marco metodológico de la ASCE 41-17:

Objetivos de Desempeño Sísmico: En primer lugar, se establecen los objetivos de desempeño sísmico para la estructura. Estos objetivos pueden variar según el tipo de estructura y su importancia. Ejemplos de objetivos incluyen la prevención de pérdidas de vidas, la preservación de la funcionalidad después de un terremoto y la reducción de daños estructurales.

Caracterización de la Amenaza Sísmica: Se determina la amenaza sísmica específica para la ubicación de la estructura. Esto incluye la evaluación de la sismicidad histórica y la determinación de los parámetros sísmicos de diseño, como la aceleración pico del suelo y el espectro de respuesta.

Selección de Niveles de Desempeño: Se eligen los niveles de desempeño que deben alcanzarse en función de los objetivos establecidos. Estos niveles pueden incluir límites para deformaciones máximas, desplazamientos máximos y otros indicadores de desempeño.

Análisis Estructural y Evaluación: Se realiza un análisis estructural detallado de la edificación utilizando modelos que representan la geometría, las propiedades de los materiales y la carga sísmica. Se evalúa cómo la estructura se comporta bajo diferentes niveles de excitación sísmica.

Diseño Basado en Desempeño: Con base en los resultados del análisis y los niveles de desempeño seleccionados, se ajusta el diseño de la estructura para cumplir con estos niveles. Esto puede implicar la modificación de elementos estructurales o la adición de dispositivos de disipación de energía.

Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica: Se evalúa la vulnerabilidad de la estructura a través de análisis probabilísticos o determinísticos para determinar su capacidad de cumplir con los objetivos de desempeño.

La **ASCE 41-17** proporciona pautas para realizar análisis estáticos y dinámicos, así como pruebas experimentales y simulaciones computacionales. Estas herramientas permiten evaluar el comportamiento sísmico de una estructura y garantizar su seguridad ante eventos sísmicos.

En resumen, el marco metodológico de la **ASCE 41-17** es una guía importante para el diseño basado en desempeño de edificaciones en zonas de alto peligro sísmico. Proporciona criterios técnicos y procedimientos para evaluar y diseñar estructuras de manera que cumplan con los estándares recomendados de desempeño estructural.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1 Hipótesis

3.1.1 Hipótesis General

La metodología racional de diseño sísmico basado en desplazamientos propuesto permitirá tener un comportamiento sísmico estructural apropiado.

3.1.2 Hipótesis Específicas

- 1.- Evaluando el estado actual de la edificación se podrá ver deformaciones, agrietamientos, flechas, para determinar las causas proponiendo una solución.
- 2.- Conociendo el nivel de desempeño sabremos si la estructura cumple el objetivo establecido por la SEAOC Visión 2000, 1995 para una edificación esencial.
- 3.- Con la curva de capacidad verificaremos la ductilidad de la edificación
- 4.- Con las recomendaciones acertadas luego de la evaluación por desempeño se minimizarán los riesgos de la edificación ante futuros eventos sísmicos.
- 5.- Se conocerán las diferencias entre los parámetros adoptados tanto de la Norma E. 030 Diseño Sismorresistente y la NEC SE DS - 2015

3.2 Variables e Indicadores

3.2.1 Identificación de la Variable Independiente

Método de diseño basado en desplazamientos

3.2.1.1 Indicadores

Niveles de daño

Estabilidad estructural

3.2.1.2 Escala para la medición de la Variable

Nivel de daño estructural

Aceleración sísmica

Deformaciones máximas

Satisfacción de ocupantes

3.2.2 Identificación de la Variable Dependiente

Desempeño sísmico de la edificación

3.2.2.1 Indicadores

Rigidez

Ductilidad

Desplazamientos

3.2.2.2 Escala para la medición de la Variable

Comportamiento de cada elemento

Sismo de diseño

3.3 Tipo de Investigación

Cuantitativa

3.4 Diseño de la Investigación

La problemática descrita motiva la presente investigación, como la necesidad de ver los resultados y compararlos entre la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E. 030 y la NEC SE DS – 2015, aportando de la misma forma destacando la relevancia de la seguridad sísmica y la protección de vidas y propiedades.

Los objetivos que buscas alcanzar con la investigación, es evaluar el desempeño sísmico de la edificación, realizando una revisión exhaustiva de la literatura

relacionada con la metodología basada en desempeño sísmico, las normativas aplicables, estudios previos relevantes y cualquier otra información pertinente.

Se trabajo con una estructura de 09 pisos de altura ubicado en la ciudad de La Merced Chanchamayo – Junín, se trata del edificio “Centro Cívico de la Provincia de Chanchamayo” (zona sísmica 2). El edificio es un sistema estructural dual y muros estructurales, de forma irregular en planta y elevación.

Los valores de las cargas permanentes, variables, algunas combinaciones y demás parámetros que definen la acción sísmica general se tomaron de la norma E-020 del RNE.

Ya se cuenta con las dimensiones de los elementos estructurales de toda la edificación y para los análisis y cálculos de la estructura se utilizará el programa computacional ETABS V20 y ciertos cálculos se realizarán en hojas de cálculo tipo EXCEL.

El siguiente paso será realizar un análisis lineal estático, aplicando el método de diseño sísmico basado en fuerzas, en el que la acción sísmica será representada por fuerzas laterales definidas según los requerimientos de la norma E-030 del RNE y NEC SE DS – 2015.

El método DBD se aplicará al diseño de un edificio con sistemas duales y muros estructurales de concreto armado. Para ello, Se empleará el método de la estructura sustituta para emular un sistema de múltiples grados de libertad elasto-plástico a través de un sistema equivalente de un solo grado de libertad elástico, que se aproxime de manera cercana a la respuesta máxima no lineal. La energía perdida por los componentes que entran dentro del intervalo de comportamiento en el que se observa la no linealidad Se considera un amortiguamiento viscoso equivalente que se relaciona con la rigidez efectiva, la cual representa la rigidez secante al desplazamiento máximo en el estado límite específico.

3.5 Ámbito y Tiempo Social de la Investigación

Este proyecto se realizará en la ciudad de La Merced – Chanchamayo - Junín y en un tiempo de investigación de 06 meses.

3.6 Población y Muestra

3.6.1 Unidad de Estudio

Se realizará la evaluación de la estructura existente que se trata de un sistema dual en una dirección y muros estructurales de concreto armado en la otra dirección.

3.6.2 Población

La población se considerará la edificación en si denominado Palacio Municipal de la Provincia de Chanchamayo constituido por 8 niveles de concreto armado.

3.6.3 Muestra

La muestra corresponde a toda la información recopilada como fotografías ubicadas en el Anexo A y planos de arquitectura, estructuras ubicadas en el anexo B de la presente investigación, obteniéndose los mismos con las visitas realizadas al Centro Cívico de la provincia de Chanchamayo. Se eligió el módulo principal de toda la edificación por ser la más representativa para los objetivos de la investigación que motivó su elección. Como limitante y por el tipo de investigación no se han tomado muestras para ensayos y que por ende podrían sesgar en parte los resultados esperados.

3.7 Procedimiento, Técnicas e Instrumentación

3.7.1 Procedimiento

El procedimiento a ejecutar en la presente investigación será la observación de los acontecimientos planteados en los códigos, normas y bibliográficos. Estudios realizados referentes vía web, revisión de documentos de Tesis, artículos. Revisión de planos arquitectónicos y estructurales obtenidos.

3.7.2 Técnicas

Se creó un modelo estructural de la edificación utilizando software de análisis estructural como ETABS V20 3.0, reflejando con precisión la geometría y las características materiales de la estructura, así como las aplicaciones de Excel y Word .

Se realizaron análisis sísmicos tanto lineales como no lineales para evaluar cómo la edificación responde a cargas sísmicas, incluyendo la generación de espectros de diseño, análisis modal espectral y análisis no lineales pushover, determinando a la vez la capacidad sísmica de la edificación, evaluando su vulnerabilidad durante eventos sísmicos.

Se evaluó el desempeño sísmico de la edificación en función de los indicadores de desempeño predefinidos, como deformaciones máximas, desplazamientos máximos y nivel de daño.

Por último, se compararon los resultados obtenidos con los criterios y requerimientos de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente y la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015.

3.7.3 Instrumentos

3.7.3.1 Modelamiento y Análisis Computacional ETABS V20 3.0

Los programas informáticos se utilizan cada vez más en los procesos de análisis y diseño de ingeniería. Los programas de análisis, sobre todo los utilizados en ingeniería estructural, abarcan una amplia gama de aplicaciones, desde la incorporación de disipadores de energía o aislantes sísmicos en la base de estructuras de pórtico hasta arriostramientos o muros de cortante. Los elementos finitos pueden utilizarse para modelar pisos o coberturas laminares. Además, gracias al avance de las aplicaciones de elementos finitos, ahora es posible modelar tanto las estructuras de cimentación como el suelo circundante utilizando programas específicos. En la actualidad se cuentan con programas de uso general - para diversos tipos de estructuras: edificios, puentes, losas, estructuras analizables

con estados planos de esfuerzo o deformación, etc. - tales como SAP en sus diferentes versiones. Sin embargo, la demanda mayor sigue siendo la de edificios, y por esta razón también hay programas diseñados exclusivamente para su uso en estas estructuras.

El programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems o Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones) es uno de los programas especializados que puede realizar análisis estáticos y dinámicos. Aunque pueden tenerse en cuenta componentes no lineales, los estudios suelen realizarse en el rango lineal.

3.7.3.2 Norma Técnica Peruana NTP E. 030-2018

Como se indica en el Artículo 3 (Filosofía y conceptos de diseño sismorresistente), esta Norma establece los criterios mínimos para que las estructuras creadas de acuerdo con sus especificaciones presenten un comportamiento sísmico.

Es aplicable al diseño de todas las estructuras nuevas, a la inspección y refuerzo de estructuras ya existentes y a la reconstrucción de estructuras dañadas por los sismos.

Es de Aplicación obligatoria dentro del ámbito nacional.

3.7.3.3 Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS-2015

Las normas de construcción ecuatorianas esbozan los criterios y procedimientos que deben utilizarse, junto con las normas internacionales aceptadas, principalmente en el diseño de edificios sismorresistentes.

Dada la propensión de Ecuador a los terremotos, este capítulo será un documento que se actualizará constantemente y se utilizará en el cálculo y diseño

de estructuras sismorresistentes. Ofrecerá a los ingenieros, diseñadores y otros profesionales de la industria de la construcción recursos de cálculo fundamentados en los principios de la ingeniería sísmica, que les permitirán comprender las hipótesis de cálculo que utilizan para tomar decisiones en la fase de diseño.

Durante todas las etapas del proceso de cálculo y diseño para resistir los efectos sísmicos, como la elaboración del informe de diseño y los planos estructurales, es fundamental tomar las definiciones proporcionadas en este capítulo de manera literal. Si se utilizan otras definiciones de elementos o conceptos relacionados con el cálculo y diseño sísmico que no estén contemplados en este capítulo, es importante que sean coherentes con los términos técnicos utilizados en el campo del diseño sísmico y aceptados por organizaciones de normalización, institutos o centros de investigación nacionales o internacionales (NEC-SE-DS, 2015).

CAPÍTULO IV

RESULTADOS

4.1 Descripción del Trabajo de Campo

4.1.1 Características del Edificio

El edificio se caracteriza por tener una arquitectura impresionante en planta y elevación, conllevando al mismo a que sea una edificación muy irregular con ambientes de áreas muy variables. Sus partes estructurales están compuestas por elementos (columnas, vigas, losa aligerada y muros) de concreto armado, siendo las columnas de secciones variables en dimensiones y geometría. Es una estructura nueva ya que se construyó en el año 2007, donde se aplicaba la NTP E.030 – 2003.

4.1.2 Geometría del Edificio

La geometría en planta es muy irregular variando de grandes áreas cuadradas, en curva y rectangulares de reducidas dimensiones entre los pisos de elevación, por ende, la geometría vertical también es muy irregular en el sentido X e Y.

4.1.3 Concepción Estructural Sismoresistente

Se ha verificado la edificación ya construida en el año 2007 y podemos determinar la siguiente concepción estructural de la misma encontrándose que no cumple según las Norma de Diseño Sismo resistente E 030, por las siguientes razones.

- **Simplicidad y Simetría:** por la arquitectura mostrada no existe simetría en planta ni en elevación, siendo muy variables las dimensiones de las mismas no cumpliendo los parámetros establecidos en la Norma Técnica Peruana E. 030. Tal situación expone a la edificación a tener desplazamientos rotacionales entre sus diafragmas por piso y por ende incrementa los esfuerzos en los elementos estructurales que lo conforman en todos sus niveles.

- **Resistencia y Ductilidad:** de acuerdo a los resultados, la edificación la estructura es resistente por soportar todas las cargas de diseño actuantes, pero no tiene ductilidad en la dirección “X” y poca ductilidad en la dirección “Y”.

- **Hiperestaticidad y Monolitismo:** la estructura es hiperestática por todos los elementos estructurales que lo conforman (vigas, columnas y muros) y monolítica dado que está construido solo de un material que es el concreto de una resistencia a la compresión de 210 kg/cm²

- **Uniformidad y Continuidad de la Estructura:** por su arquitectura la estructura no es continua en elevación ni en planta motivando a que cambie su rigidez bruscamente entre los niveles adyacentes produciendo efectos de torsión ante las sollicitaciones sísmicas actuantes.

- **Rigidez Lateral:** de acuerdo a lo indicado de su poca ductilidad en ambas direcciones de análisis la estructura se considera rígida lateralmente, lo que también permite resistir las cargas inducidas por el sismo. Esta rigidez la proporciona la geometría e inercia de los elementos estructurales que conforman la edificación.

- **Existencia de Diafragmas rígidos:** todos los niveles están con techo aligerado de concreto armado lo que permite a la estructura comportarse como una unidad debido a los diafragmas por piso del mismo.

4.1.4 Recolección de Datos del Edificio

Los datos que se pudo obtener fueron los planos arquitectónicos en planta, elevación y estructurales a nivel de vigas, columnas, techo y muros. También el uso que se le está dando en estos momentos por piso tratándose de un Palacio Municipal utilizado para la atención diaria al público en general. Se realizaron visitas y se verificaron las dimensiones de los elementos estructurales en todos los niveles.

4.2 Diseño de Presentación de Resultados

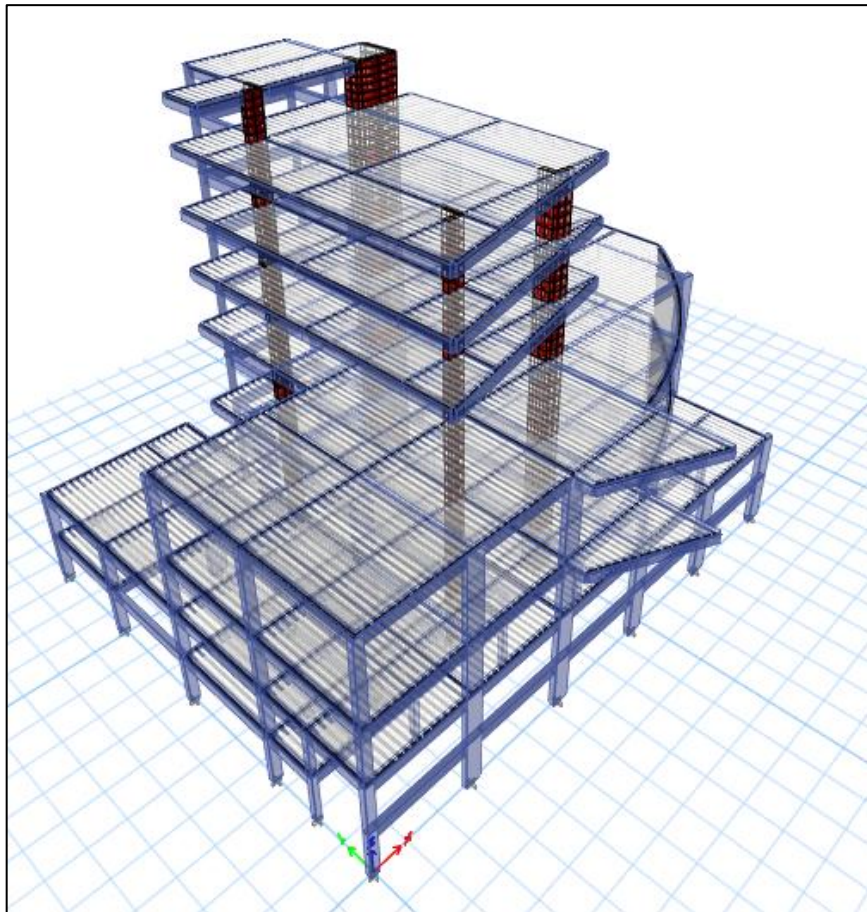
4.2.1 Modelamiento Estructural de la Edificación en ETABS V20.3.0

A continuación, con la ayuda del Software ETABS V20.3.0 procedemos a modelar la estructura con las dimensiones establecidos en los planos obtenidos de arquitectura y estructuras. Las dimensiones de las columnas, vigas, techos y muros estructurales, así como las distancias entre ejes y altura se obtuvieron de los planos

obtenidos los mismos que se alimentaron al software y como resultado se obtuvo el siguiente modelamiento.

Figura 4.1

Vista Isométrica de Modelamiento Estructural en ETABS V20



Fuente: Etabs V20, Adaptación propia

4.2.2 Categoría de la Edificación y Factor de Uso.

4.2.2.1 Norma E 030 Diseño Sismorresistente

Cada estructura se categoriza de acuerdo con los grupos indicados en el Cuadro N° 5 de la Norma E. 030. Según la categorización elegida, se utiliza el factor de uso o importancia (U), tal como se especifica en la tabla 4.1.

Tabla 4.1*Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso*

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
	A1: Establecimiento 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 para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1 - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales centrales de comunicaciones - Estaciones de bombero, cuarteles de las fuerzas armadas y policía - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades - 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 buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes como 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 E. 030 – Diseño Sismorresistente, 2018)

La estructura califica como Categoría A2 Edificaciones Esenciales ya que su funcionamiento será para uso de locales municipales de la Provincia de Chanchamayo, en donde diariamente será muy concurrido por los habitantes de la localidad. Corresponde un Factor de Uso: $U = 1.5$.

4.2.2.2 Categoría del Edificio y Coeficiente de Importancia I (NEC SE DS – 2015)

Se utilizará el factor de importancia I que corresponda a la clasificación de la estructura en una de las categorías enumeradas en la tabla 4.2.

El objetivo del factor I es aumentar la demanda sísmica de diseño para las estructuras que, debido a su uso o valor, deben seguir funcionando o sufrir menos daños durante y después del sismo de diseño.

Tabla 4.2

Categoría de la Edificación e Importancia

Categoría	Tipo de Uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, centros de salud o de emergencia sanitaria, instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: (NEC-SE-DS-2015)

Según la normativa NEC SE DS 2015, el edificio se clasifica como una Estructura de Ocupación debido a ser un edificio público que requiere funcionar de manera continua. Para este tipo de estructuras, se asigna un Coeficiente de importancia I = 1.3.

4.2.3 Categoría y Sistema Estructural

4.2.3.1 Categoría y Sistema Estructural. Norma E 030

La Norma peruana NTP E. 030 en sus artículos indica lo siguiente:

Artículo 16.- Sistemas Estructurales

16.1. Estructuras de Concreto Armado

Los elementos de concreto armado que constituyen el sistema estructural resistente a sismos cumplen con los requisitos establecidos en la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

a) **Pórticos.** Un mínimo del 80% de la carga de corte en la base se transfiere hacia las columnas de los pórticos. En función de su rigidez, los muros estructurales sólo soportan una parte de la fuerza sísmica total.

b) **Muros Estructurales.** En este sistema, los muros estructurales soportan al menos el 70% del esfuerzo cortante que se ejerce en la base proporcionan la mayor parte de la resistencia sísmica.

c) **Dual.** Una combinación de pórticos y muros estructurales resiste los movimientos sísmicos. Más del 20%, pero menos del 70%, del esfuerzo cortante en la base de la estructura es absorbido por los muros.

d) **Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL).** Estas construcciones se caracterizan por utilizar un sistema estructural compuesto por muros de concreto armado con espesores reducidos, los cuales proporcionan tanto resistencia sísmica como resistencia a las cargas de gravedad. En este sistema, se prescinde del uso de extremos confinados en los muros y La disposición del refuerzo vertical se realiza en una capa individual. Según la Norma E.030 - 2018, este tipo de sistema permite la construcción de un máximo de ocho pisos.

Para definir el Sistema estructural de la Edificación se realizó el Análisis Estático y Dinámico a la estructura obteniendo los siguientes resultados:

Tabla 4.3

Fuerza Cortante por Sismo Dinámico en la Base de la Edificación en Dirección X e Y

TABLE: Base Reactions							
Output Case	Case Type	FX tonf	FY tonf	FZ tonf	MX tonf-m	MY tonf-m	MZ tonf-m
Sismo Dinámico SX	LinRespSpec	804.896	170.2958	0	2439.632	11824.46	10280.721
Sismo Dinámico SY	LinRespSpec	194.2915	804.5085	0	11290.43	2722.733	14705.522

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.4

Fuerza Cortante por Sismo Dinámico en la Base de los Muros de Corte en Dirección X e Y

TABLE: Section Cut Forces - Analysis							
SectionCut	Output Case	F1 tonf	F2 tonf	F3 tonf	M1 tonf-m	M2 tonf-m	M3 tonf-m
Corte en Muros en la Base	Sismo Dinámico X	422.80	137.90	98.55	1744.36	5340.79	1230.62
Corte en Muros en la Base	Sismo Dinámico Y	109.77	605.00	306.68	2412.99	1187.73	1387.36

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.5

Fuerza Cortante por Sismo Dinámico en muros con respecto a la edificación en dirección X e Y

Sistema Estructural Dual en "X" y Muros Estructurales en "Y"			
Ratio Muro/Cortante en la Base	Sismo Dinámico SX	52.53%	
	Sismo Dinámico SY		75.20%

Fuente: Elaboración propia

Como se puede notar, en "X" los muros soportan una fuerza cortante que está por encima del 20% pero por debajo del 70%, mientras que en "Y" soportan más del 70% de la fuerza cortante en la base del edificio. Esto se identifica como un Sistema Estructural Dual en "X" y Muros estructurales en "Y".

4.2.3.2 Clasificación de Edificios. NEC SE DS - 2015

La clasificación de las estructuras de concreto armado según la NEC-SE-HM-2015 se realiza en base al tipo se espera que el comportamiento sea dúctil según lo previsto de la siguiente manera (Quizhpilema, 2017):

TABLA 4.6

Clasificación de los edificios de hormigón armado

Sistema Estructural	Elementos que resisten sismos	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columnas fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento pero débil en flexión
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle)	Muro fuerte en corte, débil en flexión Columna no falla por corte

Sistema Estructural	Elementos que resisten sismos	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle) Extremos vigas de acople	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople

Fuente: NEC-SE-HM-2015

Según la NEC SE DS - 2015, la estructura se clasifica como muros estructurales. Las columnas y los muros estructurales están equipados con rótulas plásticas en la base de los muros y en las columnas del primer piso (a nivel de la calle). Los muros son resistentes al corte, pero débiles en flexión, mientras que las columnas no fallan debido al corte.

4.2.4 Regularidad Estructural

4.2.4.1 Regularidad Estructural. Norma E 030

Para determinar la regularidad estructural de la edificación, tuvimos que valernos de resultados del análisis estático y dinámico de la estructura verificando los mismos conforme al requerimiento de la Norma E.030 Diseño sismorresistente en sus tablas N° 8, 9 y 10. La Norma mencionada indica lo siguiente:

Artículo 19.- Regularidad Estructural

19.1. Se realiza una clasificación de las estructuras en términos de regularidad o irregularidad con el propósito de:

- a) Cumplir las restricciones de la Tabla N° 10.
- b) Establecer los procedimientos de análisis.
- c) Determinar el coeficiente R de reducción de fuerzas sísmicas.

19.2. **Estructuras Regulares** son las que, en su configuración resistente a cargas laterales, no presentan las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9. En estos casos, el factor I_a e I_p es igual a 1.0.

19.3. **Estructuras Irregulares** son aquellas que presentan una o más de las irregularidades indicadas en las Tablas N° 8 y N° 9.

Artículo 20.- Factores de Irregularidad (Ia , Ip)

- 20.1. El factor Ia se calcula seleccionando el valor más bajo de la Tabla N° 8, que corresponde a las irregularidades estructurales presentes en altura en ambas direcciones de análisis.
- 20.2. El factor Ip se calcula seleccionando el valor más bajo de la Tabla N° 4.7, que corresponde a las irregularidades estructurales presentes en planta en ambas direcciones de análisis.
- 20.3. En caso de que al utilizar las Tablas N° 4.7 y 4.8 se obtengan diferentes valores para los factores Ia o Ip en las dos direcciones de análisis, se selecciona el valor más bajo para cada factor entre los obtenidos en ambas direcciones.

Tabla 4.7*Irregularidad Estructural en Altura*

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Se identifica como una irregularidad de rigidez cuando, en cualquier dirección de análisis, la rigidez lateral de un piso es menor al 70% de la rigidez lateral del piso inmediatamente superior o es menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres pisos superiores adyacentes. Para calcular las rigideces laterales, se divide la fuerza cortante del piso entre el desplazamiento relativo correspondiente en el centro de masas, ambos evaluados bajo la misma carga.</p>	0,75
<p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Se considera una irregularidad de resistencia cuando, en cualquier dirección de análisis, la resistencia de un piso ante fuerzas cortantes es menor al 80% de la resistencia del piso inmediatamente superior.</p>	
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Se considera una irregularidad extrema de rigidez cuando la rigidez lateral de un piso, en cualquier dirección de análisis, es inferior al 60% de la rigidez lateral del piso inmediatamente superior o es menor al 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Para calcular las rigideces laterales, se utiliza la relación entre la fuerza cortante del piso y el desplazamiento relativo correspondiente en el centro de masas, ambos evaluados bajo la misma carga.</p>	0,50
<p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Una irregularidad extrema de resistencia se presenta cuando la resistencia de un piso frente a fuerzas cortantes, en cualquier dirección de análisis, es inferior al 65% de la resistencia del piso inmediatamente superior.</p>	
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se identifica una irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, calculado de acuerdo con lo indicado en el artículo 26, excede 1.5 veces el peso de un piso adyacente. Es importante destacar que este criterio no se aplica a azoteas ni sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical Se clasifica como una configuración irregular de la estructura cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales supera 1.3 veces la dimensión correspondiente en un piso adyacente. Es relevante destacar que esta regla no se aplica a azoteas ni sótanos.</p>	0,90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes La estructura se clasifica como irregular cuando se detecta un desalineamiento vertical en cualquier elemento que soporte más del 10% de la fuerza cortante. Este desalineamiento puede ser el resultado de un cambio en la orientación del elemento o de un desplazamiento del eje que excede el 25% de su dimensión correspondiente.</p>	0,80

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I_a
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Se considera una discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante resistida por los elementos discontinuos mencionados anteriormente representa más del 25% de la fuerza cortante total.</p>	0,60

Fuente: (Norma E. 030 – Diseño Sismorresistente)

Tabla 4.8

Irregularidad Estructural en Planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Irregularidad Torsional Una irregularidad torsional se presenta cuando, en cualquier dirección de análisis, el desplazamiento relativo máximo de un extremo del entrepiso (Δ_{max}), considerando una excentricidad accidental, supera 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma carga (Δ_{prom}). Es importante mencionar que este criterio solo se aplica a edificios con diafragmas rígidos y solo si el desplazamiento relativo máximo de entrepiso es mayor al 50% del desplazamiento permitido según lo indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,75
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Una irregularidad torsional extrema se presenta cuando, en cualquier dirección de análisis, el desplazamiento relativo máximo de un extremo del entrepiso (Δ_{max}), considerando una excentricidad accidental, supera 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma carga (Δ_{prom}). Es importante destacar que este criterio solo se aplica a edificios con diafragmas rígidos y solo si el desplazamiento relativo máximo de entrepiso es superior al 50% del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	0,60
<p>Esquinas Entrantes Se clasifica la estructura como irregular cuando muestra esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones exceden el 20% de la dimensión total en planta correspondiente.</p>	0,90
<p>Discontinuidad del Diafragma Se clasifica la estructura como irregular cuando los diafragmas exhiben cambios abruptos o variaciones significativas en su rigidez, lo cual incluye aberturas que representan más del 50% del área total del diafragma. Además, se considera irregular cuando, en cualquier piso y en cualquier dirección de análisis, alguna sección transversal del diafragma presenta un área neta resistente menor al 25% del área total de la sección transversal calculada utilizando las dimensiones totales del plano.</p>	0,85

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad I_p
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que hay irregularidad cuando los elementos que resisten las fuerzas laterales no son paralelos en ninguna de las direcciones de análisis. Sin embargo, esta condición no se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores a 30°, ni cuando los elementos no paralelos representan menos del 10% de la fuerza cortante total del piso.</p>	0,90

Fuente: (Norma E. 030 – Diseño Sismorresistente)

A.- IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

NORMA E. 030 - 2018

a) Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Los resultados obtenidos del análisis estático y dinámico se presentan en la siguiente tabla. Es claro que no se observa ninguna irregularidad de rigidez, ya que tanto en la dirección X como en la dirección Y del análisis, la rigidez lateral de cada entrepiso es mayor al 70% de la rigidez lateral del forjado ubicado encima de él y menor al 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Tabla 4.9

Verificación de Irregularidad de Rigidez por Piso Blando

TABLE: Story Stiffness									
Story	Output Case	Shear X tonf	Drift X cm	Stiff X kgf/cm	Shear Y tonf	Drift Y cm	Stiff Y kgf/cm	Irregular	Piso Blando %
Azotea	Sismo Estático SX	34.04	1.41	2410.95	0.00	0.10	0.00	No	1.00
Piso 7	Sismo Estático SX	149.44	2.01	7436.77	0.00	0.10	0.00	No	3.08
Piso 6	Sismo Estático SX	287.89	2.14	13481.85	0.00	0.20	0.00	No	1.81

TABLE: Story Stiffness									
Story	Output Case	Shear X tonf	Drift X cm	Stiff X kgf/cm	Shear Y tonf	Drift Y cm	Stiff Y kgf/cm	Irregular	Piso Blando %
Piso 5	Sismo Estático SX	403.26	2.03	19859.98	0.00	0.19	0.00	No	1.47
Piso 4	Sismo Estático SX	610.96	2.63	23267.31	0.00	0.61	0.00	No	1.17
Piso 3	Sismo Estático SX	746.31	1.51	49447.10	0.00	0.25	0.00	No	2.13
Piso 2	Sismo Estático SX	854.93	0.75	113482.62	0.00	0.11	0.00	No	2.30
Mezanine - Piso 1	Sismo Estático SX	892.46	0.46	193321.21	0.00	0.06	0.00	No	1.70
Azotea	Sismo Estático SY	0.00	0.11	0.00	34.04	1.52	1715.62	No	1.00
Piso 7	Sismo Estático SY	0.00	0.07	0.00	149.44	2.41	4750.67	No	2.77
Piso 6	Sismo Estático SY	0.00	0.16	0.00	287.89	2.73	8173.70	No	1.72
Piso 5	Sismo Estático SY	0.00	0.19	0.00	403.26	2.87	10867.40	No	1.33
Piso 4	Sismo Estático SY	0.00	0.30	0.00	610.96	4.28	11027.05	No	1.01
Piso 3	Sismo Estático SY	0.00	0.18	0.00	746.31	2.38	23095.65	No	2.09
Piso 2	Sismo Estático SY	0.00	0.09	0.00	854.94	1.23	51643.84	No	2.24
Mezanine - Piso 1	Sismo Estático SY	0.00	0.06	0.00	892.46	0.74	91358.14	No	1.77

Fuente: Elaboración propia

b) Irregularidades de Resistencia – Piso Débil

Como se puede apreciar, en todas las direcciones de análisis, la capacidad de resistencia de cada entrepiso frente a las fuerzas cortantes supera el 80% de la resistencia del entrepiso inmediatamente superior. Por lo tanto, no se evidencia ninguna irregularidad en la resistencia ni se detecta ningún piso débil en la estructura.

Tabla 4.10*Verificación de Irregularidad de Resistencia por Piso Débil*

TABLE: Shear Gravity Ratios							
Story	Output Case	Case Type	Gravity	Shear X	Shear Y	Irregular	Piso Débil
			tonf	tonf	tonf		%
Azotea	Sismo Estático SX	LinStatic	55.81	34.04	0.00	No	
Piso 7	Sismo Estático SX	LinStatic	240.00	149.44	0.00	No	438.95%
Piso 6	Sismo Estático SX	LinStatic	482.63	287.89	0.00	No	192.65%
Piso 5	Sismo Estático SX	LinStatic	725.25	403.26	0.00	No	140.07%
Piso 4	Sismo Estático SX	LinStatic	1301.06	610.96	0.00	No	151.51%
Piso 3	Sismo Estático SX	LinStatic	1844.14	746.31	0.00	No	122.15%
Piso 2	Sismo Estático SX	LinStatic	2571.64	854.93	0.00	No	114.56%
Mezanine - Piso 1	Sismo Estático SX	LinStatic	3090.26	892.46	0.00	No	104.39%
Azotea	Sismo Estático SY	LinStatic	55.81	0.00	34.04	No	
Piso 7	Sismo Estático SY	LinStatic	240.00	0.00	149.44	No	438.95%
Piso 6	Sismo Estático SY	LinStatic	482.63	0.00	287.89	No	192.65%
Piso 5	Sismo Estático SY	LinStatic	725.25	0.00	403.26	No	140.07%
Piso 4	Sismo Estático SY	LinStatic	1301.06	0.00	610.96	No	151.51%
Piso 3	Sismo Estático SY	LinStatic	1844.14	0.00	746.31	No	122.15%
Piso 2	Sismo Estático SY	LinStatic	2571.64	0.00	854.94	No	114.56%
Mezanine - Piso 1	Sismo Estático SY	LinStatic	3090.26	0.00	892.46	No	104.39%
Azotea	Sismo Dinámico SX	LinRespSpec	55.81	46.54	15.79	No	
Piso 7	Sismo Dinámico SX	LinRespSpec	240.00	166.02	49.56	No	356.70%
Piso 6	Sismo Dinámico SX	LinRespSpec	482.63	290.40	73.46	No	174.92%
Piso 5	Sismo Dinámico SX	LinRespSpec	725.25	378.32	84.40	No	130.28%
Piso 4	Sismo Dinámico SX	LinRespSpec	1301.06	539.70	115.63	No	142.66%
Piso 3	Sismo Dinámico SX	LinRespSpec	1844.14	647.50	139.87	No	119.97%
Piso 2	Sismo Dinámico SX	LinRespSpec	2571.64	760.18	162.29	No	117.40%
Mezanine - Piso 1	Sismo Dinámico SX	LinRespSpec	3090.26	804.90	170.30	No	105.88%

Fuente: Elaboración propia

c) Irregularidad Extrema de Rigidez

Dado que la rigidez lateral de un entrepiso en cualquier dirección del análisis es superior al 60% de la rigidez lateral del entrepiso situado sobre él o superior al 70% de la rigidez lateral media de los tres niveles superiores adyacentes, la tabla adjunta demuestra que no existe ninguna irregularidad extrema de rigidez.

Tabla 4.11

Verificación de Irregularidad de Rigidez Extrema

TABLE: Story Stiffness									
Story	Output Case	Shear X tonf	Drift X cm	Stiff X kgf/cm	Shear Y tonf	Drift Y cm	Stiff Y kgf/cm	Irregular	Piso Blando %
Piso 8	Sismo Estático SX	34.04	1.41	2410.95	0.00	0.10	0.00	No	1.00
Piso 7	Sismo Estático SX	149.44	2.01	7436.77	0.00	0.10	0.00	No	3.08
Piso 6	Sismo Estático SX	287.89	2.14	13481.85	0.00	0.20	0.00	No	1.81
Piso 5	Sismo Estático SX	403.26	2.03	19859.98	0.00	0.19	0.00	No	1.47
Piso 4	Sismo Estático SX	610.96	2.63	23267.31	0.00	0.61	0.00	No	1.17
Piso 3	Sismo Estático SX	746.31	1.51	49447.10	0.00	0.25	0.00	No	2.13
Piso 2	Sismo Estático SX	854.93	0.75	113482.62	0.00	0.11	0.00	No	2.30
Mezanine - Piso 1	Sismo Estático SX	892.46	0.46	193321.21	0.00	0.06	0.00	No	1.70
Piso 8	Sismo Estático SY	0.00	0.11	0.00	34.04	1.52	1715.62	No	1.00
Piso 7	Sismo Estático SY	0.00	0.07	0.00	149.44	2.41	4750.67	No	2.77
Piso 6	Sismo Estático SY	0.00	0.16	0.00	287.89	2.73	8173.70	No	1.72
Piso 5	Sismo Estático SY	0.00	0.19	0.00	403.26	2.87	10867.40	No	1.33
Piso 4	Sismo Estático SY	0.00	0.30	0.00	610.96	4.28	11027.05	No	1.01
Piso 3	Sismo Estático SY	0.00	0.18	0.00	746.31	2.38	23095.65	No	2.09
Piso 2	Sismo Estático SY	0.00	0.09	0.00	854.94	1.23	51643.84	No	2.24
Mezanine - Piso 1	Sismo Estático SY	0.00	0.06	0.00	892.46	0.74	91358.14	No	1.77

Fuente: Elaboración propia

d) Irregularidad Extrema de Resistencia

No se presenta una irregularidad extrema de resistencia, debido a que en ambas direcciones de análisis (X e Y), en todos los entrepisos, se ha comprobado que la resistencia frente a las fuerzas cortantes es superior al 65% de la resistencia del entrepiso inmediatamente superior.

Tabla 4.12

Verificación de Irregularidad de Rigidez Extrema de Resistencia

TABLE: Shear Gravity Ratios						
Story	Output Case	Gravity	Shear X	Shear Y	Irregular	Piso Débil
		tonf	tonf	tonf		%
Azotea	Sismo Estático SX	55.81	34.04	0.00	No	
Piso 7	Sismo Estático SX	240.00	149.44	0.00	No	438.95%
Piso 6	Sismo Estático SX	482.63	287.89	0.00	No	192.65%
Piso 5	Sismo Estático SX	725.25	403.26	0.00	No	140.07%
Piso 4	Sismo Estático SX	1301.06	610.96	0.00	No	151.51%
Piso 3	Sismo Estático SX	1844.14	746.31	0.00	No	122.15%
Piso 2	Sismo Estático SX	2571.64	854.93	0.00	No	114.56%
Mezanine - Piso 1	Sismo Estático SX	3090.26	892.46	0.00	No	104.39%
Azotea	Sismo Estático SY	55.81	0.00	34.04	No	
Piso 7	Sismo Estático SY	240.00	0.00	149.44	No	438.95%
Piso 6	Sismo Estático SY	482.63	0.00	287.89	No	192.65%
Piso 5	Sismo Estático SY	725.25	0.00	403.26	No	140.07%
Piso 4	Sismo Estático SY	1301.06	0.00	610.96	No	151.51%
Piso 3	Sismo Estático SY	1844.14	0.00	746.31	No	122.15%
Piso 2	Sismo Estático SY	2571.64	0.00	854.94	No	114.56%
Mezanine - Piso 1	Sismo Estático SY	3090.26	0.00	892.46	No	104.39%
Azotea	Sismo Dinámico SX	55.81	46.54	15.79	No	
Piso 7	Sismo Dinámico SX	240.00	166.02	49.56	No	356.70%
Piso 6	Sismo Dinámico SX	482.63	290.40	73.46	No	174.92%
Piso 5	Sismo Dinámico SX	725.25	378.32	84.40	No	130.28%
Piso 4	Sismo Dinámico SX	1301.06	539.70	115.63	No	142.66%
Piso 3	Sismo Dinámico SX	1844.14	647.50	139.87	No	119.97%
Piso 2	Sismo Dinámico SX	2571.64	760.18	162.29	No	117.40%
Mezanine - Piso 1	Sismo Dinámico SX	3090.26	804.90	170.30	No	105.88%

Fuente: Elaboración propia

e) Irregularidad de Masa o Peso

Verificando la tabla adjunta se puede apreciar que se identifica una irregularidad de masa (o peso) debido a que el peso del cuarto piso supera 1,5 veces el peso de un piso adyacente superior e inferior. Esto es debido a la irregularidad de la estructura por su propia arquitectura.

Tabla 4.13

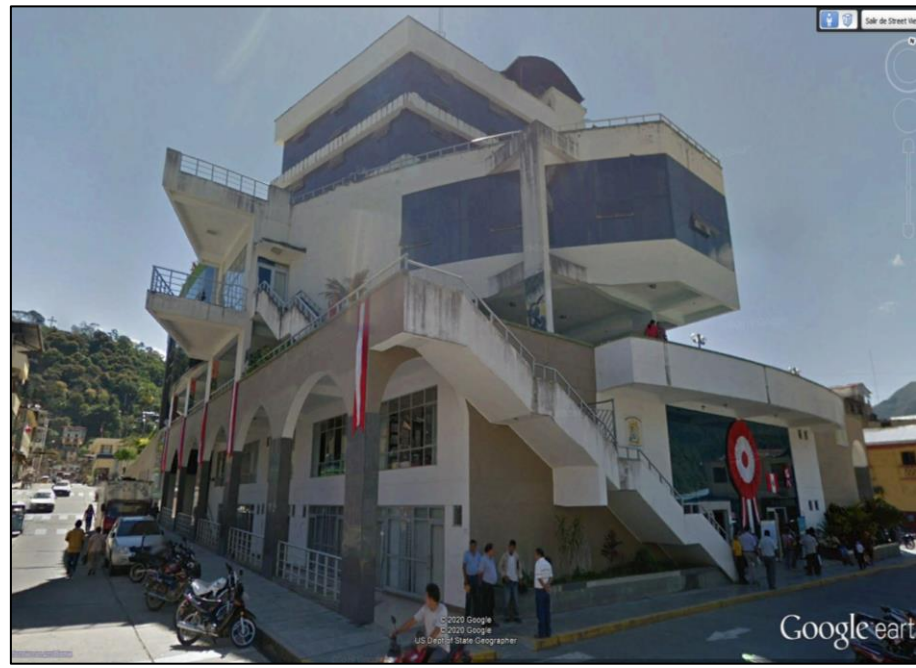
Verificación de Irregularidad de Masa o Peso

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity							
Story	Diaphragm	Mass X kgf-s ² /m	Mass Y kgf-s ² /m	XCM m	YCM m	Irregular	Masa %
Mezanine - Piso 1	D1	51584.45	51584.45	15.83	13.23	NO	0.72
Piso 2	D2	71924.26	71924.26	16.08	12.54	NO	1.28
Piso 3	D3	56181.33	56181.33	16.37	10.43	NO	1.02
Piso 4	D4	54813.05	54813.05	16.39	10.52	SI	2.24
Piso 5	D5	24417.59	24417.59	15.90	14.50	NO	1.00
Piso 6	D6	24417.59	24417.59	15.90	14.50	NO	1.40
Piso 7	D7	17421.82	17421.82	15.95	14.85	NO	
Azotea	D8	4627.18	4627.18	15.98	22.76		

Fuente: Elaboración propia

Irregularidad Geométrica Vertical

Dado que la dimensión en planta de la estructura que resiste cargas laterales es mayor que 1,3 veces la de un piso adyacente, como se muestra en la figura adjunta en ambas direcciones de estudio, existe una irregularidad geométrica vertical.

Figura 4.2*Palacio Municipal de Chanchamayo*

Fuente: (Google Earth, 2020)

f) Discontinuidad en los Sistemas Resistentes

Cuando cualquier elemento que resista más del 10% de la fuerza cortante presenta una desalineación vertical, ya sea por un cambio de orientación o por un desplazamiento del eje superior al 25% de la dimensión correspondiente del elemento, la estructura se clasifica como irregular.

Tabla 4.14

Verificación de Discontinuidad en los Sistemas Resistentes por Sismo Dinámico en X

TABLE: Element Forces - Columns		Fza Cortante en la Base (Din X) = 804.89 tonf				Discontinuidad	Ratio Resistencia	
Story	Column	Output Case	P tonf	V2 tonf	V3 tonf		Dir 2	Dir 3
Mezanine - Piso 1	C1	Sismo Dinámico X	38.99	7.68	0.26	NO	0.95%	0.03%
Mezanine - Piso 1	C2	Sismo Dinámico X	9.81	31.25	0.47	NO	3.88%	0.06%
Mezanine - Piso 1	C4	Sismo Dinámico X	21.17	31.96	0.33	NO	3.97%	0.04%
Mezanine - Piso 1	C5	Sismo Dinámico X	43.52	31.72	0.16	NO	3.94%	0.02%
Mezanine - Piso 1	C6	Sismo Dinámico X	2.02	27.29	0.51	NO	3.39%	0.06%
Mezanine - Piso 1	C7	Sismo Dinámico X	17.59	23.12	0.57	NO	2.87%	0.07%
Mezanine - Piso 1	C8	Sismo Dinámico X	5.68	3.27	1.63	NO	0.41%	0.20%
Mezanine - Piso 1	C9	Sismo Dinámico X	7.92	3.18	1.29	NO	0.39%	0.16%
Mezanine - Piso 1	C10	Sismo Dinámico X	6.54	3.18	0.98	NO	0.39%	0.12%
Mezanine - Piso 1	C11	Sismo Dinámico X	6.23	3.27	1.14	NO	0.41%	0.14%
Mezanine - Piso 1	C12	Sismo Dinámico X	5.97	2.36	1.67	NO	0.29%	0.21%
Mezanine - Piso 1	C13	Sismo Dinámico X	21.24	26.34	4.52	NO	3.27%	0.56%
Mezanine - Piso 1	C16	Sismo Dinámico X	12.55	26.75	2.95	NO	3.32%	0.37%
Mezanine - Piso 1	C17	Sismo Dinámico X	49.38	21.71	4.30	NO	2.70%	0.53%
Mezanine - Piso 1	C18	Sismo Dinámico X	46.21	20.79	2.69	NO	2.58%	0.33%
Mezanine - Piso 1	C19	Sismo Dinámico X	26.26	20.68	2.15	NO	2.57%	0.27%
Mezanine - Piso 1	C20	Sismo Dinámico X	5.63	20.43	2.51	NO	2.54%	0.31%
Mezanine - Piso 1	C21	Sismo Dinámico X	47.72	16.80	3.71	NO	2.09%	0.46%
Mezanine - Piso 1	C22	Sismo Dinámico X	65.03	4.62	2.36	NO	0.57%	0.29%
Mezanine - Piso 1	C23	Sismo Dinámico X	63.46	4.40	1.60	NO	0.55%	0.20%
Mezanine - Piso 1	C24	Sismo Dinámico X	14.94	23.88	13.63	NO	2.97%	1.69%
Mezanine - Piso 1	C25	Sismo Dinámico X	40.14	6.49	3.60	NO	0.81%	0.45%

TABLE: Element Forces - Columns		Fza Cortante en la Base (Din X) =			804.89 tonf			
Story	Column	Output Case	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	Discontinuidad	Ratio Resistencia Dir 2 Dir 3	
Mezanine - Piso 1	C26	Sismo Dinámico X	35.66	5.15	3.11	NO	0.64%	0.39%
Mezanine - Piso 1	C27	Sismo Dinámico X	12.27	4.05	3.29	NO	0.50%	0.41%
Mezanine - Piso 1	C28	Sismo Dinámico X	12.13	4.01	2.49	NO	0.50%	0.31%
Mezanine - Piso 1	C29	Sismo Dinámico X	5.84	15.62	3.92	NO	1.94%	0.49%
Mezanine - Piso 1	C30	Sismo Dinámico X	12.87	13.54	2.89	NO	1.68%	0.36%
Mezanine - Piso 1	C31	Sismo Dinámico X	10.74	13.09	2.00	NO	1.63%	0.25%
Mezanine - Piso 1	C32	Sismo Dinámico X	15.17	12.85	2.57	NO	1.60%	0.32%
Mezanine - Piso 1	C33	Sismo Dinámico X	35.73	17.82	2.17	NO	2.21%	0.27%
Mezanine - Piso 1	C34	Sismo Dinámico X	13.36	12.54	3.63	NO	1.56%	0.45%
Mezanine - Piso 1	C35	Sismo Dinámico X	85.52	5.16	0.72	NO	0.64%	0.09%
Mezanine - Piso 1	C36	Sismo Dinámico X	7.31	2.46	2.08	NO	0.31%	0.26%

Fuente: Elaboración propia

Observando los resultados de análisis en las dos direcciones la estructura no califica como irregular, ya que ningún elemento o columnas no alcanza el 10% de la fuerza cortante.

Tabla 4.15

Verificación de Discontinuidad en los Sistemas Resistentes por Sismo Dinámico en Y

TABLE: Element Forces - Columns		Fza Cortante en la Base (Din Y) =			804.51 tonf			
Story	Column	Output Case	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	Discontinuidad	Ratio Resistencia Dir 2 Dir 3	
Mezanine - Piso 1	C1	Sismo Dinámico Y	17.58	4.99	0.74	NO	0.62%	0.09%
Mezanine - Piso 1	C2	Sismo Dinámico Y	30.88	21.01	1.02	NO	2.61%	0.13%

TABLE: Element Forces - Columns		Fza Cortante en la Base (Din Y) = 804.51 tonf			Output Case		Ratio Resistencia	
Story	Column	P	V2	V3	Discontinuidad	Dir 2	Dir 3	
		tonf	tonf	tonf				
Mezanine - Piso 1	C4	Sismo Dinámico Y	34.79	21.43	0.90	NO	2.66%	0.11%
Mezanine - Piso 1	C5	Sismo Dinámico Y	61.78	21.28	0.89	NO	2.65%	0.11%
Mezanine - Piso 1	C6	Sismo Dinámico Y	8.13	18.87	2.23	NO	2.35%	0.28%
Mezanine - Piso 1	C7	Sismo Dinámico Y	14.81	16.25	2.26	NO	2.02%	0.28%
Mezanine - Piso 1	C8	Sismo Dinámico Y	18.40	1.81	4.89	NO	0.22%	0.61%
Mezanine - Piso 1	C9	Sismo Dinámico Y	34.21	1.81	5.11	NO	0.23%	0.64%
Mezanine - Piso 1	C10	Sismo Dinámico Y	31.60	1.77	4.60	NO	0.22%	0.57%
Mezanine - Piso 1	C11	Sismo Dinámico Y	20.74	1.86	4.03	NO	0.23%	0.50%
Mezanine - Piso 1	C12	Sismo Dinámico Y	20.72	1.39	4.02	NO	0.17%	0.50%
Mezanine - Piso 1	C13	Sismo Dinámico Y	8.09	13.95	13.31	NO	1.73%	1.65%
Mezanine - Piso 1	C16	Sismo Dinámico Y	8.39	14.44	10.15	NO	1.79%	1.26%
Mezanine - Piso 1	C17	Sismo Dinámico Y	27.99	11.82	10.04	NO	1.47%	1.25%
Mezanine - Piso 1	C18	Sismo Dinámico Y	24.87	6.63	10.94	NO	0.82%	1.36%
Mezanine - Piso 1	C19	Sismo Dinámico Y	12.02	6.92	10.18	NO	0.86%	1.27%
Mezanine - Piso 1	C20	Sismo Dinámico Y	6.84	6.72	8.57	NO	0.84%	1.07%
Mezanine - Piso 1	C21	Sismo Dinámico Y	21.48	5.52	8.50	NO	0.69%	1.06%
Mezanine - Piso 1	C22	Sismo Dinámico Y	143.41	2.14	8.91	NO	0.27%	1.11%
Mezanine - Piso 1	C23	Sismo Dinámico Y	164.85	2.09	8.11	NO	0.26%	1.01%
Mezanine - Piso 1	C24	Sismo Dinámico Y	32.37	7.85	35.36	NO	0.98%	4.40%
Mezanine - Piso 1	C25	Sismo Dinámico Y	29.75	3.37	8.71	NO	0.42%	1.08%
Mezanine - Piso 1	C26	Sismo Dinámico Y	24.79	1.76	7.31	NO	0.22%	0.91%
Mezanine - Piso 1	C27	Sismo Dinámico Y	3.78	1.07	7.73	NO	0.13%	0.96%
Mezanine - Piso 1	C28	Sismo Dinámico Y	12.20	2.02	5.69	NO	0.25%	0.71%
Mezanine - Piso 1	C29	Sismo Dinámico Y	1.40	4.44	11.11	NO	0.55%	1.38%

TABLE: Element Forces - Columns		Fza Cortante en la Base (Din Y) = 804.51 tonf					Ratio Resistencia	
Story	Column	Output Case	P tonf	V2 tonf	V3 tonf	Discontinuidad	Dir 2	Dir 3
Mezanine - Piso 1	C30	Sismo Dinámico Y	20.91	8.22	7.97	NO	1.02%	0.99%
Mezanine - Piso 1	C31	Sismo Dinámico Y	22.01	8.21	6.23	NO	1.02%	0.77%
Mezanine - Piso 1	C32	Sismo Dinámico Y	12.34	8.17	5.67	NO	1.02%	0.70%
Mezanine - Piso 1	C33	Sismo Dinámico Y	15.23	5.18	7.87	NO	0.64%	0.98%
Mezanine - Piso 1	C34	Sismo Dinámico Y	6.11	3.72	8.15	NO	0.46%	1.01%
Mezanine - Piso 1	C35	Sismo Dinámico Y	152.49	4.30	3.27	NO	0.54%	0.41%
Mezanine - Piso 1	C36	Sismo Dinámico Y	12.25	1.34	5.00	NO	0.17%	0.62%

Fuente: Elaboración propia

g) Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes

De los resultados anteriores (Irregularidad en los Sistemas Resistentes), claramente se aprecia que no existe irregularidad extrema dado que ningún elemento (columnas) resiste más del 10% del cortante total y los muros mantienen un alineamiento vertical desde la base a la azotea.

Para el caso particular de la presente investigación, tomando en consideración los lineamientos expuestos en la tabla 4.7, la clasificación estructural (dual en “X” y muros estructurales en “Y”), la estructura es irregular en altura y como consecuencia el factor de irregularidad (I_a) en el sentido “X” es 0.9 y en el sentido “Y” es 0.6, como se demuestra en la figura 4.5.

Figura 4.3*Irregularidades estructurales en Altura*

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA			la Dir X-X	la Dir Y-Y	
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00	
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00	
Irregularidad Extrema de Rigidez	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00	
Irregularidad Extrema de Resistencia	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00	
Irregularidad de Masa o Peso	<input checked="" type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		0.90	0.90	
Irregularidad Geométrica Vertical	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input checked="" type="checkbox"/> DIR Y-Y	0.90	0.90	
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00	
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		1.00	1.00	
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10			Se toma el valor mas critico	0.90	0.90

Fuente: Elaboración propia

B.- IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA**a) Irregularidad Torsional**

Se puede verificar en la tabla adjunta que las derivas máximas entre entrepisos es mayor que 50% del desplazamiento permisible en la tabla N° 4.16 (0.007). Se detecta una irregularidad torsional en ambas direcciones, dado que el desplazamiento relativo máximo entre pisos en un extremo del edificio, considerando la excentricidad accidental, es mayor a 1.3 veces el valor promedio del desplazamiento relativo en los extremos del mismo piso, considerando la misma carga

Tabla 4.16*Verificación de Irregularidad Torsional por Sismo Dinámico en la Dirección X*

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts											0.007
Story	Output Case	Altura x piso	Altura x piso Acum.	Des. Relativo max. Perm.	50% Perm.	Desp. Acum.	Desp. Elástico	1.3 x Promedio de Entrepisos	Max Drift	Max Drift/	Irregularidad
Azotea	Sismo Dinámico SX		27.4	0		17.04			0.0072	1/139	
Piso 7	Sismo Dinámico SX	2.6	24.8	1.82	91.00%	20.07	-3.04	2.43	0.0114	1/88	NO

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts											
Story	Output Case	Altura x piso	Altura x piso Acum.	0.007				1.3 x Promedio de Entrepisos	Max Drift	Max Drift/	Irregularidad
				Des. Relativo max. Perm.	50% Perm.	Desp. Acum.	Desp. Elástico				
Piso 6	Sismo Dinámico SX	3.4	21.4	2.38	119.00%	16.33	3.74	0.71	0.0127	1/78	SI
Piso 5	Sismo Dinámico SX	3.4	18	2.38	119.00%	12.20	4.13	4.14	0.0107	1/93	NO
Piso 4	Sismo Dinámico SX	3.4	14.6	2.38	119.00%	9.57	2.63	5.49	0.0082	1/122	NO
Piso 3	Sismo Dinámico SX	5.1	9.5	3.57	178.50%	5.27	4.31	3.51	0.0071	1/142	SI
Piso 2	Sismo Dinámico SX	3.4	6.1	2.38	119.00%	2.49	2.77	3.86	0.0054	1/187	NO
Mezanine - Piso 1	Sismo Dinámico SX	3.05	3.05	2.135	106.75%	0.86	1.63	1.80	0.0028	1/354	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.17

Verificación de Irregularidad Torsional por Sismo Dinámico en la Dirección Y

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts											
Story	Output Case	Altura x piso	Altura x piso Acum.	0.007				1.3 x Promedio de Entrepisos	Max Drift	Max Drift/	Irregularidad
				Des. Relativo max. Perm.	50% Perm.	Desp. Acum.	Desp. Elástico				
Azotea	Sismo Dinámico SY		27.4	0		22.20			0.0021	1/467	
Piso 7	Sismo Dinámico SY	2.6	24.8	1.82	91.00%	20.49	1.71	1.91	0.0054	1/185	NO
Piso 6	Sismo Dinámico SY	3.4	21.4	2.38	119.00%	17.55	2.94	3.33	0.0062	1/160	NO
Piso 5	Sismo Dinámico SY	3.4	18	2.38	119.00%	14.14	3.41	3.30	0.0047	1/213	SI
Piso 4	Sismo Dinámico SY	3.4	14.6	2.38	119.00%	12.01	2.14	5.95	0.0042	1/236	NO
Piso 3	Sismo Dinámico SY	5.1	9.5	3.57	178.50%	6.26	5.75	3.43	0.0035	1/282	SI
Piso 2	Sismo Dinámico SY	3.4	6.1	2.38	119.00%	3.13	3.13	5.07	0.0027	1/372	NO
Mezanine - Piso 1	Sismo Dinámico SY	3.05	3.05	2.135	106.75%	1.07	2.05	2.04	0.0015	1/660	

Fuente: Elaboración propia

b) Irregularidad Torsional Extrema

Se puede verificar en la tabla adjunta que las derivas máximas entre entrepisos supera el 50% del desplazamiento permitido indicado en la Tabla N° 4.18 (0.007). Se identifica una irregularidad torsional extrema en ambas direcciones, dado que el desplazamiento relativo máximo entre pisos en un extremo del edificio, considerando la excentricidad accidental, supera 1.5 veces el promedio del desplazamiento relativo en los extremos del mismo piso bajo la misma carga.

Tabla 4.18

Verificación de Irregularidad Torsional Extrema por Sismo Dinámico en la Dirección X

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts			Deriva max = 0.007									
Story	Output Case	Altura x piso	Altura x piso Acum.	Des. Relativo max. Perm.	50% Perm.	Desp. Acum.	Desp. Elástico	1.5 x Promedio de Entrepisos extremos	Max Drift	Max Drift/	Irregularidad	
Azotea	Sismo Dinámico SX		27.4	0		17.04			0.0072	1/139		
Piso 7	Sismo Dinámico SX	2.6	24.8	1.82	0.91	20.07	-3.04	2.81	0.0114	1/88	NO	
Piso 6	Sismo Dinámico SX	3.4	21.4	2.38	1.19	16.33	3.74	0.82	0.0127	1/78	SI	
Piso 5	Sismo Dinámico SX	3.4	18	2.38	1.19	12.20	4.13	4.78	0.0107	1/93	NO	
Piso 4	Sismo Dinámico SX	3.4	14.6	2.38	1.19	9.57	2.63	6.33	0.0082	1/122	NO	
Piso 3	Sismo Dinámico SX	5.1	9.5	3.57	1.79	5.27	4.31	4.05	0.0071	1/142	SI	
Piso 2	Sismo Dinámico SX	3.4	6.1	2.38	1.19	2.49	2.77	4.45	0.0054	1/187	NO	
Mezanine - Piso 1	Sismo Dinámico SX	3.05	3.05	2.135	1.07	0.86	1.63	2.08	0.0028	1/354	NO	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.19

Verificación de Irregularidad Torsional Extrema por Sismo Dinámico en la Dirección Y

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts				Deriva max = 0.007								
Story	Output Case	Altura x piso	Altura x piso Acum.	Des. Relativo max. Perm.	50% Perm.	Desp. Acum.	Desp. Elástico	1.5 x Promedio de Entrepisos extremos	Max Drift	Max Drift/	Irregularidad	
Azotea	Sismo Dinámico SY		27.4	0		22.20			0.0021	1/467		
Piso 7	Sismo Dinámico SY	2.6	24.8	1.82	0.91	20.49	1.71	2.20	0.0054	1/185	NO	
Piso 6	Sismo Dinámico SY	3.4	21.4	2.38	1.19	17.55	2.94	3.84	0.0062	1/160	NO	
Piso 5	Sismo Dinámico SY	3.4	18	2.38	1.19	14.14	3.41	3.80	0.0047	1/213	NO	
Piso 4	Sismo Dinámico SY	3.4	14.6	2.38	1.19	12.01	2.14	6.87	0.0042	1/236	NO	
Piso 3	Sismo Dinámico SY	5.1	9.5	3.57	1.79	6.26	5.75	3.95	0.0035	1/282	SI	
Piso 2	Sismo Dinámico SY	3.4	6.1	2.38	1.19	3.13	3.13	5.85	0.0027	1/372	NO	
Mezanine - Piso 1	Sismo Dinámico SY	3.05	3.05	2.135	1.07	1.07	2.05	2.35	0.0015	1/660	NO	

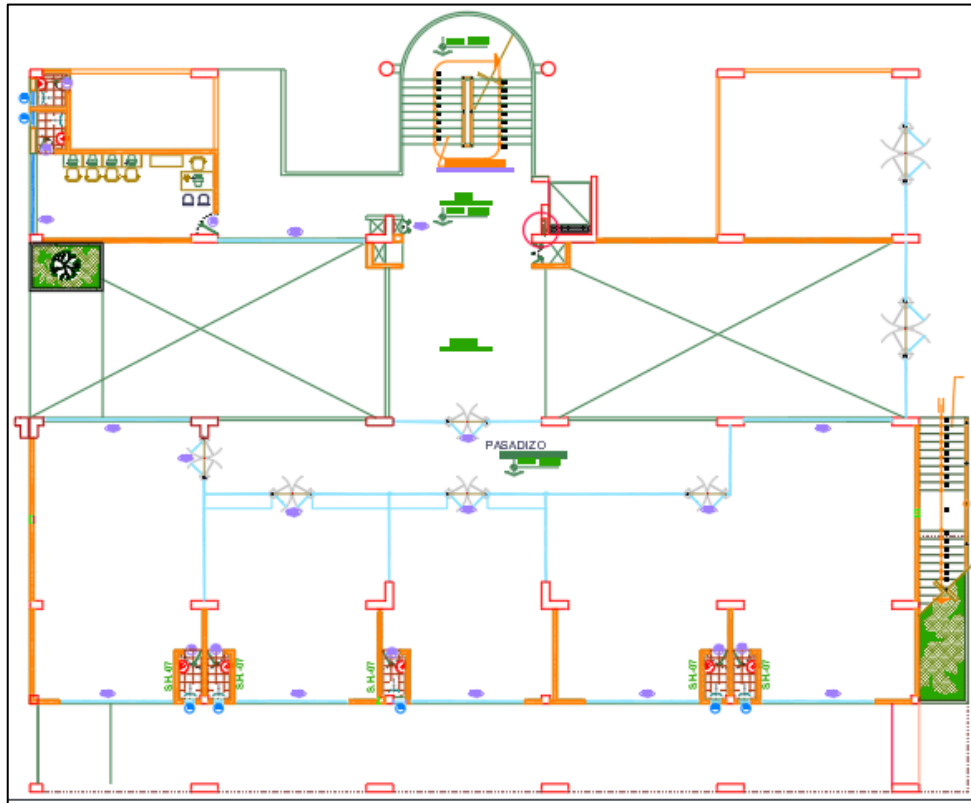
Fuente: Elaboración propia

c) Esquinas Entrantes

La estructura califica como irregular ya que tiene esquinas entrantes en los dos primeros pisos con dimensiones en ambas direcciones que superan el 20% de la dimensión total en planta correspondiente.

Figura 4.4

Plano de Distribución Primer Nivel de Palacio Municipal de Chanchamayo



Fuente: (Municipalidad Provincial de Chanchamayo, 2020)

d) Discontinuidad del Diafragma

La estructura se considera irregular debido a la presencia de diafragmas con discontinuidades bruscas de hasta 5.49 metros en la dirección "Y", así como variaciones significativas en su rigidez, incluyendo aberturas que exceden el 50% del área total del diafragma. La siguiente tabla muestra los resultados de análisis donde se aprecia las discontinuidades de los diafragmas por piso.

Tabla 4.20*Verificación de Discontinuidad de Diafragma*

TABLE: Diaphragm Forces				
Story	X-Coor mt	Y-Coor mt	Discontinuidad (mt)	
			X	Y
Piso 8	15.9714	22.7611	0	0
Piso 7	15.786	14.1393	0	0
Piso 6	15.7663	13.95	-0.0197	-0.1893
Piso 5	15.7663	13.95	0	0
Piso 4	16.1375	10.2119	0.3712	-3.7381
Piso 3	16.0831	10.1397	-0.0544	-0.0722
Piso 2	16.0872	12.3956	0.0041	2.2559
Mezanine - Piso 1	15.8421	13.2158	-0.2451	0.8202

Fuente: Elaboración propia

Para el caso particular de la presente investigación, tomando en consideración los lineamientos expuestos en la tabla 4.7, la clasificación estructural (dual en “X” y muros estructurales en “Y”), la estructura es irregular en planta y como consecuencia el factor de irregularidad (I_p) en el sentido “X” es 0.6 y en el sentido “Y” es 0.6, como se demuestra en la figura 4.5.

Figura 4.5*Irregularidades Estructurales en Planta*

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA			Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input checked="" type="checkbox"/> DIR Y-Y	0.75	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input checked="" type="checkbox"/> DIR Y-Y	0.60	0.60
Esquinas Entrantes	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input checked="" type="checkbox"/> DIR Y-Y	0.90	0.90
Discontinuidad del Diafragma	<input checked="" type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES		0.85	0.85
Sistemas no Paralelos	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y	1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10			Se toma el valor mas critico	0.60

Fuente. Elaboración propia

El coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas resultante para la edificación será:

$$R_X = R_0 \times I_a \times I_p$$

$$R_X = 7 \times 0.9 \times 0.6$$

$$\mathbf{R_X = 3.78}$$

$$R_Y = R_0 \times I_a \times I_p$$

$$R_Y = 6 \times 0.9 \times 0.6$$

$$\mathbf{R_Y = 3.24}$$

4.2.4.2 Configuración Estructural. NEC SE DS - 2015

La NEC-SE-DE-2015 en sus artículos, establece lo siguiente:

5.2.1. Configuración estructural

a. Configuraciones a privilegiar

Para garantizar un comportamiento sísmico aceptable, es responsabilidad de los diseñadores arquitectónicos y estructurales garantizar que la disposición de la estructura sea sencilla y regular. En la tabla 11 se muestran los diseños estructurales recomendados.

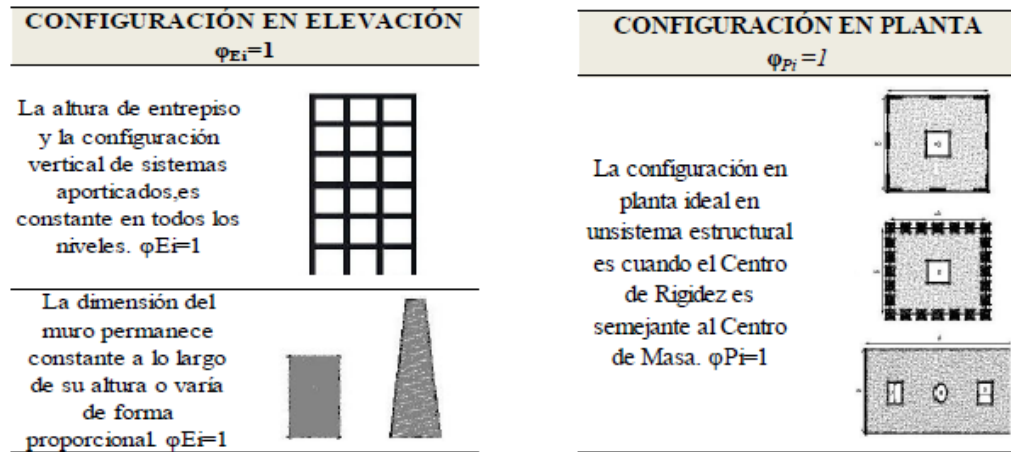
b. Configuraciones más complejas

No se aconseja realizar cambios bruscos en la rigidez y la resistencia, como los de la tabla 12, porque al hacerlo podrían acumularse daños en algunos componentes y reducir la ductilidad general del sistema.

Al elegir una configuración comparable a las que no se aconsejan, el diseñador debe demostrar que su estructura tiene un comportamiento sísmico adecuado siguiendo las recomendaciones de NEC SE-RE.

Figura 4.6

Configuraciones Estructurales Recomendadas (NEC SE DS – 2015)



Fuente: NEC SE DS - 2015

5.2.2. Regularidad en planta y elevación

En el caso de que una estructura no presente ninguna de las características de irregularidad enumeradas en las tablas 12 y 13 de la NEC SE DS-2015, se dice que es regular en planta y alzado.

5.2.3. Irregularidades y coeficientes de configuración estructural

Los coeficientes de configuración estructural se utilizarán en el caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en alzado, para "penalizar" el diseño a fin de tener en cuenta tales anomalías, que conducen a un comportamiento estructural inadecuado en caso de terremoto.

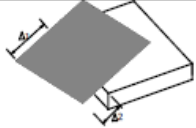
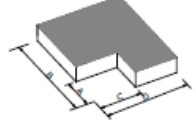
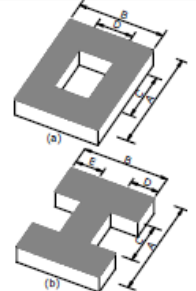
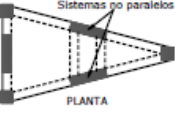
Las tablas 13 y 14 del NEC SE DS - 2015 enumeran muchos tipos de anomalías que pueden ocurrir con mayor frecuencia en las construcciones de edificios. Junto con la descripción, se describe el grado de estas irregularidades, ya sean acumulativas o no.

Los coeficientes de configuración estructural elevan el valor del cortante de diseño en un esfuerzo por dotar a la estructura de mayor resistencia, pero no impiden que el edificio tenga potencialmente una respuesta sísmica débil. Por lo tanto, es aconsejable evitar las anomalías mencionadas siempre que sea posible.

Utilizando la siguiente tabla, la NEC-SE-DS-2015 categoriza las incoherencias del plan que están presentes en una estructura:

Figura 4.7

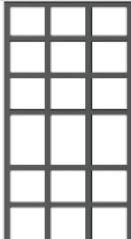
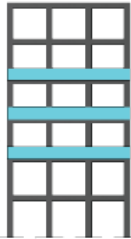
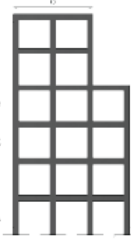
Coefficientes de irregularidad en planta. (NEC SE DS - 2015)

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{vt}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{vt}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{vt}=0.9$ a) $C \times D > 0.5A \times B$ b) $[C \times D + C \times E] > 0.5A \times B$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{vt}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Fuente: NEC-SE-DS, 2015

Figura 4.8

Coefficientes de irregularidad en Elevación (NEC, 2015)

<p>Tipo 1 - Piso flexible $\phi_{E1}=0.9$ Rigidez $K_c < 0.70$ Rigidez K_o $Rigidez < 0.80 \frac{(K_o + K_f + K_p)}{3}$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70% de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 % del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores.</p>	
<p>Tipo 2 - Distribución de masa $\phi_{E2}=0.9$ $m_o > 1.50 m_e$ ó $m_o > 1.50 m_c$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la masa de cualquier piso es mayor que 1,5 veces la masa de uno de los pisos adyacentes, con excepción del piso de cubierta que sea más liviano que el piso inferior.</p>	
<p>Tipo 3 - Irregularidad geométrica $\phi_{E3}=0.9$ $a > 1.3 b$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando la dimensión en planta del sistema resistente en cualquier piso es mayor que 1,3 veces la misma dimensión en un piso adyacente, exceptuando el caso de los altillos de un solo piso.</p>	
<p><small>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</small></p>	

Fuente: NEC SE DS - 2015

a. Coeficiente de regularidad en planta Φ_P

De acuerdo con la Tabla 13 de NEC SE DS - 2015, que detalla las características de regularidad e irregularidad de los pisos de la estructura, se calculará el coeficiente Φ_P de este estudio. Se utilizará la expresión:

$$\Phi_P = \Phi_{PA} \times \Phi_{PB}$$

Dónde:

Φ_P Coeficiente de regularidad en planta

- ØPA** Mínimo valor ØPi de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 1, 2 y/o 3
- ØPB** Mínimo valor ØPi de cada piso i de la estructura en el caso de irregularidades tipo 4
- ØPi** Coeficiente de configuración en planta

Si una estructura no incluye ningún tipo de irregularidad enumeradas en la tabla 11 del NEC SE DS - 2015 en ninguna de sus plantas, entonces ΦP asumirá el valor de 1 y se considerará regular en planta.

b. Coeficiente de regularidad en elevación ØE

La evaluación de las características de regularidad e irregularidad en elevación de la estructura, como se indica en la Tabla 14 de NEC SE DS-2015, se utilizará para determinar el coeficiente ØE:

$$\mathbf{\Phi E = \Phi EA \times \Phi EB}$$

Dónde:

- ØE** Coeficiente de regularidad en elevación
- ØEA** Mínimo valor ØEi de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ØEi en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1
- ØEB** Mínimo valor ØEi de cada piso i de la estructura, en el caso de irregularidades tipo 1; ØEi en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 2 y/o 3
- ØEi** Coeficiente de configuración en elevación

A) IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA

NEC-SE-DS-2015

a) Irregularidades de Resistencia – Piso Flexible

Dado que la rigidez lateral de un nivel supera el 70% de la rigidez lateral del piso superior y el 80% de la rigidez lateral media de los tres pisos superiores, la estructura se considera regular.

TABLA 4.21

Verificación de Irregularidad de Resistencia – Piso Flexible

TABLE: Shear Gravity Ratios							
Story	Output Case	Case Type	Gravity tonf	Shear X tonf	Shear Y tonf	Irregular	Piso Débil %
Azotea	Sismo Estático en X	LinStatic	49.2871	21.6976	0	No	
Piso 7	Sismo Estático en X	LinStatic	212.5758	95.3967	0	No	439.66%
Piso 6	Sismo Estático en X	LinStatic	422.6155	181.6187	7.572E-07	No	190.38%
Piso 5	Sismo Estático en X	LinStatic	632.6552	253.4675	9.979E-07	No	139.56%
Piso 4	Sismo Estático en X	LinStatic	1131.0551	382.7522	0.00001807	No	151.01%
Piso 3	Sismo Estático en X	LinStatic	1600.9443	467.0119	0.0001	No	122.01%
Piso 2	Sismo Estático en X	LinStatic	2229.4319	534.5111	0.0001	No	114.45%
Mezanine - Piso 1	Sismo Estático en X	LinStatic	2677.7509	557.8436	0.0001	No	104.37%
Azotea	Sismo Estático en Y	LinStatic	49.2871	0	21.6976	No	
Piso 7	Sismo Estático en Y	LinStatic	212.5758	1.195E-06	95.3967	No	439.66%
Piso 6	Sismo Estático en Y	LinStatic	422.6155	2.605E-06	181.6187	No	190.38%
Piso 5	Sismo Estático en Y	LinStatic	632.6552	2.478E-06	253.4675	No	139.56%
Piso 4	Sismo Estático en Y	LinStatic	1131.0551	0.0002	382.7537	No	151.01%
Piso 3	Sismo Estático en Y	LinStatic	1600.9443	0.0003	467.0136	No	122.01%
Piso 2	Sismo Estático en Y	LinStatic	2229.4319	0.0003	534.5128	No	114.45%
Mezanine - Piso 1	Sismo Estático en Y	LinStatic	2677.7509	0.0003	557.8453	No	104.37%
Azotea	Sismo Dinámico X	LinRespSpec	49.2871	33.1914	13.7003	No	

TABLE: Shear Gravity Ratios							
Story	Output Case	Case Type	Gravity tonf	Shear X tonf	Shear Y tonf	Irregular	Piso Débil %
Piso 7	Sismo Dinámico X	LinRespSpec	212.5758	105.6698	40.7905	No	318.36%
Piso 6	Sismo Dinámico X	LinRespSpec	422.6155	173.194	60.8642	No	163.90%
Piso 5	Sismo Dinámico X	LinRespSpec	632.6552	216.5923	71.0674	No	125.06%
Piso 4	Sismo Dinámico X	LinRespSpec	1131.0551	301.0306	97.1939	No	138.98%
Piso 3	Sismo Dinámico X	LinRespSpec	1600.9443	371.7118	117.3653	No	123.48%
Piso 2	Sismo Dinámico X	LinRespSpec	2229.4319	463.3847	132.7838	No	124.66%
Mezanine - Piso 1	Sismo Dinámico X	LinRespSpec	2677.7509	502.3241	137.1281	No	108.40%

Fuente: Elaboración propia

b) Irregularidad de Masa o Peso

Dado que la masa del piso cuatro es superior a 1,5 veces la masa de uno de los niveles circundantes, la construcción se considera irregular.

TABLA 4.22

Verificación de Irregularidad de Masa o Peso

TABLE: Centers Of Mass And Rigidity							
Story	Diaphragm	Mass X kgf-s ² /m	Mass Y kgf-s ² /m	XCM m	YCM m	Irregular	Masa %
Mezanine - Piso 1	D1	44583.60	44583.60	15.84	13.22	NO	0.72
Piso 2	D2	61497.83	61497.83	16.09	12.40	NO	1.32
Piso 3	D3	46558.60	46558.60	16.08	10.14	NO	1.02
Piso 4	D4	45475.54	45475.54	16.14	10.21	SI	2.27
Piso 5	D5	20052.21	20052.21	15.77	13.95	NO	1.00
Piso 6	D6	20052.21	20052.21	15.77	13.95	NO	1.39
Piso 7	D7	14463.44	14463.44	15.79	14.14	NO	
Azotea	D8	4099.11	4099.11	15.97	22.76		

Fuente: Elaboración propia

c) Irregularidad Geométrica Vertical

Debido a que la dimensión en planta de la estructura que resiste las cargas laterales exceden 1,3 veces la dimensión de un piso adyacente, según se ilustra en la figura adjunta en ambas direcciones de análisis, se identifica una irregularidad vertical de naturaleza geométrica.

Figura 4.9

Palacio Municipal de Chanchamayo



Fuente: Google Earth, 2020

Para el caso particular y conforme a la normativa NEC SE DS – 2015, los coeficientes de configuración estructural de la edificación serán:

OE **Factor de Configuración Estructural en Elevación**

O_{EA} = el mínimo valor de ϕ_{Ei} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 11 NEC SE DS – 2015, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1 (O_{Ei} en cada piso se calcula con el mínimo valor expresado por la tabla para la irregularidad tipo 1). Por lo tanto:

$$O_{EA} = 0.9$$

O_{EB} = se establece de manera análoga, para cuando se encuentren presentes las irregularidades tipo 2 y/o 3 en la estructura. Por lo tanto:

$$O_{EB} = 0.9$$

$$O_E = O_{EA} \times O_{EB}$$

$$O_E = 0.9 \times 0.9$$

$$O_E = \mathbf{0.81}$$

B.- IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA

NEC-SE-DS-2015

a) Irregularidad Torsional

La irregularidad torsional está presente porque la deriva máxima del piso de un extremo de la estructura, medida perpendicularmente a un eje dado y calculada para incluir la torsión accidental, es mayor que 1,2 veces la deriva media de los extremos de los pisos 3, 5 y 6 con respecto al mismo eje de referencia.

TABLA 4.23*Verificación de Irregularidad Torsional por Sismo Dinámico en X*

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts									
Story	Output Case	Altura x piso	Altura x piso Acum.	Desp. Acum.	Desp. Elástico	1.2 x Promedio de Entrepisos	Max Drift	Max Drift/	Irregularidad
Azotea	Sismo Dinámico SX		27.4	17.036			0.004117	1/243	
Piso 7	Sismo Dinámico SX	2.6	24.8	20.073	-3.04	2.25	0.006493	1/154	NO
Piso 6	Sismo Dinámico SX	3.4	21.4	16.33	3.74	0.66	0.006968	1/144	SI
Piso 5	Sismo Dinámico SX	3.4	18	12.196	4.13	3.82	0.005788	1/173	SI
Piso 4	Sismo Dinámico SX	3.4	14.6	9.57	2.63	5.06	0.004906	1/204	NO
Piso 3	Sismo Dinámico SX	5.1	9.5	5.265	4.31	3.24	0.004231	1/236	SI
Piso 2	Sismo Dinámico SX	3.4	6.1	2.493	2.77	3.56	0.003206	1/312	NO
Mezanine - Piso 1	Sismo Dinámico SX	3.05	3.05	0.861	1.63	1.66	0.001654	1/604	

Fuente: Elaboración propia

TABLA 4.24*Verificación de Irregularidad Torsional por Sismo Dinámico en Y*

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts									
Story	Output Case	Altura x piso	Altura x piso Acum.	Desp. Acum.	Desp. Elástico	1.2 x Promedio de Entrepisos	Max Drift	Max Drift/	Irregularidad
Azotea	Sismo Dinámico SY		27.4	22.201			0.001303	1/768	
Piso 7	Sismo Dinámico SY	2.6	24.8	20.487	1.71	1.76	0.004872	1/205	NO
Piso 6	Sismo Dinámico SY	3.4	21.4	17.552	2.94	3.07	0.005232	1/191	NO
Piso 5	Sismo Dinámico SY	3.4	18	14.143	3.41	3.04	0.003895	1/257	SI
Piso 4	Sismo Dinámico SY	3.4	14.6	12.005	2.14	5.49	0.003706	1/270	NO

TABLE: Diaphragm Max Over Avg Drifts									
Story	Output Case	Altura x piso	Altura x piso Acum.	Desp. Acum.	Desp. Elástico	1.2 x Promedio de Entrepisos	Max Drift	Max Drift/	Irregularidad
Piso 3	Sismo Dinámico SY	5.1	9.5	6.258	5.75	3.16	0.003148	1/318	SI
Piso 2	Sismo Dinámico SY	3.4	6.1	3.125	3.13	4.68	0.002353	1/425	NO
Mezanine - Piso 1	Sismo Dinámico SY	3.05	3.05	1.073	2.05	1.88	0.001261	1/793	

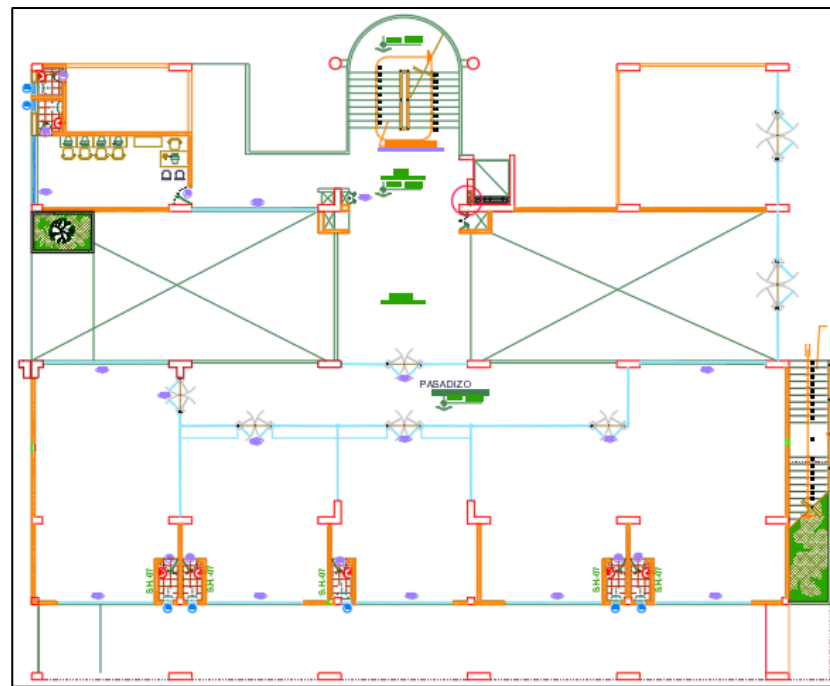
Fuente: Elaboración propia

b) Retrocesos en las Esquinas

Como resultado de tener demasiados entrantes a ambos lados y esquinas de entrantes que ocupan más del 15% de la dimensión de la planta de la estructura en ambas direcciones, la disposición de la estructura se considera irregular.

Figura 4.10

Plano en Planta de Primer Nivel de Palacio Municipal de Chanchamayo



Fuente: Municipalidad Provincial de Chanchamayo, 2020

c) Discontinuidades en el Sistema de Piso

El sistema de piso de la planta 4 contiene discontinuidades notables de hasta 3,74 mt, incluidas las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas superiores al 50% de la superficie total del suelo. Esto hace que el trazado de la estructura sea irregular.

TABLA 4.25

Verificación de Discontinuidad en el Sistema de Piso

TABLE: Diaphragm Forces				
Story	X-Coor mt	Y-Coor mt	Discontinuidad (mt)	
			X	Y
Piso 8	15.9714	22.7611	0	0
Piso 7	15.786	14.1393	0	0
Piso 6	15.7663	13.95	-0.0197	-0.1893
Piso 5	15.7663	13.95	0	0
Piso 4	16.1375	10.2119	0.3712	-3.7381
Piso 3	16.0831	10.1397	-0.0544	-0.0722
Piso 2	16.0872	12.3956	0.0041	2.2559
Mezanine - Piso 1	15.8421	13.2158	-0.2451	0.8202

Fuente: Elaboración propia

OP **Factor de Configuración Estructural en Planta**

O_{PA} = el mínimo valor de \emptyset_{Pi} de cada piso i de la estructura, obtenido de la tabla 10 NEC SE DS – 2015, para cuando se encuentran presentes las irregularidades tipo 1, 2 y/o 3 (O_{Pi} en cada piso se calcula como el mínimo valor expresado por la tabla para las tres irregularidades). Por lo tanto:

$$O_{PA} = 0.9$$

O_{PB} = se establece de manera análoga, para cuando se encuentran

presentes las irregularidades tipo 4 en la estructura. Por lo tanto:

$$O_{PB} = 0.9$$

$$O_P = O_{PA} \times O_{PB}$$

$$O_E = 0.9 \times 0.9$$

$$\mathbf{O_P = 0.81}$$

El coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas resultante para la edificación será:

$$R_X = R_0 \times O_E \times O_P$$

$$R_X = 7 \times 0.9 \times 0.9$$

$$\mathbf{R_x = 5.67}$$

$$R_Y = R_0 \times O_E \times O_P$$

$$R_Y = 7 \times 0.9 \times 0.9$$

$$\mathbf{R_Y = 5.67}$$

4.2.5 Definición de Materiales

De la información obtenida se describen los siguientes materiales y sus propiedades utilizados en la construcción de la edificación, las mismas que se ingresaron como datos en el Software ETABS V 20.3 para la modelación y procesamiento de los mismos.

Figura 4.11

Material Concreto $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$

Material Property Data

General Data

Material Name: Concreteo f'c=210 kg/cm2

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Color] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 2.4 tonf/m³

Mass per Unit Volume: 244.732 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 217370.99 kgf/cm²

Poisson's Ratio, U: 0.2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000055 1/F

Shear Modulus, G: 90571.25 kgf/cm²

Design Property Data

Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data

Nonlinear Material Data... Material Damping Properties... Time Dependent Properties...

Modulus of Rupture for Cracked Deflections

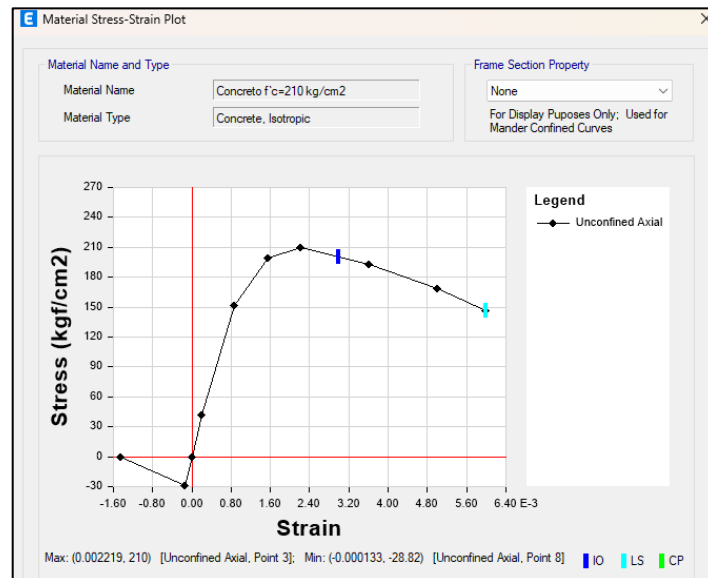
Program Default (Based on Concrete Slab Design Code)

User Specified

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.12

Esfuerzo Deformación de Material Concreto $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.13

Material Acero de Refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Material Property Data

General Data
 Material Name: Acero Grado 60
 Material Type: Rebar
 Directional Symmetry Type: Uniaxial
 Material Display Color: Change...
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass
 Specify Weight Density Specify Mass Density
 Weight per Unit Volume: 7.85 tonf/m³
 Mass per Unit Volume: 800.38 kgf-s²/m⁴

Mechanical Property Data
 Modulus of Elasticity, E: 2100000.07 kgf/cm²
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 0.0000065 1/F

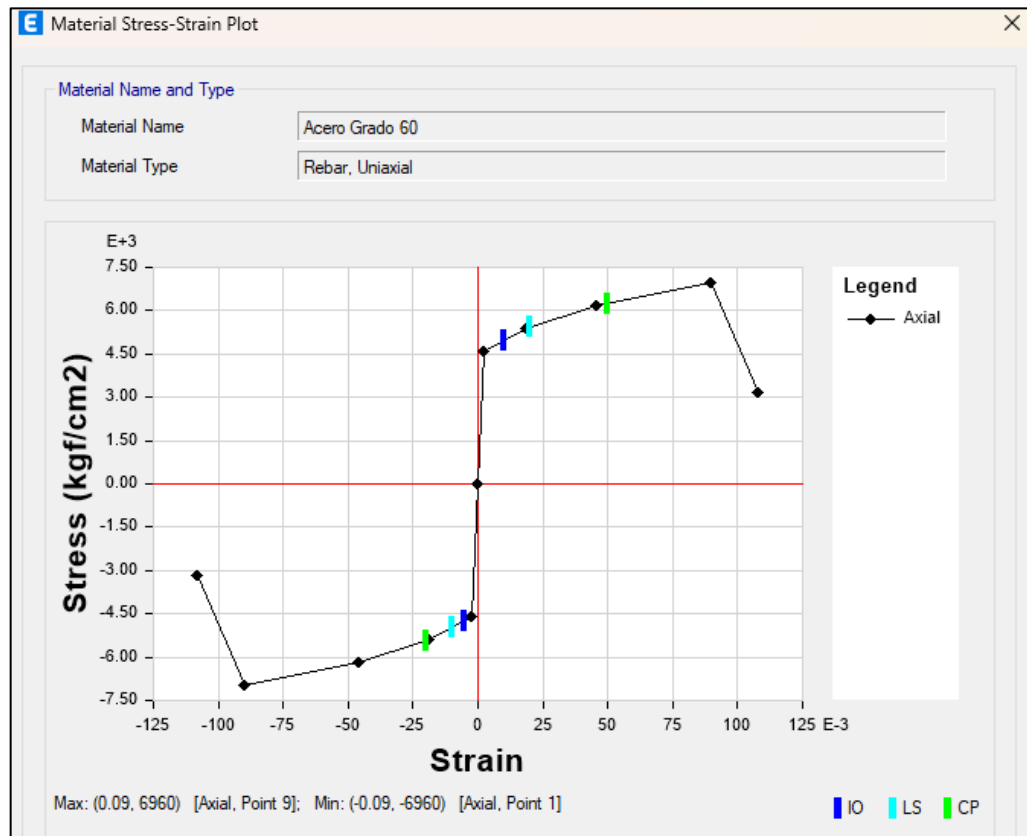
Design Property Data
 Modify/Show Material Property Design Data...

Advanced Material Property Data
 Nonlinear Material Data... Material Damping Properties...

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.14

Esfuerzo Deformación de Material Acero de Refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$



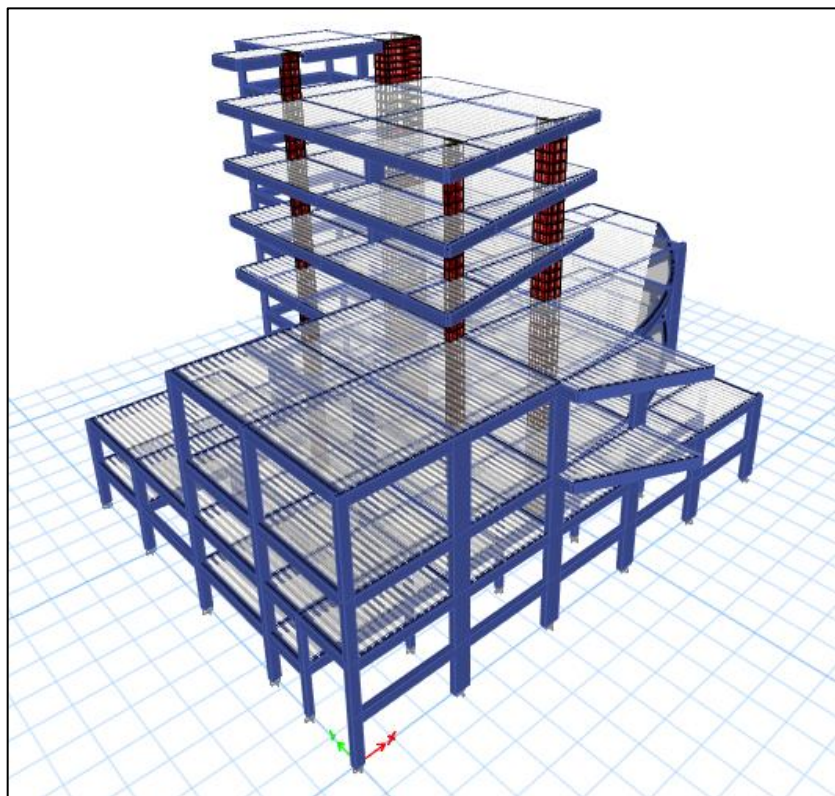
Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

4.2.6 Modelamiento Estructural de la Edificación

En la figura adjunta se muestra el modelamiento estructural de la edificación compuesta de 8 niveles con columna, vigas y losa aligerada de concreto, conforme a las dimensiones reales obtenido de los planos de arquitectura.

Figura 4.15

Vista Isométrica de la estructura modelada en ETABS V20.3.0



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

4.2.7 Definición de Elementos Estructurales

A continuación, definimos los factores de modificación de la estructura advirtiendo que para la Norma E 030 para el análisis estático y dinámico no se aplican factores de modificación de rigidez, solo se aplican los factores de modificación conforme a la ASCE 41 13 para el análisis por desempeño a los elementos estructurales de la edificación. Caso contrario para la NEC SE DS – 2015 se consideran los factores de modificación desde el análisis estático y dinámico hasta el análisis por desempeño.

La adopción de los valores de las inercias agrietadas en el diseño sísmico de edificaciones se basa en consideraciones fundamentales de ingeniería sísmica y puede estar respaldada por investigaciones recientes y códigos vigentes

en países como Ecuador y Perú, que están ubicados en zonas sísmicas. Aquí hay una justificación general para esta práctica común:

- **Comportamiento realista de la estructura:** Las inercias agrietadas son un concepto que reconoce que, durante un evento sísmico, las fisuras o grietas en una estructura pueden cambiar su rigidez y masa efectiva, lo que afecta su respuesta sísmica. Este enfoque se basa en la observación de que, a medida que una estructura se deforma debido al sismo, su rigidez puede disminuir debido a la apertura de fisuras en elementos estructurales como muros y columnas. Ignorar este fenómeno podría resultar en un diseño sísmico no realista y potencialmente inseguro.

- **Códigos y normativas actualizados:** Los códigos de construcción y las normativas sísmicas se actualizan regularmente para reflejar los avances en la investigación y la comprensión de la respuesta sísmica de las estructuras. En Ecuador y Perú, los códigos sísmicos (como la Norma Ecuatoriana de la Construcción y la Norma Técnica de Edificación Sismorresistente de Perú) están diseñados para garantizar la seguridad de las edificaciones en zonas sísmicas y a menudo incorporan conceptos como las inercias agrietadas en sus requisitos como en el caso de la NEC SE DS - 2015.

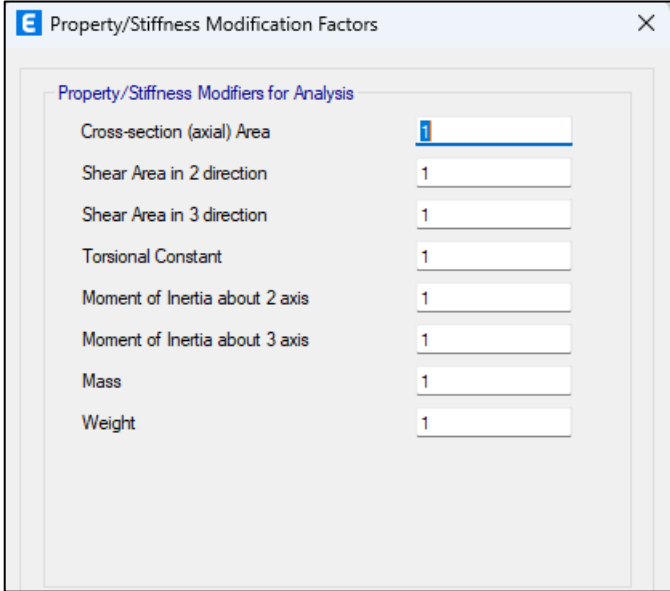
- **Estudios locales y experiencia sísmica:** En países sísmicos como Ecuador y Perú, se han llevado a cabo estudios de eventos sísmicos pasados y análisis de daños para comprender cómo las estructuras se comportan durante terremotos reales. Esta información local es invaluable para el desarrollo de códigos y prácticas de diseño sísmico que reflejen las condiciones del área.

- **Enfoque en la seguridad:** La principal razón para adoptar inercias agrietadas en el diseño sísmico es garantizar la seguridad de las personas y proteger las propiedades durante un terremoto. El diseño sísmico conservador que considera la posibilidad de inercias agrietadas ayuda a reducir el riesgo de colapso y daños estructurales severos.

En conclusión, la adopción de inercias agrietadas en el diseño sísmico de edificaciones en Ecuador y Perú se basa en la necesidad de garantizar la seguridad en zonas sísmicas y está respaldada por investigaciones locales, la experiencia sísmica y la actualización de los códigos de construcción para reflejar las condiciones del área. Esta práctica es esencial para diseñar edificaciones resistentes a terremotos y proteger vidas y propiedades.

Figura 4.16

Factor de modificación de rigidez de columnas y vigas. Norma E 030 (Análisis estático, dinámico)



Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	1
Mass	1
Weight	1

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.17

Factor de modificación de rigidez de columnas y vigas. Norma E 030 (Análisis estático No Lineal)

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.7
Moment of Inertia about 3 axis	0.7
Mass	0.8711
Weight	0.8711

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.18

Factor de modificación de rigidez de muros. Norma E 030 (Análisis estático, dinámico)

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Direction	1
Membrane f22 Direction	1
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	1
Bending m22 Direction	1
Bending m12 Direction	1
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.19

Factor de modificación de rigidez de muros. Norma E 030 (Análisis estático No Lineal)

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	Value
Membrane f11 Direction	0.7
Membrane f22 Direction	0.7
Membrane f12 Direction	0.7
Bending m11 Direction	1
Bending m22 Direction	1
Bending m12 Direction	1
Shear v13 Direction	0.4
Shear v23 Direction	0.4
Mass	0.8711
Weight	0.8711

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.20

Factor de modificación de rigidez de columnas. NEC SE DS – 2015 (Análisis Estático, Dinámico y Estático No Lineal)

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	Value
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.8
Moment of Inertia about 3 axis	0.8
Mass	0.8711
Weight	0.8711

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.21

Factor de modificación de rigidez de vigas. NEC SE DS – 2015 (Análisis Estático, Dinámico y No Lineal Estático)

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	Value
Cross-section (axial) Area	h
Shear Area in 2 direction	0.4
Shear Area in 3 direction	0.4
Torsional Constant	1
Moment of Inertia about 2 axis	0.5
Moment of Inertia about 3 axis	0.5
Mass	0.8711
Weight	0.8711

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.22

Factor de modificación de rigidez de muros. NEC SE DS – 2015 (Análisis Estático, Dinámico y No Lineal Estático)

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	Value
Membrane f11 Direction	0.7
Membrane f22 Direction	0.7
Membrane f12 Direction	0.7
Bending m11 Direction	1
Bending m22 Direction	1
Bending m12 Direction	1
Shear v13 Direction	0.4
Shear v23 Direction	0.4
Mass	0.8711
Weight	0.8711

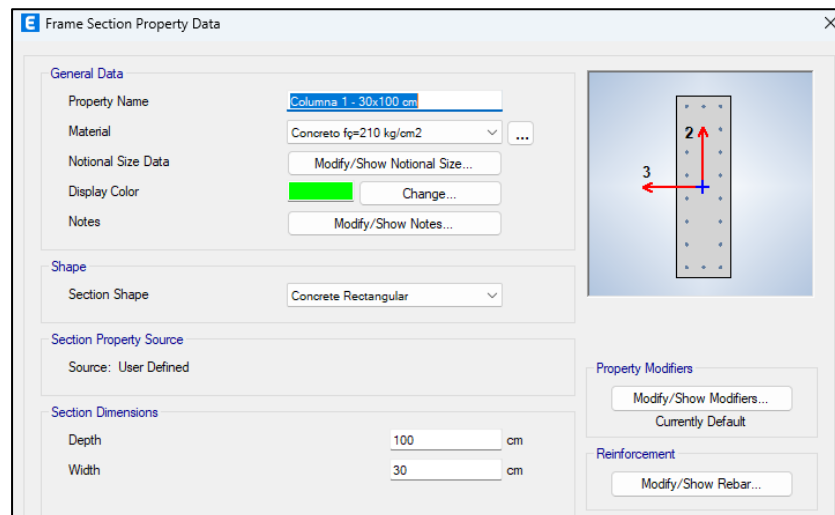
Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

4.2.7.1 Columnas

Columna 30x100 cm

Figura 4.23

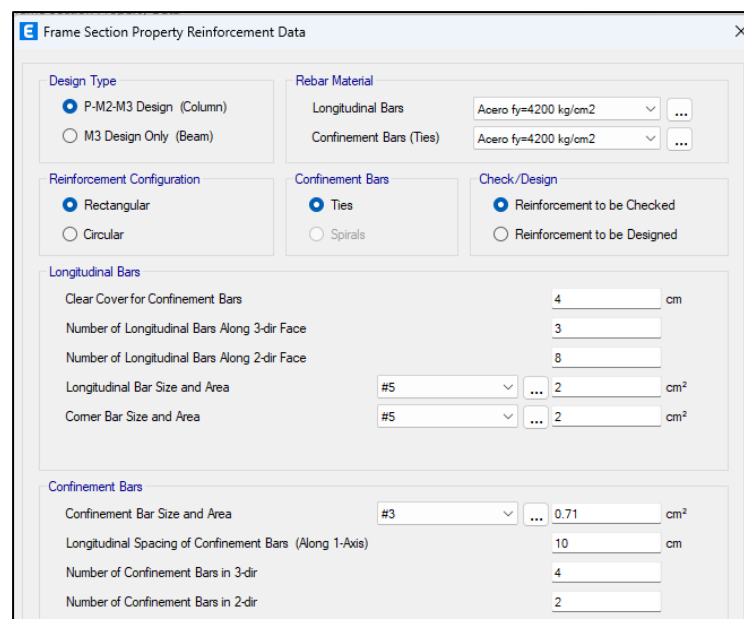
Sección de columna 1 - 30x100 cm



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.24

Acero de refuerzo columna 1 - 30x100 cm. Cuantía 1.2 %



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.25

Sección de columna 2 - 30x100 cm

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.26

Acero de refuerzo columna 2 - 30x100 cm. Cuantía 1.44 %

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Columna 30x50 cm

Figura 4.27

Sección de columna 3 - 30x50 cm

Frame Section Property Data

General Data

Property Name:

Material:

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: cm

Width: cm

Property Modifiers

Currently Default

Reinforcement

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.28

Acero de refuerzo columna 30x50 cm. Cuantía 1.29%

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars:

Confinement Bars (Ties):

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: cm

Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face:

Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face:

Longitudinal Bar Size and Area: cm²

Corner Bar Size and Area: cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): cm

Number of Confinement Bars in 3-dir:

Number of Confinement Bars in 2-dir:

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Columna 30x30 cm

Figura 4.29

Sección de columna 4 - 30x30 cm

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.30

Acero de refuerzo columna 30x30 cm. Cuantía 1.71%

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Columna Circular 50 cm

Figura 4.31

Sección de columna Circular 50 cm

E Frame Section Property Data

General Data

Property Name:

Material: ...

Notional Size Data:

Display Color:

Notes:

Shape

Section Shape:

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Diameter: cm

Property Modifiers

Currently Default

Reinforcement

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.32

Acero de refuerzo columna circular 50 cm. Cuantía 2.46%

E Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

P-M2-M3 Design (Column)

M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: ...

Confinement Bars (Ties): ...

Reinforcement Configuration

Rectangular

Circular

Confinement Bars

Ties

Spirals

Check/Design

Reinforcement to be Checked

Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars

Clear Cover for Confinement Bars: cm

Number of Longitudinal Bars:

Longitudinal Bar Size and Area: ... cm²

Confinement Bars

Confinement Bar Size and Area: ... cm²

Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): cm

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

4.2.7.2 Vigas

Viga 30 x 55 cm

Figura 4.33

Sección de viga 30x55 cm

The screenshot displays the 'Frame Section Property Data' dialog box. It is divided into several sections:

- General Data:** Property Name: Viga 30x55 cm; Material: Concreto $f_c=210$ kg/cm²; Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...; Display Color: Yellow; Notes: Modify/Show Notes...
- Shape:** Section Shape: Concrete Rectangular
- Section Property Source:** Source: User Defined
- Section Dimensions:** Depth: 55 cm; Width: 30 cm
- Property Modifiers:** Modify/Show Modifiers... (Currently Default)
- Reinforcement:** Modify/Show Rebar...

On the right side, there is a diagram of a rectangular cross-section with a vertical axis labeled '2' and a horizontal axis labeled '3'.

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.34

Acero de refuerzo viga 30x55 cm. Cuantía 0.69%

The screenshot displays the 'Frame Section Property Reinforcement Data' dialog box. It is divided into several sections:

- Design Type:** P-M2-M3 Design (Column) (unselected), M3 Design Only (Beam) (selected)
- Rebar Material:** Longitudinal Bars: Acero $f_y=4200$ kg/cm²; Confinement Bars (Ties): Acero $f_y=4200$ kg/cm²
- Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid:** Top Bars: 5 cm; Bottom Bars: 5 cm
- Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams:** Top Bars at I-End: 11.36 cm²; Top Bars at J-End: 11.36 cm²; Bottom Bars at I-End: 5.68 cm²; Bottom Bars at J-End: 5.68 cm²

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

4.2.7.3 Muros

Muros 30x100 cm

Figura 4.35

Geometría y Acero de Refuerzo Muros 30x100 cm

Wall Hinge Reinforcement

Wall Design Type

Pier
 Spandrel

Rebar Material and Clear Cover

Material Flexure: Acero fy=4200 kg/c
Material Shear: Acero fy=4200 kg/c
Bar Clear Cover: 4 cm

Rebar Layout

Geometry

Start X (cm)	Start Y (cm)	End X (cm)	End Y (cm)	Length (cm)	Thickness (cm)	Start Zone Size (cm)	End Zone Size (cm)
1175	680	1275	680	100	30	30	30

Reinforcement

Flexural Detail - Each Face

Station	Bar Size	Bar Spacing (cm)	Number of Bars
Start	#5		4
Center	#5	10	3
End	#5		4

Flexural Detail (Additional Individual Bars)

Material	Distance (cm)	Area (cm2)
*		

Shear/Confinement Detail

Station	Bar Size	Bar Spacing (cm)	Confined
Start	#3	7.5	Yes
Center	#3	10	No
End	#3	7.5	Yes

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

4.2.8 Definición de Patrones, Casos de Carga y Combinaciones

A continuación, las cargas y combinaciones asignadas a la estructura. Cargas muertas, vivas, de sismo (estático y dinámico) conforme a la Norma E 020 y lineamientos FEMA 356 y ATC.

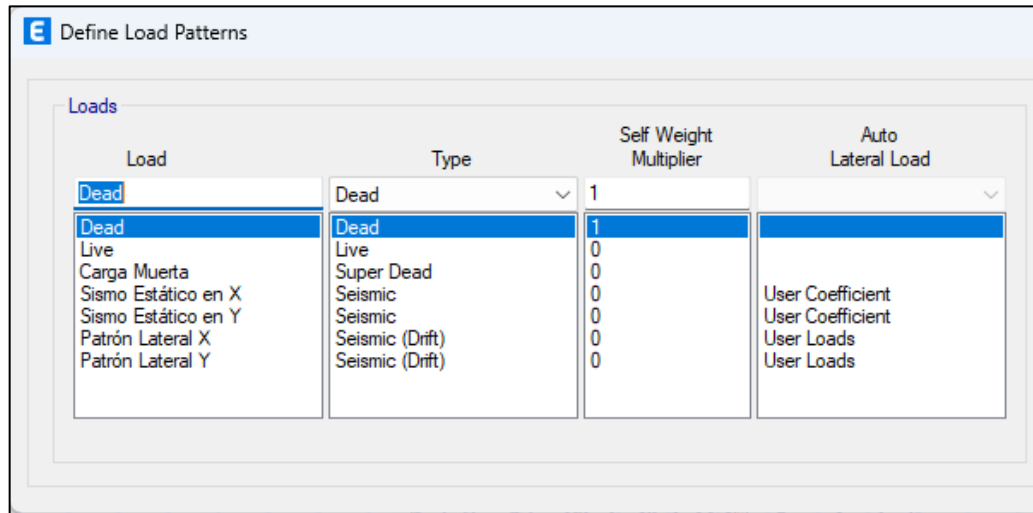
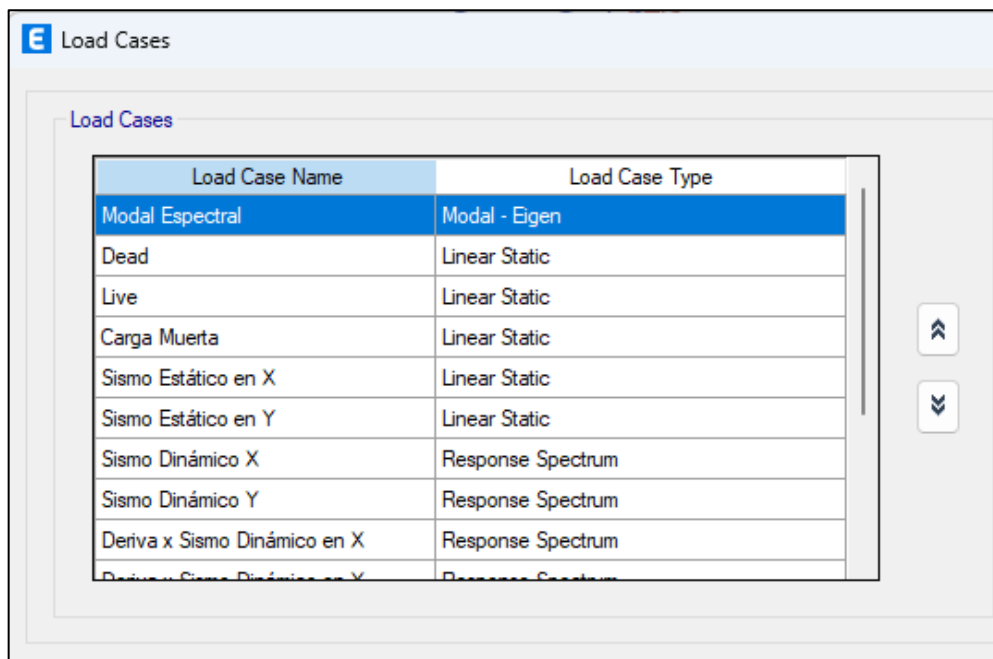
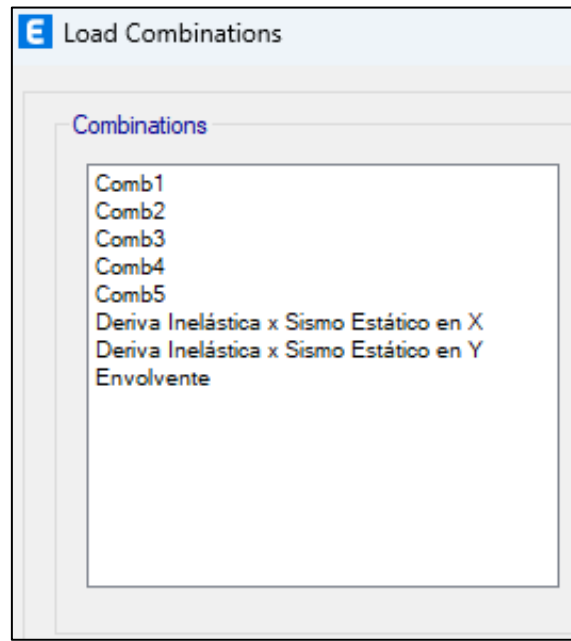
Figura 4.36*Patrones de cargas vivas y permanentes**Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia***Figura 4.37***Casos de Carga tipo Lineal Estático**Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia*

Figura 4.38

Combinaciones de carga conforme Norma E. 030



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

4.2.9 Definición de Casos de Carga Sísmica

Para el caso del sismo estático se toma en consideración la fuerza cortante total distribuido por piso en ambas direcciones, mientras que para el caso de sismo dinámico se toma en cuenta en espectro reducido por el coeficiente de reducción "R" o inelástico y un amortiguamiento del 5%

Figura 4.39*Sismo Estático en “X”*

The dialog box 'Seismic Load Pattern - User Defined' is shown with the following settings:

- Direction and Eccentricity:**
 - X Dir
 - X Dir + Eccentricity
 - X Dir - Eccentricity
 - Y Dir
 - Y Dir + Eccentricity
 - Y Dir - Eccentricity
- Ecc. Ratio (All Diaph.):** 0.05
- Overwrite Eccentricities:** Overwrite...
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.298
 - Building Height Exp., K: 1.054
- Story Range:**
 - Top Story: Azotea
 - Bottom Story: Base

*Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia***Figura 4.40***Sismo Estático en “Y”*

The dialog box 'Seismic Load Pattern - User Defined' is shown with the following settings:

- Direction and Eccentricity:**
 - X Dir
 - X Dir + Eccentricity
 - X Dir - Eccentricity
 - Y Dir + Eccentricity
 - Y Dir - Eccentricity
- Ecc. Ratio (All Diaph.):** 0.05
- Overwrite Eccentricities:** Overwrite...
- Factors:**
 - Base Shear Coefficient, C: 0.347
 - Building Height Exp., K: 1.054
- Story Range:**
 - Top Story: Azotea
 - Bottom Story: Base

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.41*Sismo Dinámico en "X"*

Load Case Data

General

Load Case Name: Sismo Dinámico X Design...

Load Case Type: Response Spectrum Notes...

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	ESPECTRO E 030 - X	2158.2
Acceleration	U3	ESPECTRO E 030 - X	1438.8

Add Delete Advanced

Other Parameters

Modal Load Case: Modal Espectral

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Constant at 0.05 Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms Modify/Show...

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.42*Sismo Dinámico en “Y”*

Load Case Data

General

Load Case Name: Sismo Dinámico Y [Design...]

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

Mass Source: Previous (MsSrc1)

Analysis Model: Default

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	ESPECTRO E 030 - X	2864.52
Acceleration	U3	ESPECTRO E 030 - X	1909.68

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal Espectral

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: SRSS

Absolute Directional Combination Scale Factor: []

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

*Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia***Figura 4.43***Excentricidad por Sismo Dinámico en “X” e “Y”*

Eccentricities - Response Spectrum Analysis

Default Eccentricity for Response Spectrum Analysis

Eccentricity Ratio (Applies to All Diaphragms Except those Overwritten Below): 0.05

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

4.2.10 Definición de Casos de Carga No Lineal Gravitacional

Se considera casos de carga No Lineal Gravitacional a las cargas permanentes o muertas y sobrecargas o vivas conforme a lo establecido en las Normas E 030 y NEC SE DS 2015 con respecto a la participación de masas. De acuerdo a la Categoría de la edificación definida, para el caso de la E 030 se adiciona el 50% de la carga viva y para la NEC SE DS – 2015 considera el 25% de la carga viva.

Figura 4.44

Patrones de Carga

Load	Type	Self Weight Multiplier	Auto Lateral Load
Dead	Dead	1	
Dead	Dead	1	
Live	Live	0	
Carga Muerta	Super Dead	0	
Sismo Estático en X	Seismic	0	User Coefficient
Sismo Estático en Y	Seismic	0	User Coefficient
Patrón Lateral X	Seismic (Drift)	0	User Loads
Patrón Lateral Y	Seismic (Drift)	0	User Loads

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.45

Fuente de Masa – Norma E 030

Load Pattern	Multiplier
Live	0.5
Live	0.5
Carga Muerta	1
Dead	1

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.46

Fuente de Masa – NEC SE DS - 2015

Mass Source Name:

Mass Source

Element Self Mass

Additional Mass

Specified Load Patterns

Adjust Diaphragm Lateral Mass to Move Mass Centroid by:

This Ratio of Diaphragm Width in X Direction:

This Ratio of Diaphragm Width in Y Direction:

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
Carga Muerta	1
Carga Muerta	1
Dead	1
Live	0.25

Mass Options

Include Lateral Mass

Include Vertical Mass

Lump Lateral Mass at Story Levels

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

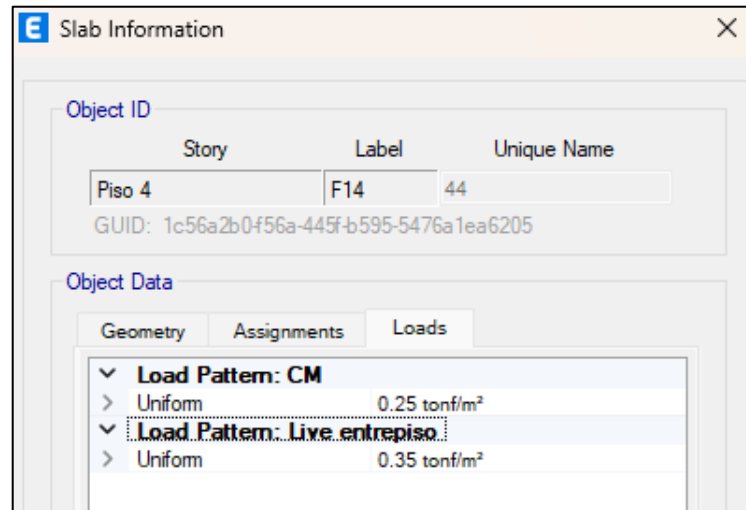
4.2.11 Asignación de Cargas

Para la asignación de cargas se ha considerado conforme a la Norma E 020 la carga de gravitacional y sobrecarga considerando lo siguiente:

- a) Carga muerta del primer al séptimo piso 250 kg/cm² y azotea 100 kg/cm²
- b) Carga Viva del primer al séptimo piso 350 kg/cm² y azotea 150 kg/cm²

Figura 4.47

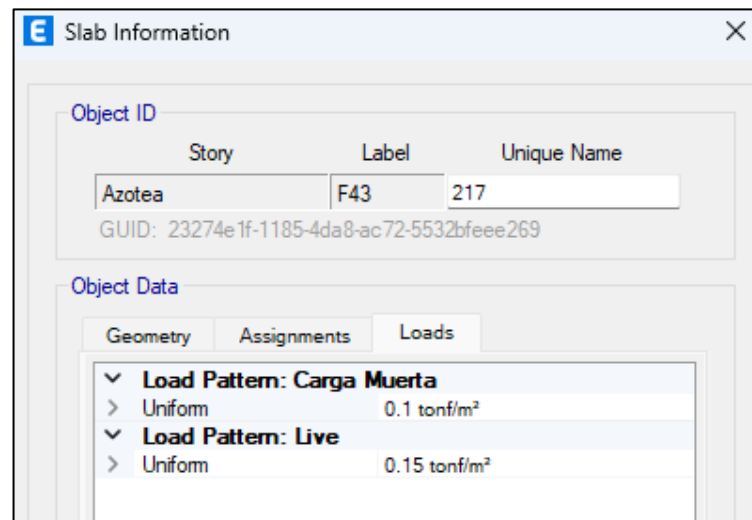
Carga viva y permanente asignada del piso 1 al 7



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.48

Carga viva y permanente asignada a la azotea



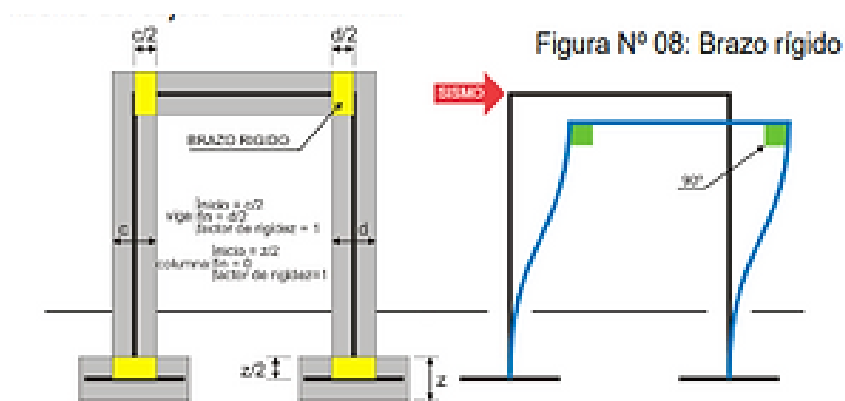
Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

4.2.12 Asignación de Brazos Rígidos

El **brazo rígido** representa la parte media indeformable que existe entre la unión de elementos estructurales, en el gráfico se muestra la unión entre viga y columna para estructuras de concreto armado. Para el modelamiento se insertaron brazos rígidos por elemento, en función a sus dimensiones y peralte de las mismas en el software ETABS.

Figura 4.49.

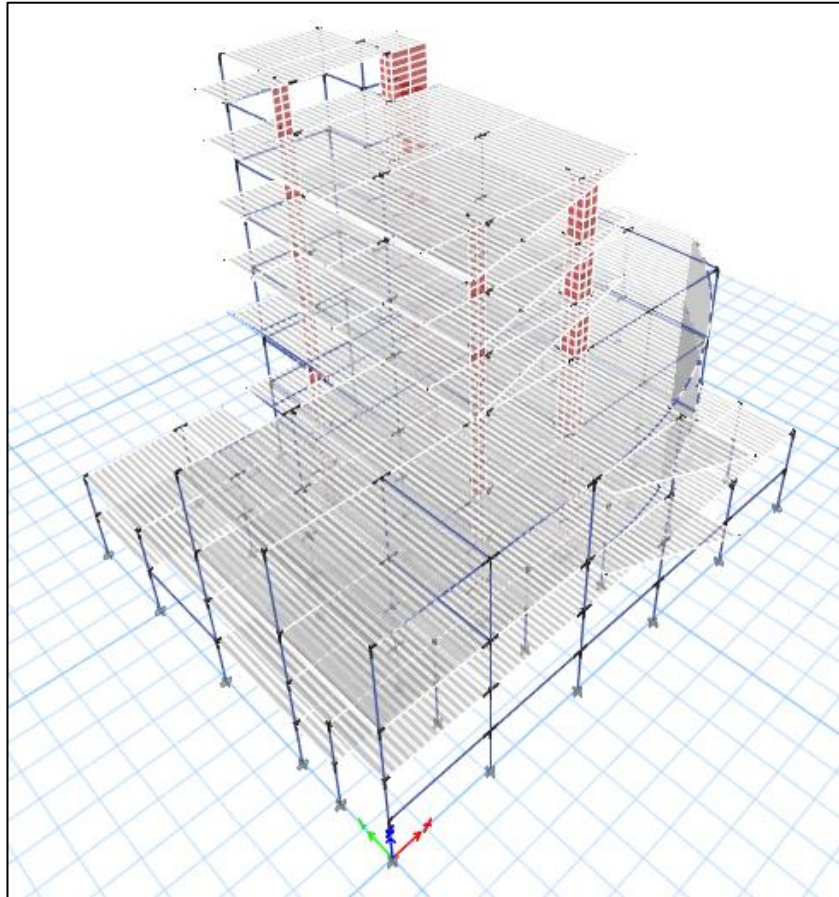
Idealización de Brazos rígidos



Fuente: Recuperado de <https://gamart94.wixsite.com/estructuras/modelamiento>

Figura 4.50

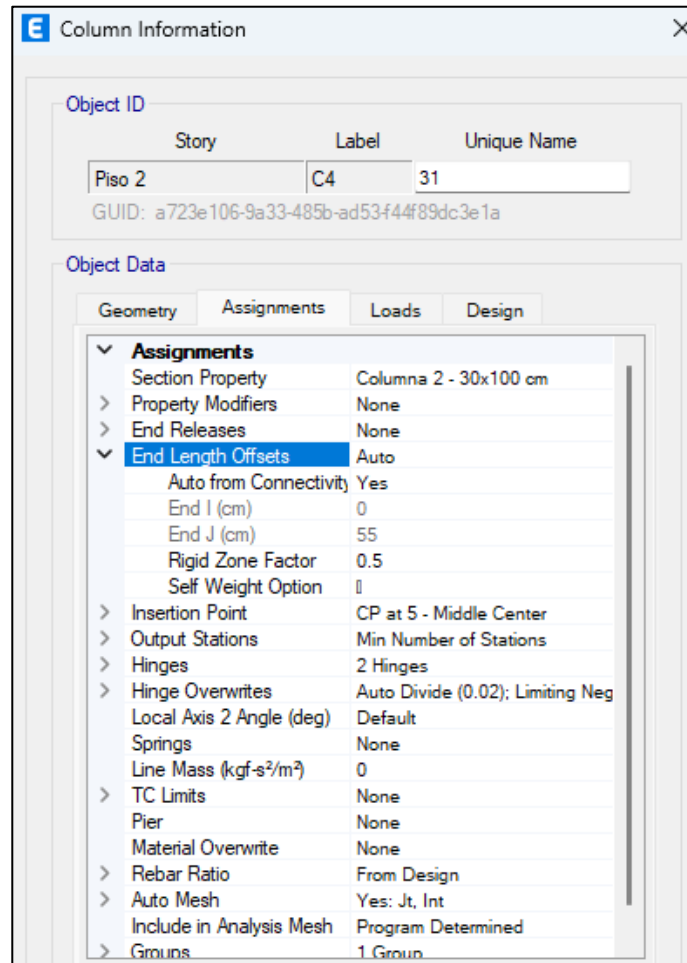
Vista Isométrica de estructura con asignación de brazos rígidos



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.51

Asignación de Brazo Rígido en columna C4 – Piso 2



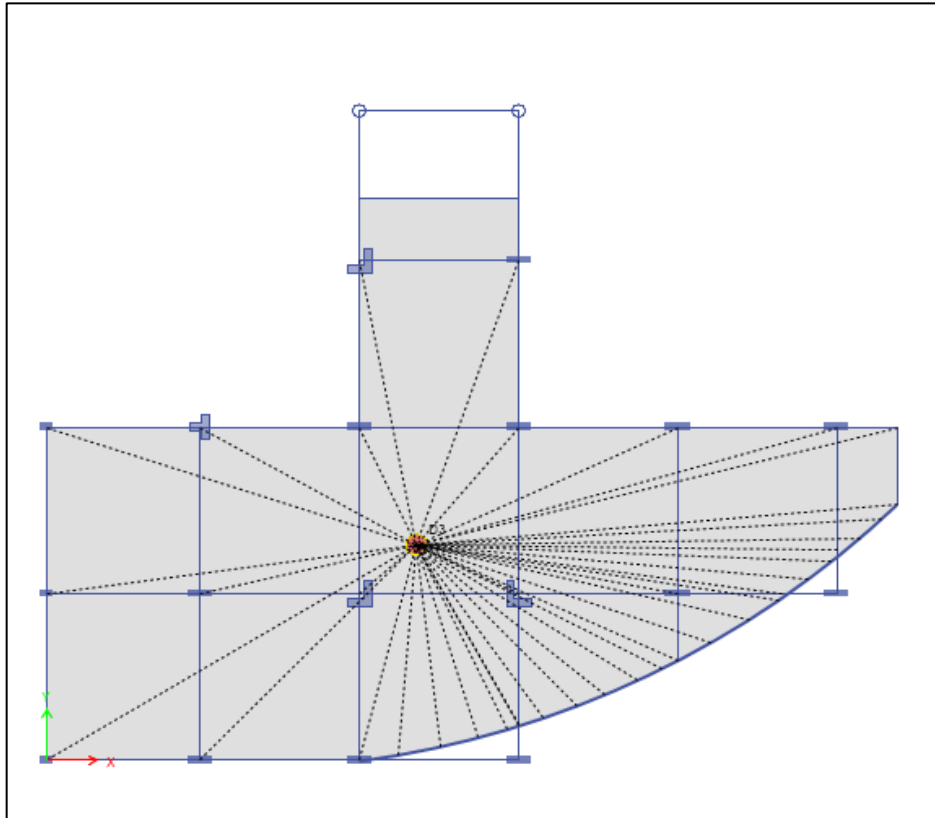
Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

4.2.13 Asignación de Diafragmas Rígidos por Piso

El diafragma rígido se considera como la losa unida a las vigas, columnas y muros que solo se desplaza en dos direcciones que son las de sus dimensiones grandes en el caso de diafragmas horizontales y tienen una rotación en la dirección perpendicular. No cambia su forma en planta cuando se somete a cargas laterales ya que sigue siendo del mismo tamaño. No hay flexión. Los diafragmas rígidos son capaces de transmitir torsión a elementos resistentes.

Figura 4.52

Diafragma Rígido asignado al piso 3



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

4.2.14 Definición del Espectro de Diseño Sísmico

NORMA E 030 – DISEÑO SISMORRESISTENTE

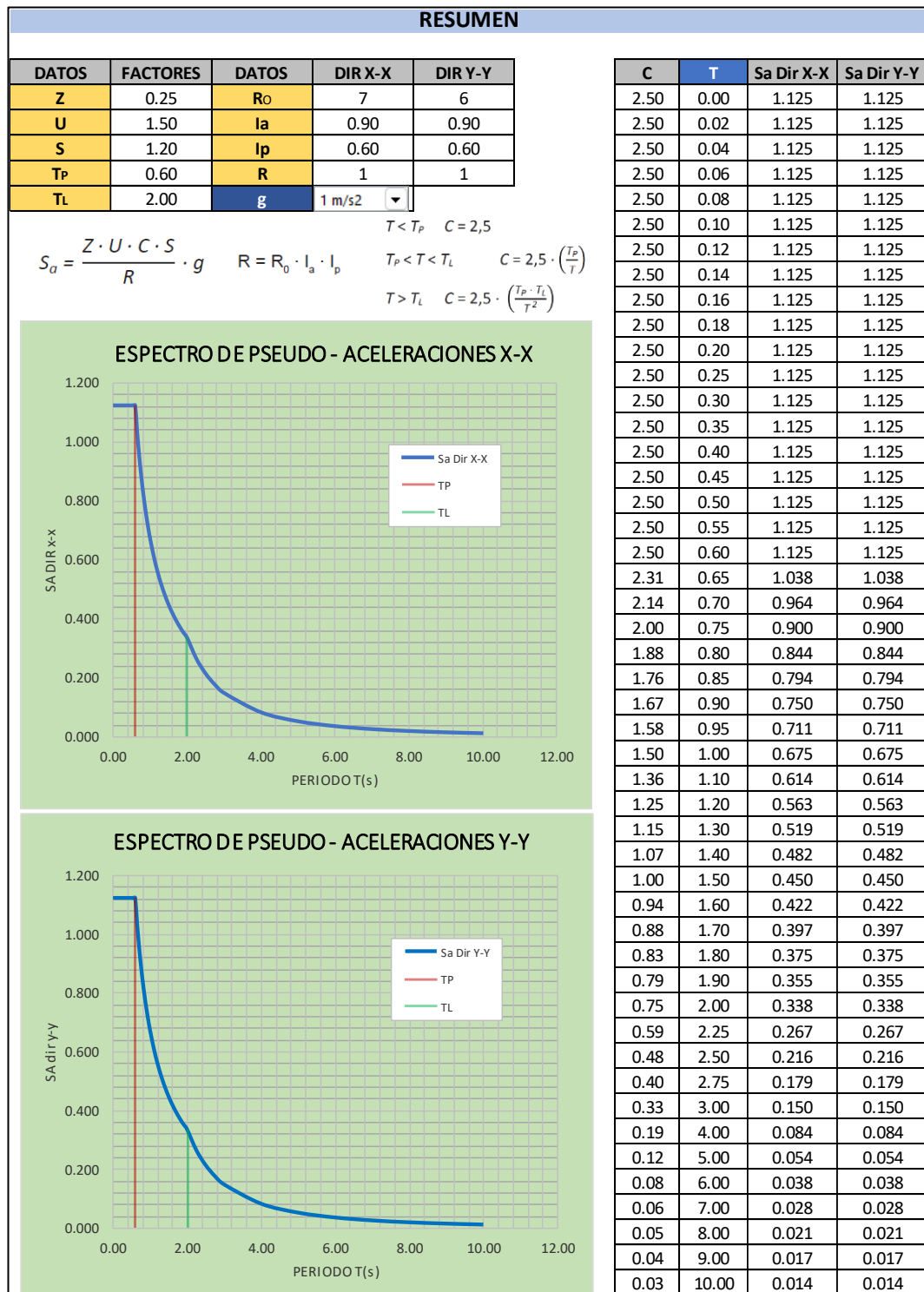
Conforme a lo establecido en la Norma E. 030 – 2018 se ha obtenido el espectro de diseño sísmico tomando en consideración la zona de estudio, factor de suelo, factor de uso, el coeficiente de Amplificación sísmica reducido por el coeficiente de reducción R, obtenido luego de comprobar las irregularidades en planta y en altura del sistema estructural.

Figura 4.53

Espectro Pseudo Aceleración. Norma E 030

Tabla N°1 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)					
FACTOR DE ZONA "Z"	ZONA	Z			
	ZONA 2	0.25			
Tabla N°3 y N°4 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)					
FACTOR DE SUELO "S"	TIPO	DESCRIPCION	S	Tp	Tl
	S2	Suelos Intermedios	1.20	0.60	2.00
Tabla N°5 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)					
FACTOR DE USO "U"	CATEGORIA	U	OBSERVACIONES		
	"A2" Edificaciones Esenciales	1.50	Revisar tabla N°6 E030-2014		
Tabla N°7 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)					
FACTOR DE SISTEMA ESTRUCTURAL "R"	DIRECCION	SISTEMA ESTRUCTURAL			Ro
	DIR X-X	Sistema Dual			7
	DIR Y-Y	Muros Estructurales			6
Tabla N°8 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)					
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA				la Dir X-X	la Dir Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	<input checked="" type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES			0.90	0.90
Irregularidad Geométrica Vertical	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input checked="" type="checkbox"/> DIR Y-Y		0.90	0.90
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES			1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	<input type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES			1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	Se toma el valor mas critico			0.90	0.90
Tabla N°9 (NORMA E030-2014/DS-003-2016)					
IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA				Ip Dir X-X	Ip Dir Y-Y
Irregularidad Torsional	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input checked="" type="checkbox"/> DIR Y-Y		0.75	0.75
Irregularidad Torsional Extrema	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input checked="" type="checkbox"/> DIR Y-Y		0.60	0.60
Esquinas Entrantes	<input checked="" type="checkbox"/> DIR X-X	<input checked="" type="checkbox"/> DIR Y-Y		0.90	0.90
Discontinuidad del Diafragma	<input checked="" type="checkbox"/> AMBAS DIRECCIONES			0.85	0.85
Sistemas no Paralelos	<input type="checkbox"/> DIR X-X	<input type="checkbox"/> DIR Y-Y		1.00	1.00
Tener en cuenta las restricciones de la tabla N° 10	Se toma el valor mas critico			0.60	0.60

Fuente: Elaboración propia



Fuente: Elaboración propia

I_a: Factor de irregularidad en altura.

I_p: Factor de irregularidad en planta.

Ro: Coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas.

g: Aceleración de la gravedad.

T: Período fundamental de la estructura para el análisis estático o período de un modo en el análisis dinámico.

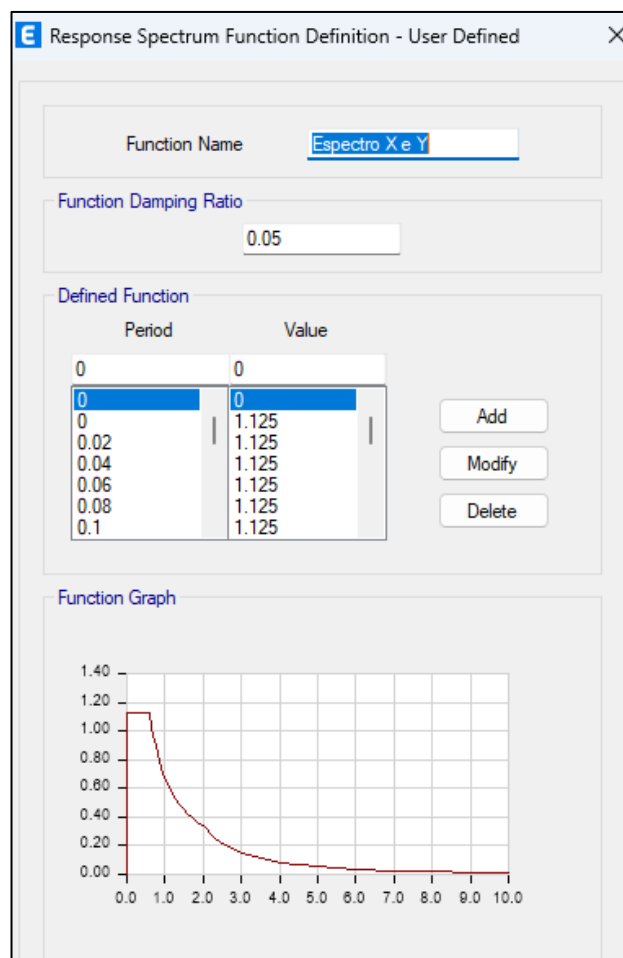
Tp: Período que define la plataforma del factor C.

TL: Período que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.

C: Factor de amplificación sísmica.

Figura 4.54

Espectro de Diseño en Dirección “X” e “Y” obtenido y aplicado en ETABS



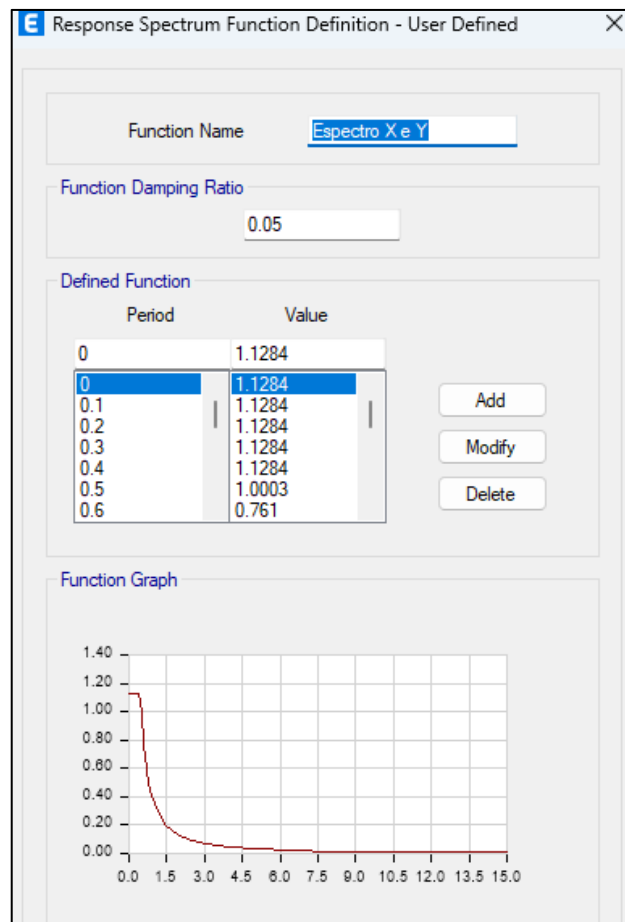
Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

NEC-SE-DS-2015

De igual manera conforme a lo establecido en la Norma NEC SE-DS-2015 se ha obtenido el espectro de diseño sísmico tomando en consideración la zona de estudio, factor de importancia, factor de zona sísmica, tipo de suelo, amplificación espectral y coeficiente de reducción R, obtenido luego de comprobar las irregularidades en planta y en altura del sistema estructural.

Figura 4.55

Espectro de Diseño en Dirección “X” e “Y” obtenido y aplicado en ETABS



Fuente: Elaboración Propia

4.3 Procesamiento, presentación, análisis e interpretación de datos.

Norma Técnica Peruana E. 030

4.3.1 Análisis Estructural

4.3.1.1 Consideraciones Generales para el Análisis

La Norma E 030 en sus artículos considera los siguiente:

Artículo 24.- Consideraciones Generales para el Análisis

24.1. En el caso de estructuras regulares, se puede llevar a cabo el análisis teniendo en cuenta que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares se supone que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

24.2. Las solicitaciones sísmicas verticales se consideran en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis.

4.3.1.2 Procedimiento de Análisis Sísmico

Artículo 27.- Procedimientos de Análisis Sísmico

27.1. Se utiliza uno de los procedimientos siguientes:

- a) Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes (artículo 28).
- b) Análisis dinámico modal espectral (artículo 29).

27.2. El análisis se hace considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

- 27.3. El procedimiento de análisis dinámico tiempo - historia, descrito en el artículo 30, puede usarse con fines de verificación, pero en ningún caso es exigido como sustituto de los procedimientos indicados en los artículos 28 y 29.

4.3.2 Análisis Estático

La Norma E 030 Sismorresistente y sus artículos indican:

28.1. Generalidades

- 28.1.1. Este enfoque utiliza un conjunto de fuerzas que operan en el centro de masa de cada nivel del edificio para representar las sollicitaciones sísmicas.
- 28.1.2. Este procedimiento permite analizar todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1. En las otras zonas sísmicas puede emplearse este procedimiento para las estructuras clasificadas como regulares, según el artículo 19, de no más de 30 m de altura, y para las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares.

28.2. Fuerza Cortante en la Base

- 28.2.1. La siguiente ecuación se utiliza para calcular la suma de las fuerzas cortantes en la base de la estructura en la dirección considerada:

$$V = \frac{\sum U_i S_i C_i P_i}{R}$$

- 28.2.2. El valor de C/R no se considera menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0,11$$

28.3. Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura

28.3.1. Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i , correspondientes a la dirección considerada, se calculan mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k} \quad (4.1)$$

28.1.1. 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: $k = 1,0$.
- Para T mayor que 0,5 segundos: $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$.

28.2. Período Fundamental de Vibración

28.2.1. Se estima el período fundamental de vibración para cada dirección utilizando la siguiente expresión en el caso específico.

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (4.2)$$

Donde:

$C_T = 35$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente:

- Pórticos de hormigón armado que no cuentan con muros estructurales.
- Pórticos de acero dúctiles que tienen uniones capaces de resistir momentos, sin la presencia de elementos de arriostramiento.

$C_T = 45$ Para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean:

- Pórticos construidos con concreto armado que cuentan con muros ubicados en las áreas de las cajas de ascensores y escaleras.
- Pórticos de acero arriostrados.

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

- 28.2.2. Cuando no se tenga en cuenta la rigidez de los elementos no estructurales en el análisis, se utiliza un valor de 0.85 multiplicado por el período fundamental T obtenido mediante la fórmula anteriormente mencionada.

28.3. Excentricidad Accidental

Se asume que, en estructuras que presentan diafragmas rígidos, la fuerza en cada nivel (F_i) se aplica en el centro de masas de dicho nivel, y se tiene en cuenta además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- a) Además de la fuerza lateral estática que actúa en el centro de la masa de cada nivel, también se aplica un momento torsor accidental (M_{ti}) que se calcula como sigue.

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i \quad (4.3)$$

La excentricidad accidental en cada nivel (e_i) para cada dirección de análisis se considera como el producto de 0,05 y la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

- b) Se considera que la excentricidad involuntaria con el mismo signo en todos los niveles proporciona las situaciones más adversas. Sólo se tienen en cuenta los incrementos de las fuerzas en el plano horizontal.

28.4. Fuerzas Sísmicas Verticales

- 28.4.1. La fuerza sísmica vertical se estima como una fracción del peso de la estructura, específicamente $2/3$ de $Z \cdot U \cdot S$.
- 28.4.2. En elementos horizontales de gran longitud, como voladizos y luces amplias, se debe realizar un análisis dinámico utilizando los espectros especificados en el apartado 29.2.

4.3.3 Análisis Dinámico

La Norma E 030 Diseño Sismorresistente en sus artículos señala:

Artículo 29.- Análisis Dinámico Modal Espectral

Los resultados del análisis dinámico mediante combinación modal espectral, como se indica en este numeral, pueden utilizarse para construir cualquier estructura.

29.1 Modos de Vibración

29.1.1. 29.1.1 Los modos de vibración pueden identificarse mediante un proceso de análisis que tenga en cuenta adecuadamente las características de rigidez y la distribución de masas.

29.1.2. En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90% de la masa total, pero se toma en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis.

29.2 Aceleración Espectral

29.2.1 Para cada dirección horizontal estudiada se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad (4.4)$$

29.2.1 Para el análisis en la dirección vertical puede usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales, considerando los valores de C, definidos en el artículo 14, excepto para la zona de períodos muy cortos ($T < 0,2 T_p$) en la que se considera:

$$T < 0,2 T_p \quad C = 1 + 7,5 (T/T_p) \quad (4.5)$$

29.3 Criterios de Combinación

29.3.1 Mediante los criterios de combinación que se indican, se puede 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.

29.3.2 La combinación cuadrática completa de los valores estimados para cada modo puede utilizarse para calcular la respuesta elástica máxima prevista (r) correspondiente al impacto conjunto de los distintos modos de vibración utilizados (r_i).

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} r_j} \quad (4.6)$$

29.3.3 Los coeficientes de correlación, donde r representa las respuestas modales, los desplazamientos o las fuerzas, vienen dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8\beta^2(1+\lambda)\lambda^{3/2}}{(1-\lambda^2)^2 + 4\beta^2\lambda(1+\lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (4.7)$$

β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05

ω_i , ω_j son las frecuencias angulares de los modos i, j

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

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2} \quad (4.8)$$

29.4 Fuerza Cortante Mínima

29.4.1 Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado según el artículo 25 para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

29.4.2 Todos los demás resultados, a excepción de los desplazamientos, se escalan proporcionalmente si es necesario aumentar el esfuerzo cortante para satisfacer los mínimos señalados.

29.5 Excentricidad Accidental (Efectos de Torsión)

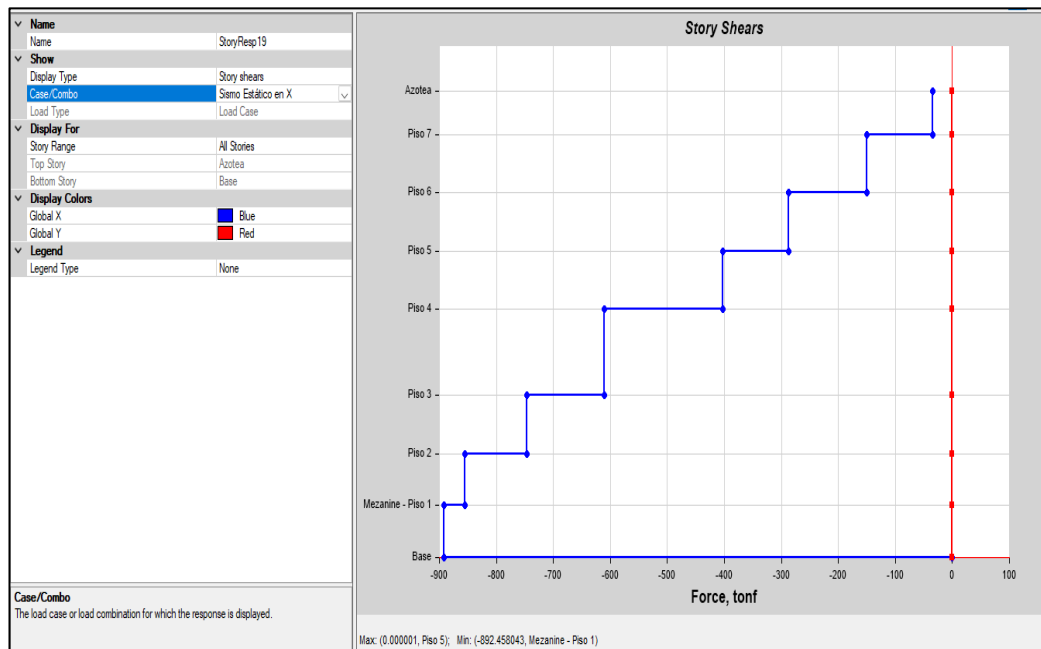
Se tiene en cuenta la variabilidad en la posición de los centros de masa en cada nivel mediante una excentricidad adicional que es perpendicular a la dirección del terremoto, y su valor es igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular al análisis. En todos los casos, se considera el escenario más desfavorable.

4.3.4 Verificación de Fuerzas Cortantes Estáticas y Dinámicas

Luego del procesamiento de la información conforme a lo establecido en la Norma E 030 en el Software ETAS V 20.3, se obtuvieron los siguientes resultados de fuerzas cortantes estáticas y dinámicas desde la base hasta la azotea.

Figura 4.56

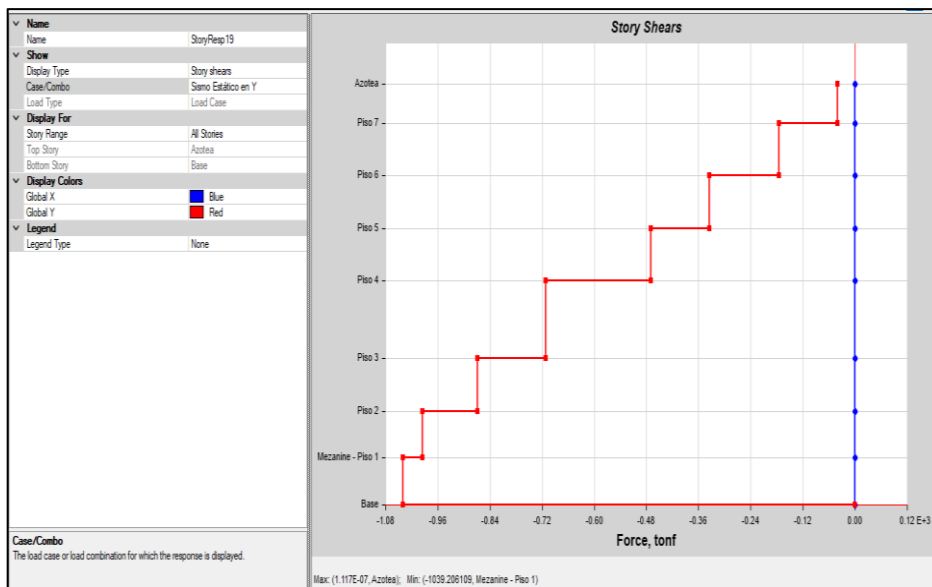
Fuerza Cortante – Sismo Estático en “X” (Max. -892.46 tonf)



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.57

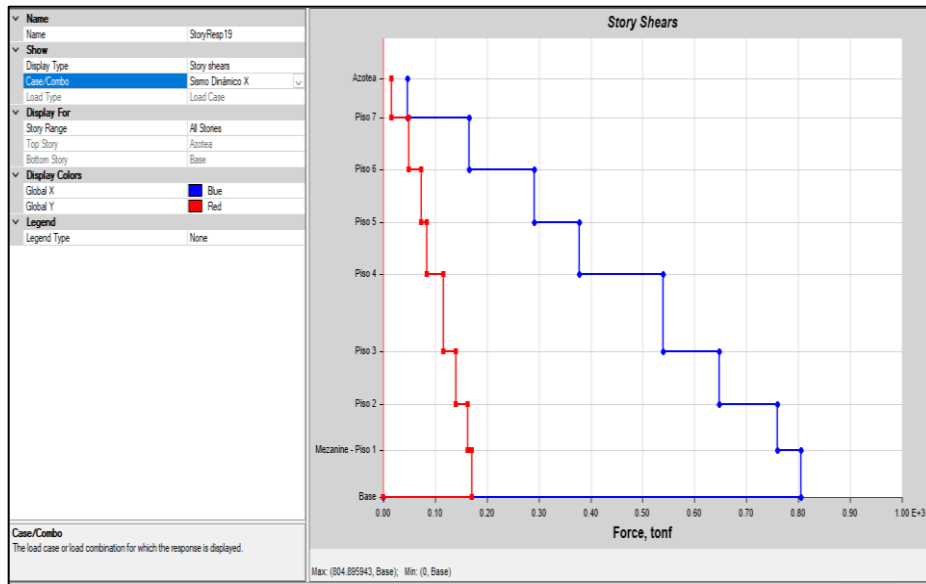
Fuerza Cortante – Sismo Estático en “Y” (Max. -1039.21 tonf)



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.58

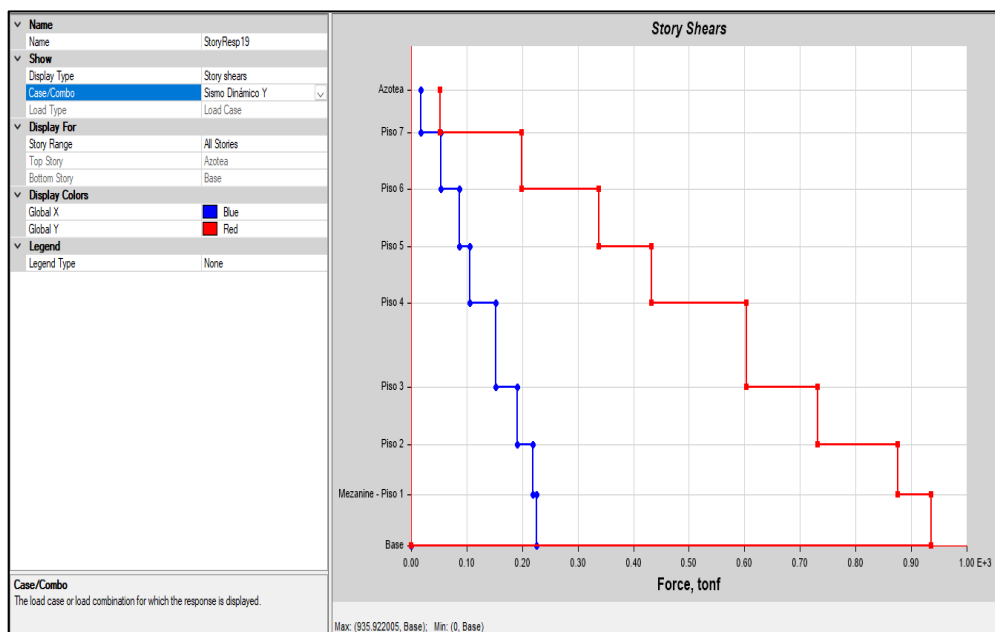
Fuerza Cortante – Sismo Dinámico en “X” (Max. 804.90 tonf)



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.59

Fuerza Cortante – Sismo Dinámico en “Y” (Max. 935.92 tonf)



Fuente: Elaboración propia

4.3.5 Verificación de Coeficiente de Reducción R

El coeficiente de Reducción en ambos sentidos (X e Y) será 1, para el análisis No Lineal tal como lo muestra en el cuadro adjunto:

Tabla 4.26

Coeficiente de Reducción Real para Análisis No Lineal– Norma E. 030

DATOS	FACTORES	DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
Z	0.25	R ₀	7	6
U	1.50	I _a	0.90	0.90
S	1.20	I _p	0.60	0.60
T _P	0.60	R	1	1
T _L	2.00	g	1 m/s ²	

Fuente: Elaboración propia

4.4 Procesamiento, presentación, análisis e interpretación de datos. NEC SE DS – 2015

Haremos mención a lo establecido en los artículos de la NEC SE DS – 2015.

4.4.1 Método 1: Diseño Basado en Fuerzas (DBF)

6.1. Requisitos generales

6.1.1. Condiciones de aplicación

Excepto en el caso de las estructuras perfectamente regulares, tanto el enfoque estático lineal como el pseudo-dinámico son necesarios para todo tipo de estructuras.

Se solicita el uso del DBF para todas las estructuras. El DBD se presenta como una opción alternativa al DBF.

6.1.2. Objetivos generales y requisitos

Con el fin de determinar las implicancias significativas, es necesario diseñar las estructuras con el propósito de contrarrestar las fuerzas sísmicas generadas por las combinaciones de fuerzas horizontales que las afectan.

Se considera que las fuerzas sísmicas de diseño actúan de forma no simultánea en la dirección de cada eje principal de la estructura, y luego se combinan.

Los principales objetivos del DBF se pueden resumir de la siguiente manera:

- Seguir la filosofía de diseño
- Determinar las fuerzas sísmicas de diseño (fuerza lateral equivalente)

• **RDBF**: Es necesario comprobar que los efectos del sismo en los elementos cumplan con la condición $E \leq R_d$, donde R_d representa la resistencia de cálculo del elemento. El valor de R_d se calculará siguiendo las normas NEC-SE-HM, NEC-SE-AC, NEC-SE-MP y NEC-SE-MD, que se centran en los materiales y utilizan modelos elásticos lineales.

• **DDBF**: Es necesario comprobar las deformaciones de la estructura, especialmente las máximas derivas, para garantizar su adecuado desempeño.

6.1.6. Modelación estructural

a. Generalidades

Se incorporará al modelo matemático de la estructura:

- Se incluirán en el modelo matemático de la estructura todos los componentes que forman parte del sistema estructural resistente
 - su distribución espacial de masas y rigideces.

La aproximación debe ser capaz de captar los aspectos más importantes del comportamiento dinámico.

Se utilizará un modelo tridimensional para llevar a cabo el análisis dinámico de estructuras con características irregulares.

b. Inercia de las secciones agrietadas

En el caso de estructuras de hormigón armado y mampostería, los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales deben emplearse en el cálculo de la rigidez y las derivas máximas, de forma similar a la indicada para la técnica de cálculo de fuerzas sísmicas estáticas.

Estructuras de hormigón armado en este caso, los valores de las inercias fisuradas de las partes estructurales deben utilizarse para calcular la rigidez y las derivas máximas, como se indica a continuación:

- 0.5 I_g para vigas (considerando la contribución de las losas, cuando fuera aplicable)

- 0.8 I_g para columnas

- 0.6 I_g para muros estructurales:

- En el caso de edificaciones sin subsuelos, los criterios y consideraciones mencionados se aplicarán exclusivamente a los dos primeros pisos de la estructura.
- En el caso de edificaciones que cuenten con subsuelos, los criterios y consideraciones mencionados se aplicarán tanto en los dos primeros pisos como en el primer subsuelo de la estructura.
- En ninguna circunstancia se utilizarán en alturas que sean inferiores a la longitud en planta del muro correspondiente.
- En los pisos restantes, se puede suponer que la inercia del muro estructural, considerando posibles agrietamientos, es igual a la inercia del mismo sin agrietamientos.

I_g Valor no agrietado de la inercia de la sección transversal del elemento

Las normas anteriores reconocen que las secciones de los componentes están agrietadas desde el momento en que se construyen, y especialmente cuando se dan las presiones sísmicas de diseño:

- En el caso de las vigas, la inercia total de la sección transversal debe tener en cuenta la contribución de la losa de piso a la rigidez de la viga, suponiendo que el forjado está monolíticamente acoplado a la viga.
- En el caso de las losas armadas en una dirección, se debe considerar la contribución de la losa solo en la dirección de la armadura principal.
- Los valores de inercia de fractura para muros estructurales sólo se aplican a pisos en los que es probable que surja una rótula plástica como resultado de cargas sísmicas severas.

6.1.7. Carga sísmica reactiva W

La carga reactiva por sismo está representada por la carga sísmica W.

Se utilizará la siguiente carga sísmica reactiva W independientemente del método de análisis indicada en la sección 6.2.

Caso general

$$W=D$$

Siendo:

D Carga muerta total de la estructura

Casos especiales: bodegas y almacenaje

$$W=D+0.25Li$$

Dónde:

D Carga muerta total de la estructura

Li Carga viva del piso i

4.4.2 Métodos de Análisis

6.2. Métodos de análisis para el DBF

El DBF seguirá la misma metodología general en los tres métodos de análisis contemplados en este capítulo:

- Estático (1)

- Análisis dinámicos
 - o Análisis dinámico espectral (2)
 - o Análisis dinámico paso a paso en el tiempo (3)

Como resultado, la PGA (aceleración sísmica máxima del terreno) se utilizará para calcular el espectro de diseño en aceleración $S_a(T)$.

A excepción de las estructuras completamente regulares, tanto los métodos estáticos lineal como la pseudo-dinámica son necesarias para todos los tipos de estructuras.

4.4.3 Método Estático

6.2.1. Procedimiento estático

Condiciones de aplicación: Para todo tipo de estructuras, debe utilizarse como mínimo el método estático.

El PGA, y por tanto el espectro de aceleración $S_a(T)$, se definirá utilizando el factor Z indicado en el apartado 3.1.1.

4.4.4 Método Dinámico

Procedimientos dinámicos de cálculo de las fuerzas sísmicas

a. Procedimientos y condiciones de aplicación

Estos planteamientos deben aplicarse a todo tipo de estructuras (con excepción a estructuras completamente regulares).

El diseñador podrá utilizar los 2 siguientes métodos:

- **Análisis espectral:** Debe utilizarse el espectro sísmico de respuesta elástica a las aceleraciones indicadas en el apartado 3.3.1, o bien construirse el espectro utilizando las curvas de peligro definidas en el apartado 3.1.2. Este método se aplicará obligatoriamente a todas las formas de construcciones irregulares.

- **Análisis paso a paso en el tiempo:** Deben utilizarse acelerogramas específicos del lugar que sean típicos de los terremotos reales previstos en la región, de acuerdo con las Secciones 3.2 y 10.5.4. Este método es obligatorio para las construcciones que dispongan de sistemas de disipación de energía (véase la Sección 8).

b. Ajuste del corte basal de los resultados obtenidos por el análisis dinámico

No se debe obtener un valor para el cortante total en la base utilizando cualquier método de análisis dinámico que sea:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)

- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares).

c. Representación y determinación de la carga sísmica horizontal

El análisis debe partir de un modelo preciso de la actividad sísmica basado en conceptos de dinámica estructural.

El efecto sísmico calculado mediante un procedimiento dinámico debe representar como mínimo el terremoto de diseño, con un periodo de retorno de 475 años, sin considerar el factor de reducción de respuesta R. Las opciones posibles pueden ser las siguientes:

- La sección 3.3.1 muestra el espectro de respuesta elástica de las aceleraciones representadas como una proporción de la aceleración de la gravedad.
- Un espectro de respuesta elástica de aceleraciones generado para un lugar determinado utilizando la geología, la tectónica, la sismología y las propiedades locales del suelo, de acuerdo con las secciones 10.5.3 y 10.5.4.

A menos que otros valores sean compatibles con el comportamiento estructural proyectado y la intensidad sísmica establecida para el lugar, el espectro debe producirse para una fracción del amortiguamiento con respecto al crucial de 0,05.

- Acelerogramas creados para un lugar determinado que son típicos de los terremotos reales previstos en la región, de acuerdo con las normas de la sección 10.5.4.

Para determinar la componente vertical del terremoto, se puede calcular multiplicando la componente horizontal de la aceleración por un factor de al menos dos tercios. Sin embargo, en el caso de estructuras críticas o singulares que se encuentren en el campo cercano (0 - 10 km) de una falla superficial, es necesario evaluar la componente vertical del terremoto mediante un estudio de respuesta de sitio.

e. Procedimiento 1: análisis espectral

Espectro de respuesta

Se utilizará el espectro sísmico de respuesta elástica en aceleraciones especificado en la sección 3.3.1, o se construirá el espectro utilizando las curvas de peligrosidad sísmica indicadas en la sección 3.1.

Número de modos

Se deben considerar en el análisis:

- A través de los diferentes periodos de vibración, se consideran todos los modos de vibración que contribuyen significativamente a la respuesta total de la estructura.
- En todos los modos, se requiere que al menos el 90% de la masa total de la estructura participe como masa modal acumulada en cada una de las direcciones horizontales primarias analizadas.

Combinación de modos

Al combinar los valores modales máximos en modelos tridimensionales, deben tenerse en cuenta los efectos de interacción modal.

Reducción de las fuerzas dinámicas de respuesta elástica para diseño

Condición de aplicación: Los parámetros de respuesta elástica nunca deben disminuirse hasta el punto en que el esfuerzo cortante basal de diseño reducido sea menor que el esfuerzo cortante basal de respuesta elástica dividido por R.

Con esta condición previa, las fuerzas resultantes del análisis elástico dinámico pueden reducirse por propósitos de diseño.

El valor de R podrá ser aplicado en el cálculo del cortante basal si la estructura cumple todos los criterios de diseño sismorresistente del apartado 4.2 y las especificaciones del apartado 6.3.4.

Al igual que en el apartado 6.3, las fuerzas dinámicas resultantes deben modificarse en función de los siguientes factores:

- I (factor de importancia), definido en la sección 4.1
- $\emptyset E_i$ y $\emptyset P_i$ (factores de configuración estructural en planta y en elevación), definidos en la sección 5.2.

Combinación de las 3 componentes de la fuerza sísmica

La sección 3.5.1 exige que se tengan en cuenta los efectos direccionales de los componentes horizontales de los terremotos.

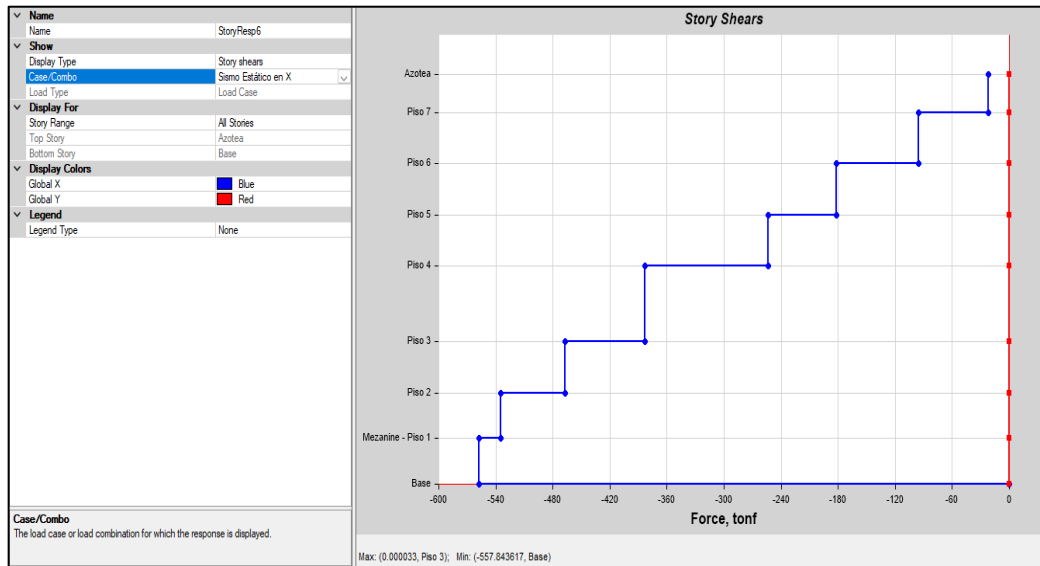
En presencia de voladizos horizontales, los efectos de la componente vertical de los sismos deben abordarse de acuerdo con las instrucciones proporcionadas en la sección 3.4.4.

4.5 Verificación de Fuerzas Cortantes Estáticas y Dinámicas

Luego del procesamiento de la información conforme a lo establecido en la NEC SE DS - 2015 en el Software ETABS V 20.3, se obtuvieron los siguientes resultados de fuerzas cortantes estáticas y dinámicas desde la base hasta la azotea.

Figura 4.60

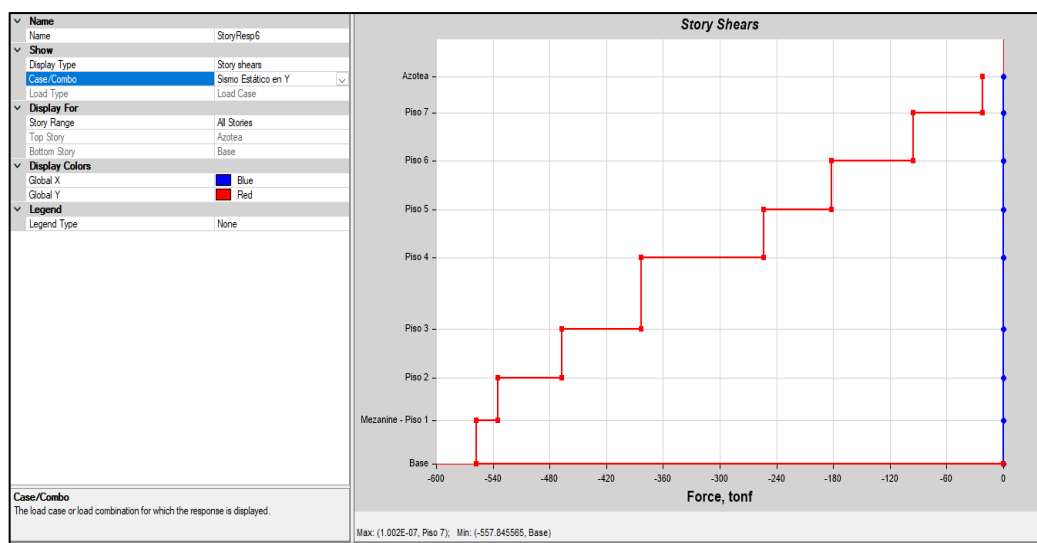
Fuerza Cortante – Sismo Estático en “X” (Max. -557.84 tonf)



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.61

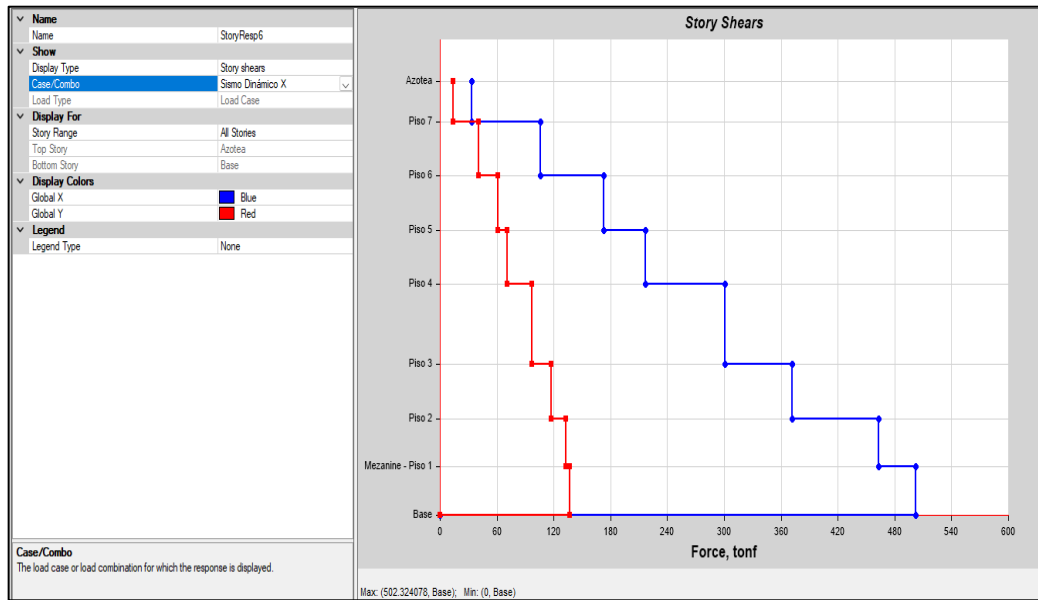
Fuerza Cortante – Sismo Estático en “Y” (Max. -557.84 tonf)



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.62

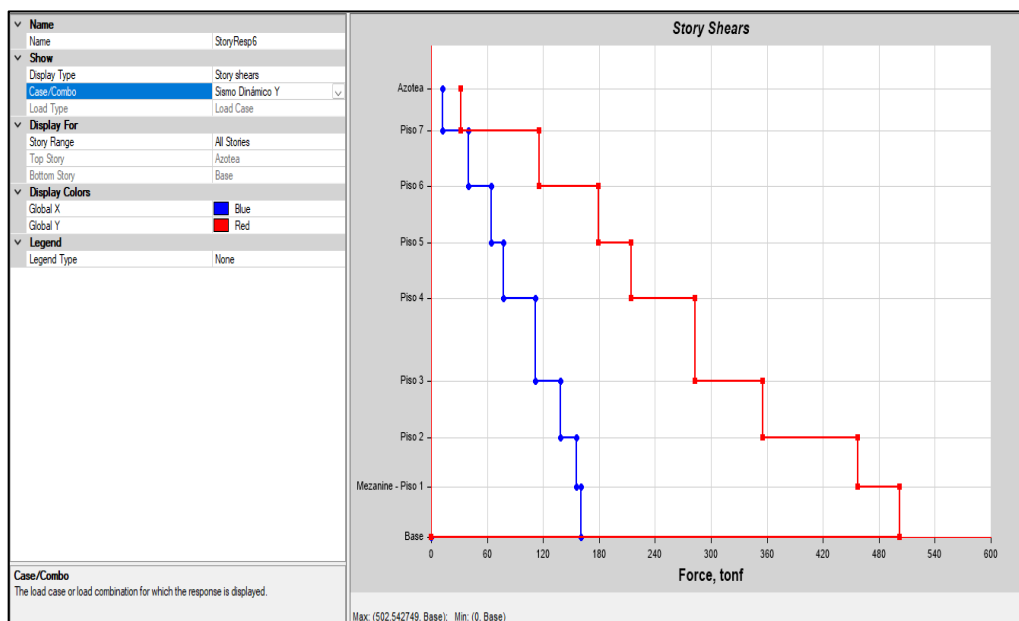
Fuerza Cortante – Sismo Dinámico en “X” (Max. 502.34 tonf)



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.63

Fuerza Cortante – Sismo Dinámico en “Y” (Max. 502.54 tonf)



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Del análisis estático y dinámico realizado a la edificación se tiene que con el procedimiento de la Norma E. 030 la fuerza cortante en la base es 60% mayor a los resultados del procedimiento con la NEC SE DS – 2015 en la dirección X, mientras que en la dirección Y la fuerza cortante en la base con la Norma E. 030 es del 86% mayor a la NEC SE DS – 2015.

4.6 Análisis No Lineal Estático

4.6.1 Generalidades

El análisis Pushover no lineal implica principalmente la aplicación gradual y creciente de una fuerza lateral distribuido equitativamente mediante un patrón de carga y progresivo en toda la altura del edificio, hasta que este evidencie la formación de rótulas plásticas en los bordes de los elementos estructurales (vigas, columnas) hasta llegar al colapso.

Es importante mencionar que las cargas se aplican en los nodos laterales del modelo o en el diafragma del modelo. Estas cargas se incrementan de manera constante y monótona mientras se controla el desplazamiento en un punto de control estratégicamente ubicado en la parte superior del edificio, hasta que se alcance un nivel significativo de deformación prevista. Además, mediante este enfoque analítico no lineal (Pushover), es posible representar la secuencia de fluencia y falla a nivel de los elementos y la estructura, así como el progreso global que define la curva de capacidad. **(Peralta A, 2012).**

4.6.2 Procedimiento del Análisis No Lineal Estático (Pushover)

El procedimiento y los pasos que se siguieron para el desarrollo del Análisis Estático No Lineal (Pushover) tomando como lineamientos el FEMA 356 y ATC 40 en la edificación fue el siguiente:

- Definir los materiales de construcción (concreto y acero) para su procesamiento en su estado No Lineal con parámetro histerético de Takeda y Kinematico para el concreto y acero respectivamente.

Figura 4.64

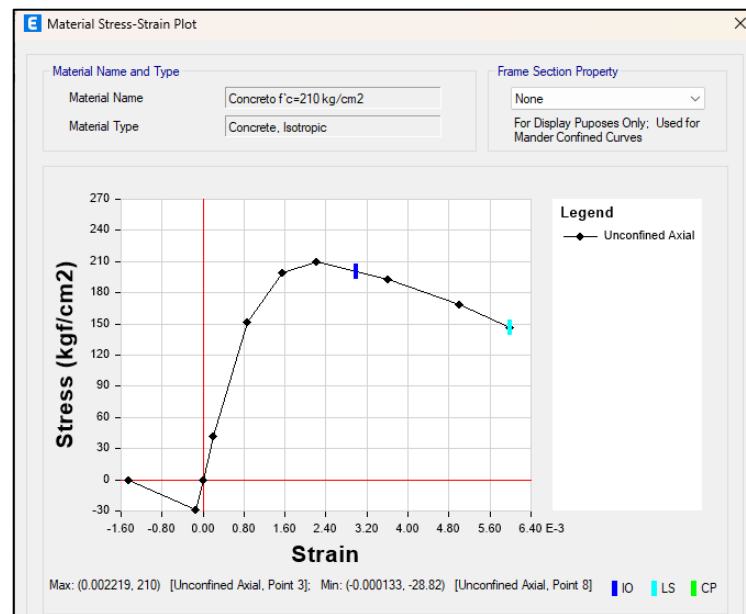
Propiedades No lineales del Concreto $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$

	Tension	Compression	
IO	0.01	-0.003	cm/cm
LS	0.02	-0.006	cm/cm
CP	0.05	-0.015	cm/cm

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.65

Diagrama de tensión del Concreto $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

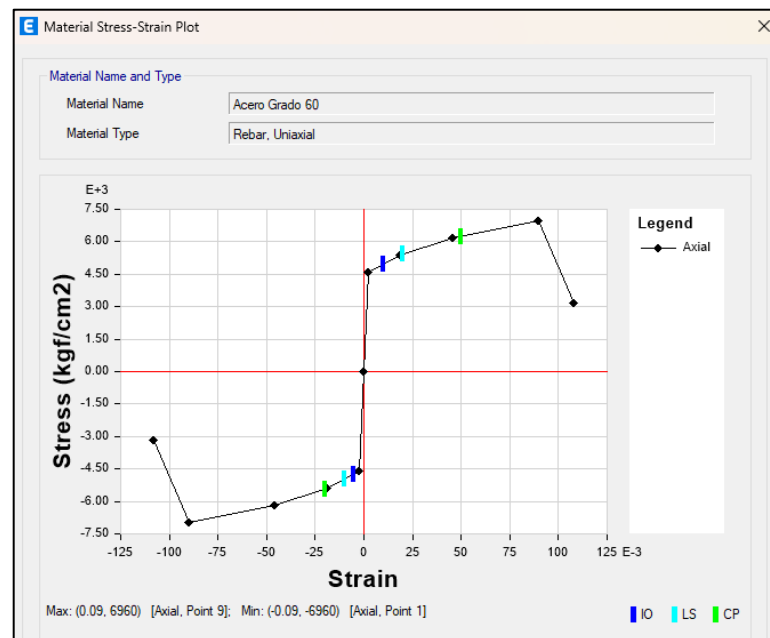
Figura 4.66

Propiedades No lineales del Acero de Refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.67

Diagrama de tensión del Acero de Refuerzo $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

- Definición de los elementos estructurales (columnas, vigas, losa, muro)
- Definición de Patrones de Carga en X e Y de distribución de cargas en altura producto de las cortantes de entrepiso aplicados al centro de masa de cada nivel (ASCE 41 13)

La normativa ASCE 41-13 establece la necesidad de crear un conjunto de fuerzas laterales basadas en las cortantes de entrepiso para cada dirección de análisis, cuando los períodos exceden 1 segundo. Estas fuerzas se aplican al centro de masa de entrepiso. Una vez que los valores mínimos de cortante de la edificación han sido ajustados de acuerdo con estos datos, se procede a calcular las fuerzas de cortante en cada nivel intermedio, lo que nos permite determinar un factor de amplificación α de la siguiente manera:

$$\alpha = \frac{1}{V_{\text{piso } 1}} \quad F_i = V_{\text{piso } i} - V_{\text{piso } i+1} \quad F_{\text{lat}_i} = F_i * \alpha$$

Figura 4.68

Patrón de Carga distribuida en todos los pisos Norma E 030 -Dirección X

The screenshot shows a software dialog box titled "User Seismic Loads on Diaphragms". It contains a table with the following data:

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Azotea	D8	1.04	0	0
Piso 7	D7	2.67	0	0
Piso 6	D6	2.78	0	0
Piso 5	D5	1.97	0	0
Piso 4	D4	3.61	0	0
Piso 3	D3	2.41	0	0
Piso 2	D2	2.52	0	0
Mezanine - Piso 1	D1	1	0	0

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Tabla 4.27

Patrón de Cargas Laterales Norma E 030 - Dirección X

$$\alpha = 0.02$$

PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION X			
Piso	Cortante x Piso (Tnf)	Fi (Tonf)	F Lateral (PUSH X)
8	46.53	46.53	1.04
7	166.00	119.47	2.67
6	290.39	124.39	2.78
5	378.31	87.92	1.97
4	539.67	161.36	3.61
3	647.47	107.81	2.41
2	760.15	112.67	2.52
1	804.88	44.73	1

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.69

Patrón de Carga distribuida en todos los pisos Norma E 030 -Dirección Y

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Azotea	D8	0	0.86	0
Piso 7	D7	0	2.44	0
Piso 6	D6	0	2.3	0
Piso 5	D5	0	1.57	0
Piso 4	D4	0	2.85	0
Piso 3	D3	0	2.12	0
Piso 2	D2	0	2.4	0
Mezanine - Piso 1	D1	0	1	0

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Tabla 4.28

Patrón de Cargas Laterales Norma E 030 - Dirección Y

$$\alpha = 0.017$$

PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION Y			
Piso	Cortante x Piso (Tnf)	Fi (Tonf)	F Lateral (PUSH X)
8	52.01	52.01	0.86
7	199.03	147.02	2.44
6	337.68	138.65	2.30
5	432.02	94.34	1.57
4	603.70	171.68	2.85
3	731.46	127.76	2.12
2	875.72	144.27	2.40
1	935.90	60.18	1

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.70

Patrón de Carga distribuida en todos los pisos NEC SE DS - 2015 - Dirección X

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Azotea	D8	0.85	0	0
Piso 7	D7	1.86	0	0
Piso 6	D6	1.73	0	0
Piso 5	D5	1.11	0	0
Piso 4	D4	2.17	0	0
Piso 3	D3	1.81	0	0
Piso 2	D2	2.35	0	0
Mezanine - Piso 1	D1	1	0	0

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Tabla 4.29

Patrón de Cargas Laterales NEC SE DS - 2015 - Dirección X

$$\alpha = 0.026$$

PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION X			
Piso	Cortante x Piso (Tnf)	Fi (Tonf)	F Lateral (PUSH X)
8	33.19	33.19	0.85
7	105.66	72.47	1.86
6	173.19	67.53	1.73
5	216.59	43.40	1.11
4	301.01	84.42	2.17
3	371.70	70.68	1.81
2	463.36	91.66	2.35
1	502.31	38.95	1

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.71

Patrón de Carga distribuida en todos los pisos NEC SE DS - 2015 - Dirección Y

Load Set 1 of 1				
Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Azotea	D8	0	0.7	0
Piso 7	D7	0	1.84	0
Piso 6	D6	0	1.42	0
Piso 5	D5	0	0.76	0
Piso 4	D4	0	1.51	0
Piso 3	D3	0	1.6	0
Piso 2	D2	0	2.24	0
Mezanine - Piso 1	D1	0	1	0

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Tabla 4.30

Patrón de Cargas Laterales NEC SE DS - 2015 - Dirección Y

$$\alpha = 0.022$$

PATRON DE CARGAS LATERALES EN DIRECCION Y			
Piso	Cortante x Piso (Tnf)	Fi (Tonf)	F Lateral (PUSH X)
8	31.84	31.84	0.70
7	115.40	83.56	1.84
6	179.72	64.32	1.42
5	214.27	34.55	0.76
4	282.69	68.42	1.51
3	355.39	72.70	1.60
2	457.14	101.75	2.24
1	502.53	45.39	1

Fuente: Elaboración propia

- Definición de Casos de Carga por Gravedad tipo No Lineal que corresponde a la carga por peso propio y carga muerta amplificados según Norma E 030 con un 50% de cargas vivas actuantes y NEC SE DS – 2015 con un 25%.

Figura 4.72

Caso de carga Gravitacional – Norma E 030

Load Case Data

General

Load Case Name: Design... Notes...

Load Case Type: Nonlinear Static

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1.1
Load Pattern	Carga Muerta	1.1
Load Pattern	Live	0.5

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal Espectral

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.73

Caso de carga Gravitacional – NEC SE DS - 2015

Load Case Data

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Nonlinear Static Notes...

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1.1
Load Pattern	Carga Muerta	1.1
Load Pattern	Live	0.25

Add Delete

Other Parameters

Modal Load Case: Modal Espectral

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load Modify/Show...

Results Saved: Final State Only Modify/Show...

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis Modify/Show...

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event Modify/Show...

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

- Definición de Casos de Carga de Empuje en X e Y (pushover), donde considera al patrón de cargas actuante en ambas direcciones, un desplazamiento de control asumido de 40 cm en el piso 7 y múltiples estados tanto para la Norma E 030 y NEC SE DS – 2015.

Figura 4.74*Caso de carga Pushover en X*

E Load Case Data [Close]

General

Load Case Name: Pushover en X [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Mass Source: Previous

Analysis Model: Default

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: GRAV

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Patrón Lateral X	1

[Add] [Delete]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal Espectral

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Floor Cracking Analysis: No Cracked Analysis [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default - Iterative Event-to-Event [Modify/Show...]

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.75*Caso de carga Pushover en Y*

E Load Case Data [X]

General

Load Case Name:

Load Case Type:

Mass Source:

Analysis Model:

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Patrón Lateral Y	1

Other Parameters

Modal Load Case:

Geometric Nonlinearity Option:

Load Application:

Results Saved:

Floor Cracking Analysis:

Nonlinear Parameters:

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.76*Punto de control de desplazamiento*

E Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control

Full Load

Displacement Control

Quasi-Static (run as time history)

Control Displacement

Use Conjugate Displacement

Use Monitored Displacement

Load to a Monitored Displacement Magnitude of cm

Monitored Displacement

DOF/Joint

Generalized Displacement

Additional Controlled Displacements

Quasi-static Parameters

Time History Type

Output Time Step Size sec

Mass Proportional Damping 1/sec

Hilber-Hughes-Taylor Time Integration Parameter, Alpha

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

- Definición de Rótulas plásticas en columnas y vigas aplicando la ASCE 41 – 17 para ambos casos a una distancia relativa del 10% al inicio y el 90% de la longitud de cada elemento (vigas y columnas).

Figura 4.77

Distancia Relativa de cada elemento (vigas y columnas)

Hinge Property	Location Type	Relative Distance	Distance from End m
Auto	Relative to clear length	0.1	
Auto M3	Relative to clear length	0.1	
Auto M3	Relative to clear length	0.9	
Auto M3	Relative to clear length	0.1	
Auto M3	Relative to clear length	0.9	

Auto Hinge Assignment Data
 Type: From Tables In ASCE 41-13
 Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
 DOF: M3, Isotropic hysteresis

Modify/Show Auto Hinge Assignment Data...

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.78

Asignación de Rótulas en vigas Con Caso de carga Pushover en X

Auto Hinge Type
 From Tables In ASCE 41-17

Select a Hinge Table
 Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom
 M2
 M3

Hysteresis Type: Isotropic [Modify/Show]

Transverse Reinforcing
 Transverse Reinforcing is Conforming

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced
 From Current Design
 User Value (for positive bending)

V Value From
 Case/Combo: Pushover en X
 User Value: V2 [tonf]

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.79

Asignación de Rótulas en vigas Con Caso de carga Pushover en Y

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type: From Tables In ASCE 41-17

Select a Hinge Table: Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i

Degree of Freedom: M2 M3

Hysteresis Type: Isotropic

V Value From: Case/Combo (Pushover en Y) User Value (V2 tonf)

Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced: From Current Design User Value (for positive bending)

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity: Drops Load After Point E Is Extrapolated After Point E

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.80

Propiedades de rótula para carga cortante en vigas

Hinge Property Data for CORTE VIGAS - Shear V2

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.2	-8
D-	-0.2	-6
C-	-1.25	-6
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.25	6
D	0.2	6
E	0.2	8

Additional Backbone Curve Points: Symmetric

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Type: Force - Displacement Stress - Strain

Load Carrying Capacity Beyond Point E: Drops To Zero Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters: Hysteresis: Isotropic

Scaling for Force and Disp: Use Yield Force (Force SF Positive, Negative tonf) Use Yield Disp (Disp SF Positive, Negative cm)

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF): Immediate Occupancy (2) Life Safety (4) Collapse Prevention (6) Show Acceptance Criteria on Plot

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.81

Propiedades de rótula para flexo compresión en columnas

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

4.6.3 Carga Pseudo - Lateral

El patrón de carga o fuerza pseudolateral se establece en la dirección horizontal indicada y se calcula utilizando la siguiente ecuación:

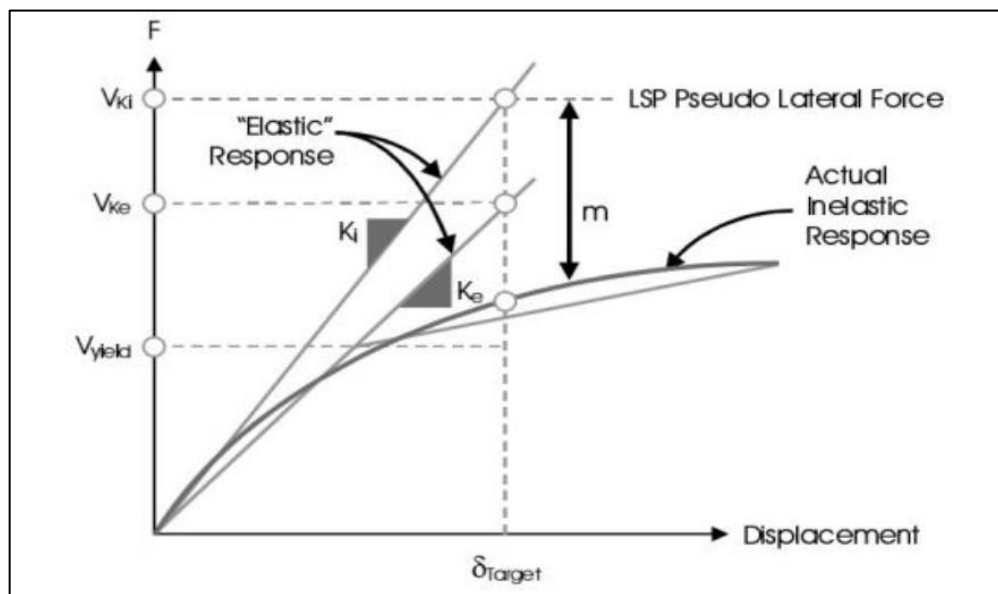
$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad \dots 10 \quad (4.9)$$

La representación visual de esta carga Pseudo-lateral se puede observar en la imagen de abajo. El desplazamiento máximo (**δ TARGET**) que cruza la curva actual de respuesta inelástica (curva de capacidad) se muestra en el eje de desplazamiento. Estas son las líneas de rigidez inicial elástica **K_i** (sin considerar el

agrietamiento en los componentes de la estructura) y \mathbf{K}_e (que incluye el agrietamiento en los componentes de la estructura) que se pueden utilizar en un análisis lineal o no lineal. (Peñaloza Condori, Rey – Tesis – 2021).

Figura 4.82

Representación del Procedimiento Estático Lineal.



(Fuente: Toledo, 2011).

Utilizando la rigidez inicial de la estructura, la carga Pseudo-lateral nos dará el desplazamiento máximo.

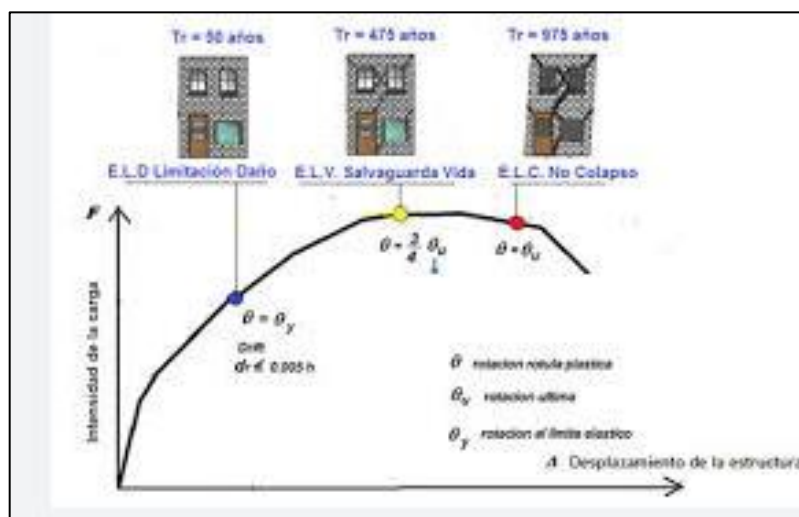
El diagrama muestra la resistencia a cortante de la estructura en el límite de fluencia, que indica el inicio de la región plástica. La fuerza y el desplazamiento se pueden calcular mediante un análisis modal espectral que considera secciones agrietadas y el primer modo fundamental de vibración en la dirección de análisis. Es posible trazar una curva de respuesta inelástica de dos segmentos en el punto de fluencia. (Peñaloza Condori, 2021).

4.6.4 Capacidad Estructural

La curva de capacidad representa la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento en el nivel superior de la estructura en cada incremento. Normalmente, esta curva se diseña para reflejar la respuesta del modo de vibración inicial de la estructura, asumiendo que dicho modo es el predominante en la respuesta estructural. Esta suposición es válida en la mayoría de los casos para edificios con un período fundamental de vibración mayor a 1 segundo, aunque se deben considerar los efectos de modos de vibración superiores en el análisis. Con el fin de determinar la curva de capacidad resistente, es imprescindible tener información sobre la configuración geométrica de la estructura, los detalles específicos del refuerzo de acero en cada elemento, la calidad de los materiales de construcción y las características de comportamiento del hormigón y el acero.

Figura 4.83

Curva Capacidad Estructural



Fuente: Google

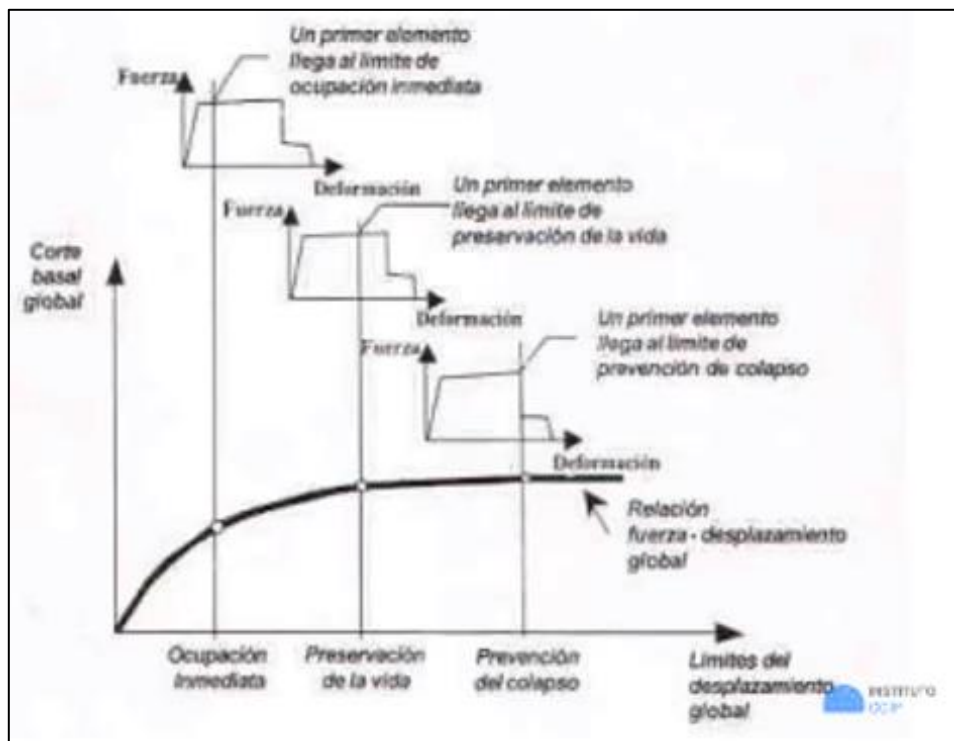
4.6.5 Desempeño de la Edificación

El desempeño sísmico de un edificio es la evaluación práctica del comportamiento que tendrá frente a un terremoto. Su objetivo es verificar la validez de las

suposiciones realizadas durante el diseño de la estructura y determinar si las normas de diseño sismorresistente cumplen con su propósito y filosofía. Mediante esta evaluación, se busca obtener una cuantificación real del comportamiento sísmico de la edificación y confirmar la efectividad de las regulaciones de diseño en situaciones reales.

Figura 4.84

Desempeño Sísmico



Fuente: Instituto CCIP

4.7 Comparación entre NTP E. 030-2018 y NEC-SE-DS-2015

A continuación, procederemos a realizar la comparación de resultados entre las Norma NTP E. 030-2018 y la NEC-SE-DS-2015 del análisis estático lineal, dinámico lineal, análisis estático No Lineal (pushover) y desempeño de la estructura en estudio.

Figura 4.85

Comparación cualitativa entre normas NTP E.030-2018 Y NEC-SE-DS-2015

	NTP E.030-2018						NEC-SE-DS-2015											
	Parámetros	Fórmulas	Observaciones				Fórmulas	Observaciones										
			Zona	Z(g)				Zona	Z(g)									
Parámetros Sísmicos	Factor de Zona	Z	4	0,45			Z	6	0,5									
			5	0,4				4	0,35									
			3	0,35				5	0,3									
			2	0,25				2	0,25									
			1	0,1				1	0,15									
	Factor de Suelo	S	Z4	0,8	S0	S1	S2	S3	Fa	I	A	B	C	D	E			
					0,9	1	1,4	1,6		1,8	0,9	1	1,3	1,4	1,4			
					0,9	1	1,25	1,3		1,25	0,9	1	1,23	1,25	1,1			
					0,9	1	1,23	1,25		1,1	0,9	1	1,2	1,2	1			
					0,9	1	1,18	1,12		0,85	0,9	1	1,18	1,12	0,85			
					0,9	1	1,28	1,45		1,75	A	B	C	D	E			
			Z3	0,8	1	1,15	1,2	Fd	I	0,9	1	1,36	1,62	2,1				
0,9									1	1,28	1,45	1,75	II	0,9	1	1,19	1,36	1,7
0,9									1	1,15	1,28	1,65	III	0,9	1	1,15	1,28	1,65
0,9									1	1,11	1,19	1,6	IV	0,9	1	1,11	1,19	1,6
0,9									1	1,06	1,11	1,5	V	0,9	1	1,06	1,11	1,5
0,9									1	1,06	1,11	1,5	VI	0,9	1	1,06	1,11	1,5
Z2	0,8	1	1,2	1,4	Fs	I	0,75	0,75	0,85	1,02	1,5							
						0,75	0,75	0,94	1,06	1,6	II	0,75	0,75	0,94	1,06	1,6		
						0,75	0,75	1,02	1,11	1,7	III	0,75	0,75	1,02	1,11	1,7		
						0,75	0,75	1,06	1,19	1,8	IV	0,75	0,75	1,06	1,19	1,8		
						0,75	0,75	1,11	1,28	1,9	V	0,75	0,75	1,11	1,28	1,9		
						0,75	0,75	1,23	1,4	2	VI	0,75	0,75	1,23	1,4	2		
Z1	0,8	1	1,6	2	Fs	I	0,75	0,75	0,85	1,02	1,5							
						0,75	0,75	0,94	1,06	1,6	II	0,75	0,75	0,94	1,06	1,6		
						0,75	0,75	1,02	1,11	1,7	III	0,75	0,75	1,02	1,11	1,7		
						0,75	0,75	1,06	1,19	1,8	IV	0,75	0,75	1,06	1,19	1,8		
						0,75	0,75	1,11	1,28	1,9	V	0,75	0,75	1,11	1,28	1,9		
						0,75	0,75	1,23	1,4	2	VI	0,75	0,75	1,23	1,4	2		

	NTP E.030-2018						NEC-SE-DS-2015					
	Parámetros	Fórmulas	Observaciones				Fórmulas	Observaciones				
			So	S1	S2	S3		Tp y TL	Tc=0.55Fs x Fd/Fa	TL= 2.4 x Fd		
Parámetros Sísmicos	Periodos	Tp y TL	TL	3	2,5	2	1,6	Tp y TL	Tc=0.55Fs x Fd/Fa	TL= 2.4 x Fd		
			TL	3	2,5	2	1,6					
	cat. de las edificaciones y factores de	u	categoria	edificaciones			factor	I	categoria	Edificaciones	factor	
			A	Edif. Esenciales			1,5		Esenciales	hospitales, est.bomberos, policiales	1,5	
			B	Edif. Importantes			1,3		ocupación especial	aforo mayor a 5000 personas	1,3	
	coeficiente bsico de reduccion	Ro	sistema estructural de concreto armado				factor	R	sistema estructural de concreto armado			factor
			Pórticos				8		Pórticos			8
			Dual				7		Dual			8
			De muros estructurales				6		Muros de ductilidad limitada			5
	Irregularidad des estructurales en altura	Ia	Tipo	factor			Øpi	Tipo		factor		
			Irregularidad de rigidez-Piso blando			0,75		Piso flexible		0,9		
			Irregularidad Extrema de rigidez de masa o peso			0,9		Distribucion de Masa		0,9		
Geométrica Vertical			0,9	Irregularidad geométrica		0,9						
Discontinuidad. Sist. Resistentes			0,8									
Disc. extrema de los sist. resistentes			0,6									
Irregularidad des estructurales en planta	Ip	Tipo	Factor			Ip	Tipo		Factor			
		Torsional			0,75		Torsional		0,9			
		Torsional Extrema			0,6		Retrosesos Excesivos en las esquinas		1,9			
		Esquina Entrante			0,9		Discontinuidad en el sistema de piso		3,9			
		Discontinuidad del diafragma			0,85							
Coeficiente de	R	R = Ro x Ia x Ip				no presenta parametro						
		R = Ro x Ia x Ip				no presenta parametro						

		NTP E.030-2018			NEC-SE-DS-2015			
		Parámetros	Fórmulas	Observaciones	Fórmulas	Observaciones		
Análisis Estático	Fuerza Cortante en la Base	$V = (ZUCS/R) \times P$	$(C/R) \geq 0.11$		V	$V = (I \times S_a / (R \times \rho \times \mu)) \times W$		
	Periodo fundamnetal de	$T = (H_n / Ct)$	Pórticos	35	$T = Ct \times H_n^\alpha$	Pórticos de Hormigón Armado	Ct	α
			Pórticos y cajas de ascensor	45		Sin muros estructurales	0,055	0,9
		Muros de corte	60	con muros estructurales		0,055	0,75	
Análisis Dinámico	Aceleración Espectral	$S_a = (ZUCS/R) \times g$	$T < 0.2 T_p$	$C = 1 + (1.75 \times (T/T_p))$	$S_a = Z F_a [1 + (n - 1) \times (T/T_o)]^{1/R}$	$T_o = 0.1 F_s \times F_d / F_a$	$T < T_o$	
Controles	Derivas de piso	$0.75 R \Delta e < 0.007$	Estructuras Regulares	Concreto Armado	$0.75 R \Delta e < 0.002$	Estructuras Regulares	Concreto Armado	
		$0.85 R \Delta e < 0.007$	Estructuras Irregulares		$0.75 R \Delta e < 0.002$	Estructuras Irregulares		
	Fuerza Cortante	$V_d \geq 0.8 V_e$	Estructuras Regulares	Concreto Armado	$V_d \geq 0.80 V_e$	Estructuras Regulares	Concreto Armado	
		$V_d \geq 0.9 V_e$	Estructuras Irregulares		$V_d \geq 0.85 V_e$	Estructuras Irregulares		
	Secciones Agrietadas	no presenta parametros			0.5 lg	Vigas	Concreto Armado	
					0.8 lg	Columnas		
					0.6 lg	Muros estructurales		
Probabilidad de retorno, exedencia y coeficiente de amortiguamiento	sismo raros con una probabilidad de 10% ser excedido en 50 años, con un periodo de retorno de 475 años. 5% de amortiguamiento (4.7.1)			Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (periodo de retorno de 475 años). 5% de amortiguamiento.				
Numero de	se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masa efectiva sea por lo menos el 90% de la masa total (4.6.1)			los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura				
Combinación modal	combinación cuadrática completa (CQC); el cuadrado de la suma de los cuadrados (SRSS)			Cuando se utilicen modelos tri-dimensionales, los efectos de interacción modal deben ser considerados cuando se combinen los valores modales máximos.				

Fuente: Terrones Muñoz, Luis – 2018

4.7.1 Comparación Cuantitativa Norma NTP E. 030 – 2018 y NEC-SE-DS-2015

a.- Cortante Basal por Sismo Estático en X e Y

Tabla 4.31

Cortante por Sismo Estático en X – Norma E. 030

CORTANTE POR SISMO ESTATICO EN "X" - NORMA E 030				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	XDir tonf	YDir tonf
Azotea	27.4	Top	34.04	0
Piso 7	24.8	Top	149.44	0
Piso 6	21.4	Top	287.89	8.376E-07
Piso 5	18	Top	403.26	1.169E-06

CORTANTE POR SISMO ESTATICO EN "X" - NORMA E 030				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	XDir tonf	YDir tonf
Piso 4	14.6	Top	610.96	0.0001
Piso 3	9.5	Top	746.31	0.0002
Piso 2	6.1	Top	854.93	0.0002
Mezanine Piso 1	3.05	Top	892.46	0.0002
Base		Bottom	892.46	0.0002

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.32

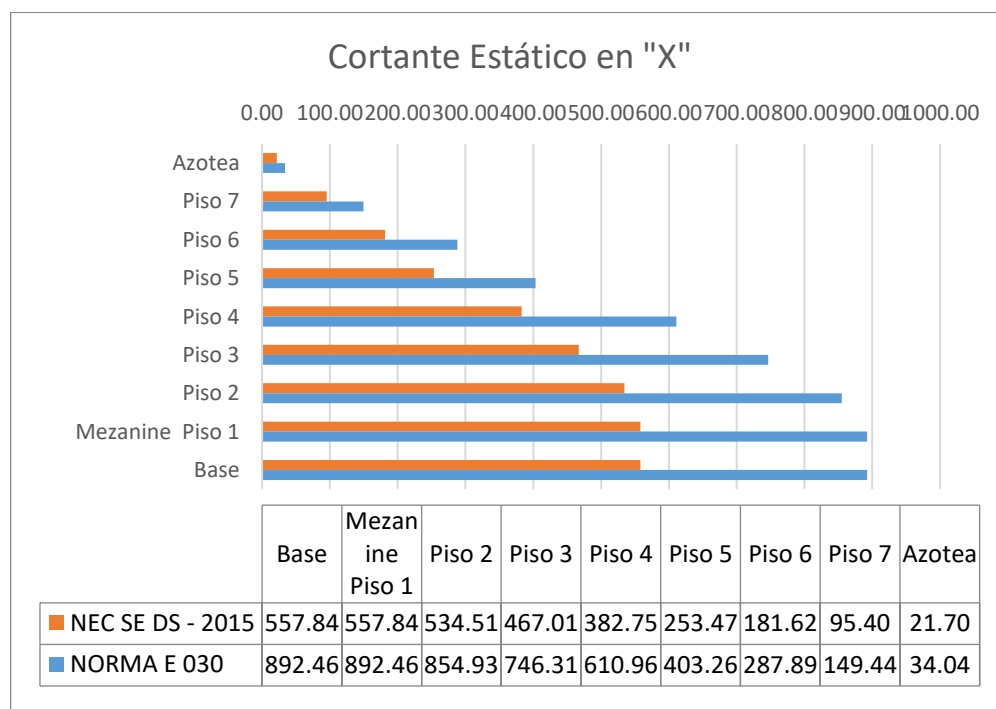
Cortante por Sismo Estático en X – NEC SE DS 2015

CORTANTE POR SISMO ESTATICO EN "X" - NEC SE DS 2015				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	XDir tonf	YDir tonf
Azotea	27.4	Top	21.70	0
Piso 7	24.8	Top	95.40	0
Piso 6	21.4	Top	181.62	7.57E-07
Piso 5	18	Top	253.47	9.98E-07
Piso 4	14.6	Top	382.75	1.81E-05
Piso 3	9.5	Top	467.01	0.0001
Piso 2	6.1	Top	534.51	0.0001
Mezanine Piso 1	3.05	Top	557.84	0.0001
Base		Bottom	557.84	0.0001

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.86

Comparación Cortante Estático en X entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.33

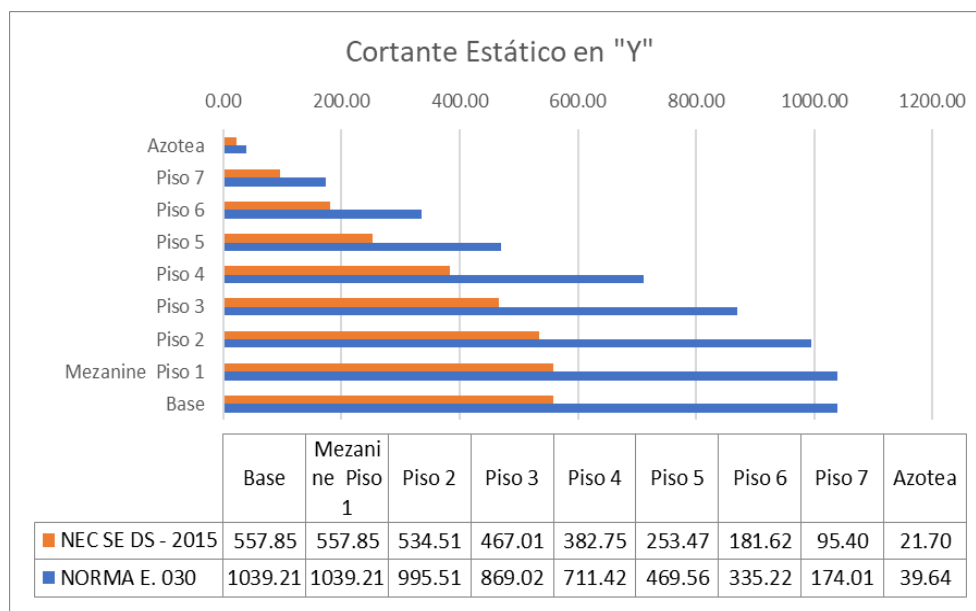
Cortante por Sismo Estático en Y – Norma E. 030

CORTANTE POR SISMO ESTATICO EN "Y" - NORMA E 030				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	XDir tonf	YDir tonf
Azotea	27.4	Top	0.00	39.64
Piso 7	24.8	Top	0.00	174.01
Piso 6	21.4	Top	0.00	335.22
Piso 5	18	Top	0.00	469.56
Piso 4	14.6	Top	0.00	711.42
Piso 3	9.5	Top	0.00	869.02
Piso 2	6.1	Top	0.00	995.51
Mezanine Piso 1	3.05	Top	0.00	1039.21
Base		Bottom	0.00	1039.21

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.34*Cortante por Sismo Estático en Y – NEC SE DS 2015*

CORTANTE POR SISMO ESTATICO EN "Y" - NEC SE DS 2015				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	XDir tonf	YDir tonf
Azotea	27.4	Top	0.000	21.70
Piso 7	24.8	Top	0.000	95.40
Piso 6	21.4	Top	0.000	181.62
Piso 5	18	Top	0.000	253.47
Piso 4	14.6	Top	0.000	382.75
Piso 3	9.5	Top	0.000	467.01
Piso 2	6.1	Top	0.000	534.51
Mezanine Piso 1	3.05	Top	0.000	557.85
Base		Bottom	0.000	557.85

*Fuente: Elaboración propia***Figura 4.87***Comparación Cortante Estático en Y entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015**Fuente: Elaboración propia*

b.- Cortante Basal por Sismo Dinámico en X e Y

Tabla 4.35

Cortante por Sismo Dinámico en X – Norma E. 030

CORTANTE POR SISMO DINAMICO EN "X" - NORMA E 030				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Azotea	27.4	Top	46.53	15.78
Piso 7	24.8	Top	166.00	49.56
Piso 6	21.4	Top	290.39	73.46
Piso 5	18	Top	378.31	84.40
Piso 4	14.6	Top	539.67	115.63
Piso 3	9.5	Top	647.47	139.86
Piso 2	6.1	Top	760.15	162.28
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	804.88	170.29
Base		Bottom	804.90	170.30

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.36

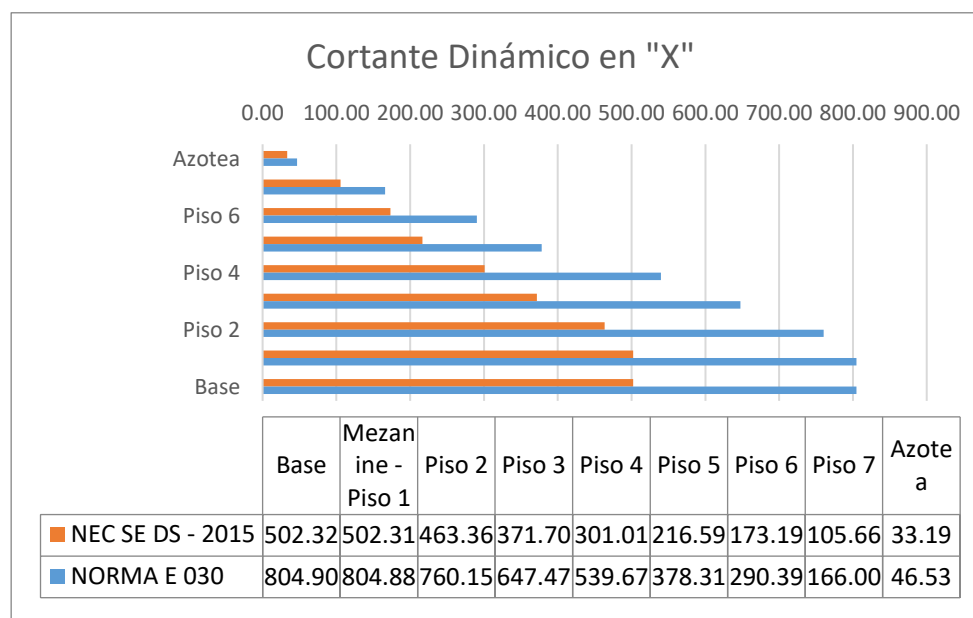
Cortante por Sismo Dinámico en X – NEC SE DS 2015

CORTANTE POR SISMO DINAMICO EN "X" - NEC SE DS 2015				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Azotea	27.4	Top	33.19	13.70
Piso 7	24.8	Top	105.66	40.79
Piso 6	21.4	Top	173.19	60.86
Piso 5	18	Top	216.59	71.07
Piso 4	14.6	Top	301.01	97.19
Piso 3	9.5	Top	371.70	117.36
Piso 2	6.1	Top	463.36	132.78
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	502.31	137.13
Base		Bottom	502.32	137.13

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.88

Comparación Cortante Dinámico en X entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.37

Cortante por Sismo Dinámico en Y – Norma E. 030

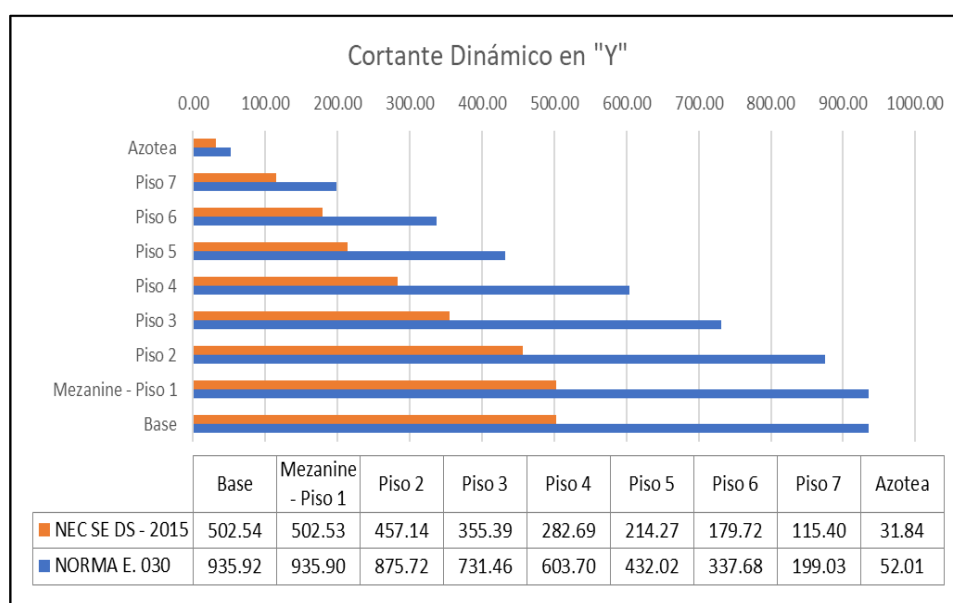
CORTANTE POR SISMO DINAMICO EN "Y" - NORMA E 030				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Azotea	27.4	Top	16.84	52.01
Piso 7	24.8	Top	53.29	199.03
Piso 6	21.4	Top	87.41	337.68
Piso 5	18	Top	105.14	432.02
Piso 4	14.6	Top	151.67	603.70
Piso 3	9.5	Top	190.53	731.46
Piso 2	6.1	Top	218.31	875.72
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	226.03	935.90
Base		Bottom	226.03	935.92

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.38*Cortante por Sismo Dinámico en Y – NEC SE DS 2015*

CORTANTE POR SISMO DINAMICO EN "Y" - NEC SE DS 2015				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	X-Dir tonf	Y-Dir tonf
Azotea	27.4	Top	12.25	31.84
Piso 7	24.8	Top	40.18	115.40
Piso 6	21.4	Top	64.53	179.72
Piso 5	18	Top	77.08	214.27
Piso 4	14.6	Top	112.00	282.69
Piso 3	9.5	Top	138.91	355.39
Piso 2	6.1	Top	156.07	457.14
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	160.23	502.53
Base		Bottom	160.23	502.54

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.89*Comparación Cortante Dinámico en Y entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015*

Fuente: Elaboración propia

c.- Deriva Inelástica Sismo Estático X e Y

NORMA E. 030

Se tomó en consideración el factor de reducción “R” reducido por las irregularidades en planta como en elevación multiplicándolo por 0.85 los resultados obtenidos del análisis estático lineal como indica el **Artículo 31.- Determinación de Desplazamientos Laterales del Capítulo V de la Norma E. 030**. La deriva inelástica por sismo estático y dinámico en la dirección “X” e “Y” resulta de multiplicar la deriva elástica por:

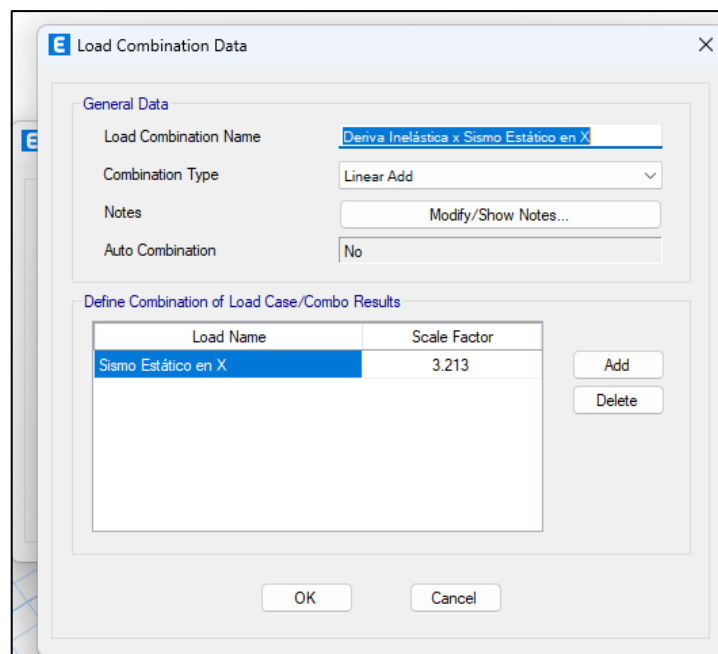
$$0.85R_x = 0.85(R_0 \times I_a \times I_p)$$

$$0.85R_x = 0.85(7 \times 0.9 \times 0.6)$$

$$\mathbf{0.85R_x = 3.213}$$

Figura 4.90

Factor de escala para Deriva Inelástica por Sismo Estático en X – Norma E. 030



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

$$0.85R_Y = 0.85(R_0 \times I_a \times I_p)$$

$$0.85R_Y = 0.85(6 \times 0.9 \times 0.6)$$

$$R_x = 2.754$$

Figura 4.91

Factor de escala para Deriva Inelástica por Sismo Estático en Y – Norma E. 030

The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'General Data' section includes the following fields:

- Load Combination Name: Deriva Inelástica x Sismo Estático en Y
- Combination Type: Linear Add
- Notes: Modify/Show Notes...
- Auto Combination: No

The 'Define Combination of Load Case/Combo Results' section contains a table with the following data:

Load Name	Scale Factor
Sismo Estático en Y	2.754

Buttons for 'Add', 'Delete', 'OK', and 'Cancel' are visible.

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

NEC SE DS - 2015

Se tomó en consideración el factor de reducción “R” reducido por las irregularidades en planta como en elevación multiplicándolo por 0.75 los resultados obtenidos del análisis estático lineal como indica el **Artículo 6.3.9. Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso ΔM)** considerando secciones agrietadas. La deriva inelástica por sismo estático y dinámico en la dirección “X” e “Y” resulta de multiplicar la deriva elástica por:

$$0.75R_X = 0.75(R_0 \times O_E \times O_P)$$

$$0.75R_X = 0.75(7 \times 0.9 \times 0.9)$$

$$R_X = 4.25$$

Figura 4.92

Factor de escala para Deriva Inelástica por Sismo Estático en X – NEC SE DS – 2015

E Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: Deriva Inelástica por Sismo Estático en X

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Sismo Estático en X	4.25

Add

Delete

OK Cancel

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

$$0.75R_Y = 0.75(R_0 \times O_E \times O_P)$$

$$0.75R_Y = 0.75(7 \times 0.9 \times 0.9)$$

$$R_Y = 4.25$$

Figura 4.93

Factor de escala para Deriva Inelástica por Sismo Estático en Y – NEC SE DS – 2015

Load Combination Data

General Data

Load Combination Name: Deriva Inelástica por Sismo Estático en Y

Combination Type: Linear Add

Notes: Modify/Show Notes...

Auto Combination: No

Define Combination of Load Case/Combo Results

Load Name	Scale Factor
Sismo Estático en Y	4.25

Add

Delete

OK Cancel

Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Tabla 4.39*Deriva Inelástica por Sismo Estático en X – Norma E. 030*

DERIVA INELASTICA x SISMO ESTATICO EN "X" - NORMA E 030				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Azotea	27.4	Top	0.0180	0.0023
Piso 7	24.8	Top	0.0193	0.0012
Piso 6	21.4	Top	0.0203	0.0017
Piso 5	18	Top	0.0213	0.0025
Piso 4	14.6	Top	0.0216	0.0077
Piso 3	9.5	Top	0.0166	0.0044
Piso 2	6.1	Top	0.0102	0.0016
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.0050	0.0007
Base	0	Top	0.0000	0.0000

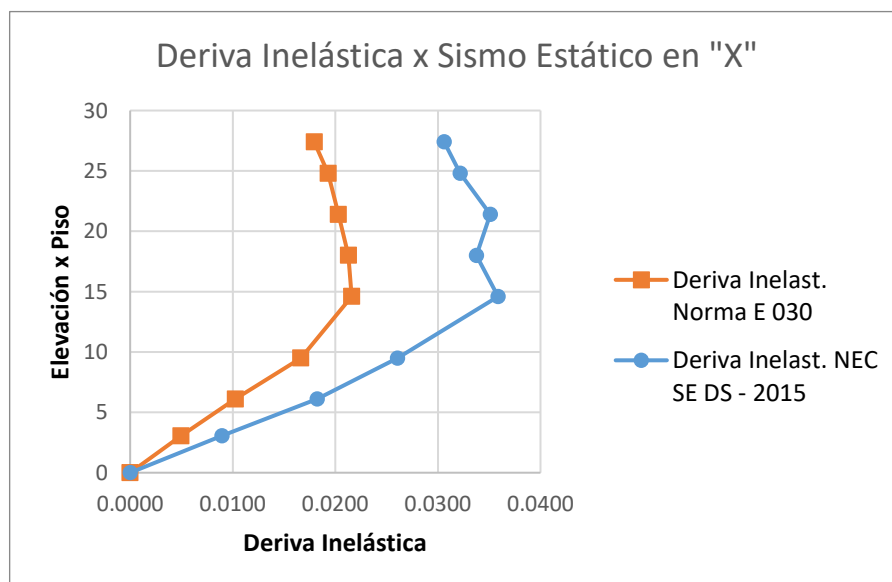
*Fuente: Elaboración propia***Tabla 4.40***Deriva Inelástica por Sismo Estático en X – NEC SE DS 2015*

DERIVA INELASTICA x SISMO ESTATICO EN "X" - NEC SE DS 2015				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Azotea	27.4	Top	0.0306	0.0028
Piso 7	24.8	Top	0.0322	0.0029
Piso 6	21.4	Top	0.0351	0.0049
Piso 5	18	Top	0.0337	0.0049
Piso 4	14.6	Top	0.0359	0.0071
Piso 3	9.5	Top	0.0261	0.0037
Piso 2	6.1	Top	0.0182	0.0045
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.0089	0.0026
Base	0	Top	0.0000	0.0000

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.94

Comparación de Deriva Inelástica por Sismo Estático en X entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.41

Deriva Inelástica por Sismo Estático en Y – Norma E. 030

DERIVA INELASTICA x SISMO ESTATICO EN "Y" - NORMA E 0 30				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Azotea	27.4	Top	0.0026	0.0214
Piso 7	24.8	Top	0.0013	0.0225
Piso 6	21.4	Top	0.0012	0.0247
Piso 5	18	Top	0.0020	0.0269
Piso 4	14.6	Top	0.0028	0.0282
Piso 3	9.5	Top	0.0027	0.0237
Piso 2	6.1	Top	0.0015	0.0164
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.0006	0.0078
Base	0	Top	0.0000	0.0000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.42

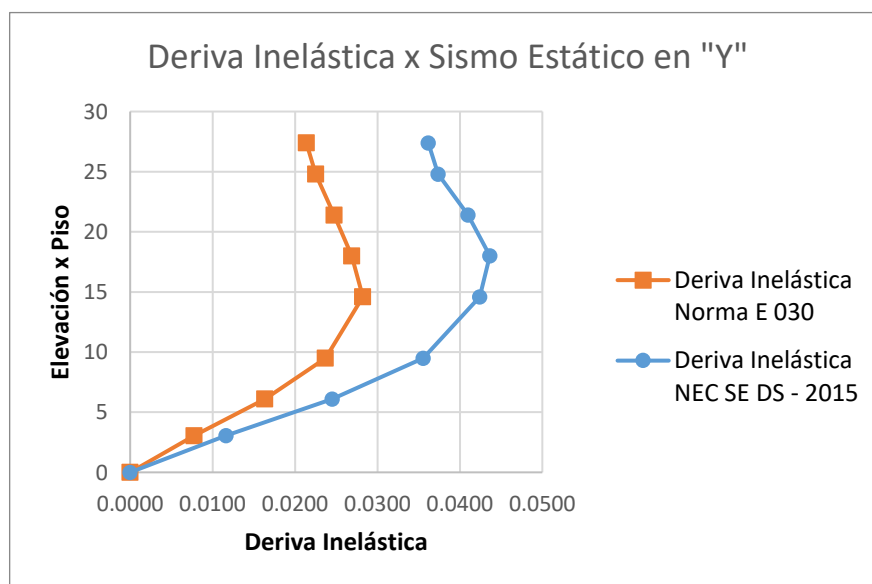
Deriva Inelástica por Sismo Estático en Y – NEC SE DS 2015

DERIVA INELÁSTICA x SISMO ESTÁTICO EN "Y" - NEC SE DS 2015				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation m	Location	X-Dir	Y-Dir
Azotea	27.4	Top	0.0030	0.0362
Piso 7	24.8	Top	0.0033	0.0374
Piso 6	21.4	Top	0.0039	0.0410
Piso 5	18	Top	0.0052	0.0436
Piso 4	14.6	Top	0.0048	0.0424
Piso 3	9.5	Top	0.0042	0.0355
Piso 2	6.1	Top	0.0026	0.0245
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.0015	0.0116
Base	0	Top	0.0000	0.0000

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.95

Comparación de Deriva Inelástica por Sismo Estático en Y entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015



Fuente: Elaboración propia

d.- Deriva Inelástica Sismo Dinámico X e Y

Tabla 4.43

Deriva Inelástica por Sismo Dinámico en X – Norma E. 030

DERIVA INELÁSTICA x SISMO DINÁMICO EN "X" - NORMA E 030				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Azotea	27.4	Top	0.0072	0.0034
Piso 7	24.8	Top	0.0114	0.0043
Piso 6	21.4	Top	0.0127	0.0047
Piso 5	18	Top	0.0107	0.0032
Piso 4	14.6	Top	0.0082	0.0039
Piso 3	9.5	Top	0.0071	0.0034
Piso 2	6.1	Top	0.0054	0.0028
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.0028	0.0016
Base	0	Top	0.0000	0.0000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.44

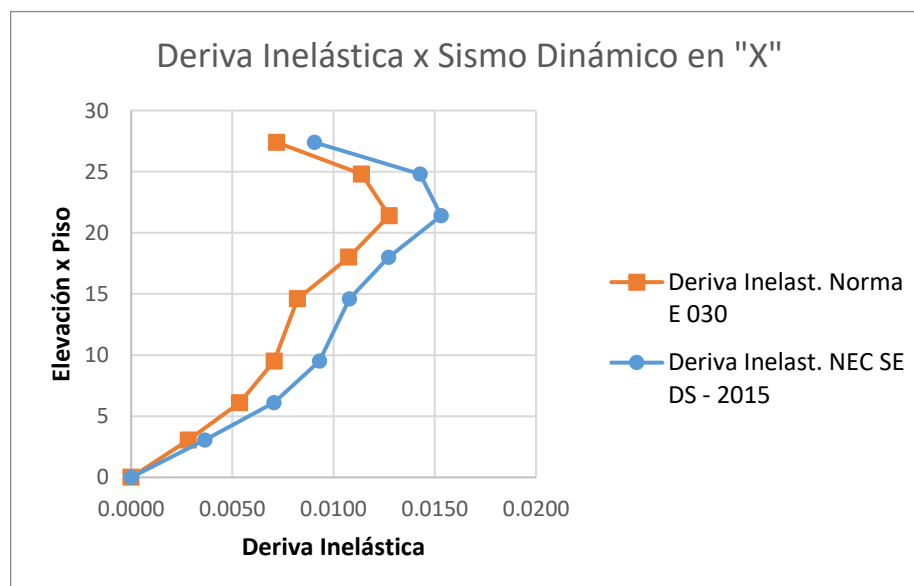
Deriva Inelástica por Sismo Dinámico en X – NEC SE DS 2015

DERIVA INELÁSTICA x SISMO DINÁMICO EN "X" - NEC SE DS 2015				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Azotea	27.4	Top	0.0090	0.0062
Piso 7	24.8	Top	0.0143	0.0070
Piso 6	21.4	Top	0.0153	0.0072
Piso 5	18	Top	0.0127	0.0062
Piso 4	14.6	Top	0.0108	0.0066
Piso 3	9.5	Top	0.0093	0.0057
Piso 2	6.1	Top	0.0070	0.0045
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.0036	0.0025
Base	0	Top	0.0000	0.0000

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.96

Comparación de Deriva Inelástica por Sismo Dinámico en X entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.45

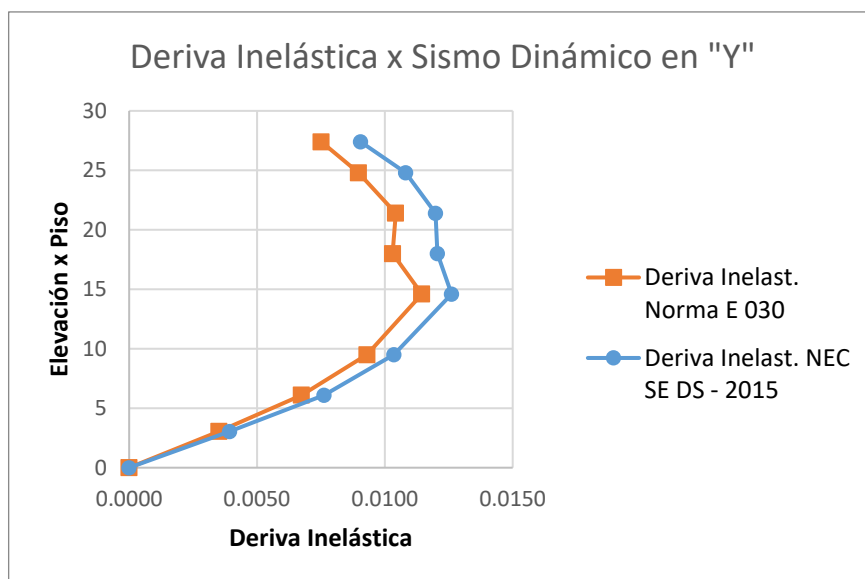
Deriva Inelástica por Sismo Dinámico en Y – Norma E. 030

DERIVA INELÁSTICA x SISMO DINÁMICO EN "Y" - NORMA E 030				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Azotea	27.4	Top	0.0021	0.0075
Piso 7	24.8	Top	0.0054	0.0090
Piso 6	21.4	Top	0.0062	0.0104
Piso 5	18	Top	0.0047	0.0103
Piso 4	14.6	Top	0.0042	0.0115
Piso 3	9.5	Top	0.0035	0.0093
Piso 2	6.1	Top	0.0027	0.0067
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.0015	0.0035
Base	0	Top	0.0000	0.0000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.46*Deriva Inelástica por Sismo Dinámico en Y – NEC SE DS 2015*

DERIVA INELÁSTICA x SISMO DINÁMICO EN "Y" - NEC SE DS 2015				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m			
Azotea	27.4	Top	0.0025	0.0090
Piso 7	24.8	Top	0.0092	0.0108
Piso 6	21.4	Top	0.0098	0.0120
Piso 5	18	Top	0.0073	0.0121
Piso 4	14.6	Top	0.0070	0.0126
Piso 3	9.5	Top	0.0059	0.0104
Piso 2	6.1	Top	0.0044	0.0076
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.0024	0.0039
Base	0	Top	0.0000	0.0000

*Fuente: Elaboración propia***Figura 4.97***Comparación de Deriva Inelástica por Sismo Dinámico en Y entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015**Fuente: Elaboración propia*

Las derivas inelásticas por sismo dinámico en X y en Y son mayores los resultados empleando la NEC SE DS – 2015 con respecto a la Norma E. 030, siendo del 31.60% en el piso 3 en la dirección X y 95.11% en el piso 5 en la dirección Y para el sismo dinámico en X, mientras que para el sismo dinámico en la dirección Y los resultados empleando la NEC SE DS – 2015 son mayores en 69.17% en la dirección X y 20.49% en la dirección Y.

e.- Máximo Desplazamiento por Sismo Estático X e Y

Tabla 4.47

Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Estático en X – Norma E. 030

Máximo Desplazamiento x Piso Sismo Estático "X" - Norma E 030				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		cm	cm
Azotea	27.4	Top	14.426	1.572
Piso 7	24.8	Top	13.055	1.657
Piso 6	21.4	Top	11.012	1.53
Piso 5	18	Top	8.863	1.348
Piso 4	14.6	Top	6.612	1.929
Piso 3	9.5	Top	3.185	0.713
Piso 2	6.1	Top	1.425	0.195
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.471	0.067
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.48

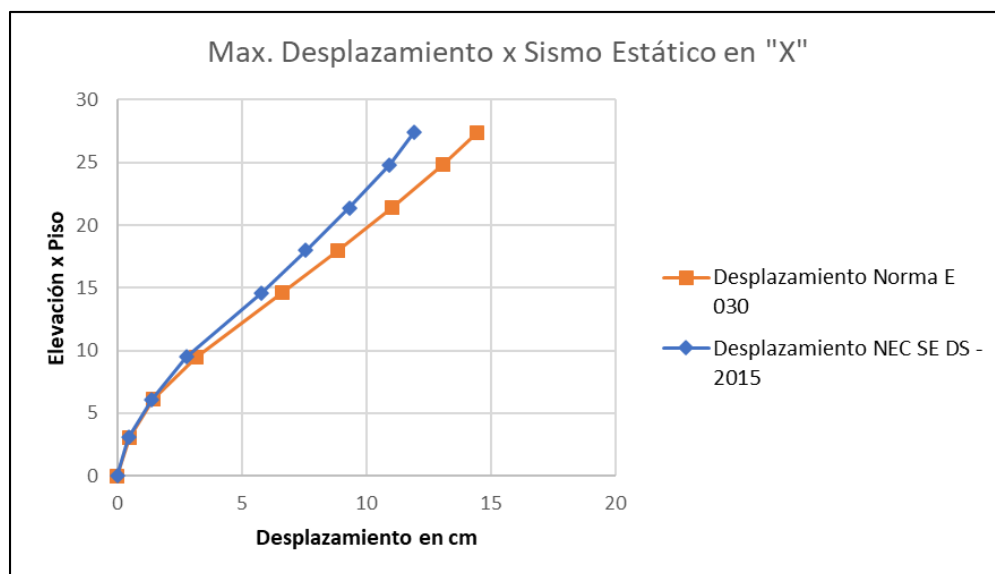
Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Estático en X – NEC SE DS 2015

Máximo Desplazamiento x Piso Sismo Estático "X" - NEC SE DS 2015				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		cm	cm
Azotea	27.4	Top	11.913	1.533
Piso 7	24.8	Top	10.921	1.411
Piso 6	21.4	Top	9.302	1.245
Piso 5	18	Top	7.562	0.98
Piso 4	14.6	Top	5.794	0.831
Piso 3	9.5	Top	2.764	0.555
Piso 2	6.1	Top	1.379	0.363
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.455	0.132
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.98

Comparación de Máximo Desplazamiento por Sismo Estático en X entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.49*Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Estático en Y – Norma E. 030*

Máximo Desplazamiento x Piso Sismo Estático "Y" - Norma E 030				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		cm	cm
Azotea	27.4	Top	1.83	21.673
Piso 7	24.8	Top	1.588	19.693
Piso 6	21.4	Top	1.43	16.914
Piso 5	18	Top	1.288	13.859
Piso 4	14.6	Top	1.088	10.843
Piso 3	9.5	Top	0.579	5.616
Piso 2	6.1	Top	0.227	2.661
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.071	0.861
Base	0	Top	0	0

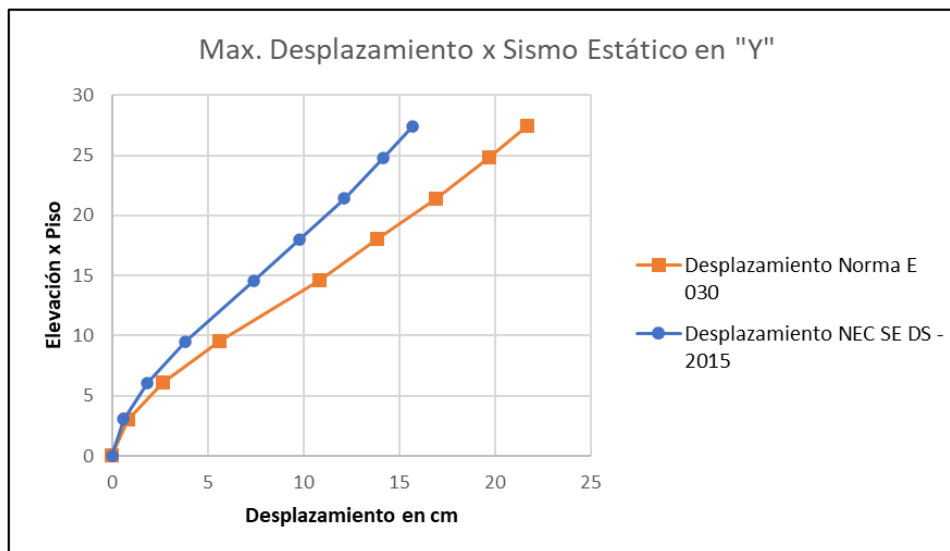
*Fuente: Elaboración propia***Tabla 4.50***Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Estático en Y – NEC SE DS 2015*

Máximo Desplazamiento x Piso Sismo Estático "Y" - NEC SE DS 2015				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		cm	cm
Azotea	27.4	Top	1.469	15.705
Piso 7	24.8	Top	1.356	14.177
Piso 6	21.4	Top	1.266	12.126
Piso 5	18	Top	1.044	9.804
Piso 4	14.6	Top	0.806	7.423
Piso 3	9.5	Top	0.43	3.818
Piso 2	6.1	Top	0.203	1.832
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.075	0.591
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.99

Comparación de Máximo Desplazamiento por Sismo Estático en Y entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015



Fuente: Elaboración propia

f.- Máximo Desplazamiento por Sismo Dinámico X e Y

Tabla 4.51

Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Dinámico en X – Norma E. 030

Máximo Desplazamiento x Piso Sismo Dinámico "X" - Norma E 030				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		cm	cm
Azotea	27.4	Top	11.665	4.508
Piso 7	24.8	Top	13.744	4.02
Piso 6	21.4	Top	11.182	3.231
Piso 5	18	Top	8.351	2.49
Piso 4	14.6	Top	6.553	2.85
Piso 3	9.5	Top	3.605	1.66
Piso 2	6.1	Top	1.707	0.917
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.59	0.343
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.52

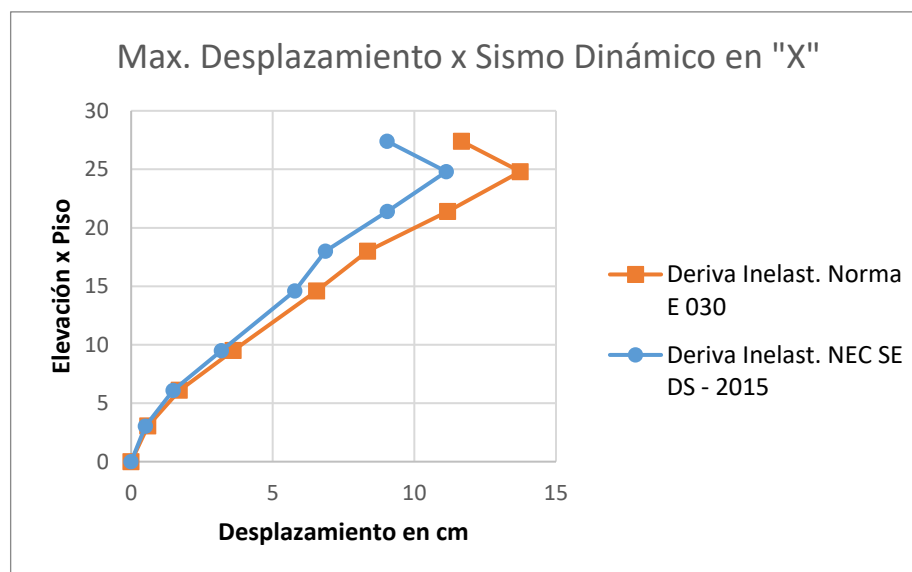
Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Dinámico en X – NEC SE DS 2015

Máximo Desplazamiento x Piso Sismo Dinámico "X" - NEC SE DS 2015				
TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		cm	cm
Azotea	27.4	Top	9.037	5.144
Piso 7	24.8	Top	11.129	4.557
Piso 6	21.4	Top	9.048	3.684
Piso 5	18	Top	6.861	2.857
Piso 4	14.6	Top	5.779	3.197
Piso 3	9.5	Top	3.189	1.832
Piso 2	6.1	Top	1.48	0.969
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.505	0.346
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.100

Comparación de Máximo Desplazamiento por Sismo Dinámico en X entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.53*Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Dinámico en Y – Norma E. 030*

Máximo Desplazamiento x Piso Sismo Dinamico "Y" - Norma E 030

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		cm	cm
Azotea	27.4	Top	3.695	20.177
Piso 7	24.8	Top	7.932	18.619
Piso 6	21.4	Top	6.509	15.951
Piso 5	18	Top	4.879	12.853
Piso 4	14.6	Top	4.836	10.91
Piso 3	9.5	Top	2.646	5.687
Piso 2	6.1	Top	1.163	2.84
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.42	0.975
Base	0	Top	0	0

*Fuente: Elaboración propia***Tabla 4.54***Máximo Desplazamiento por Piso Sismo Dinámico en Y – NEC SE DS 2015*

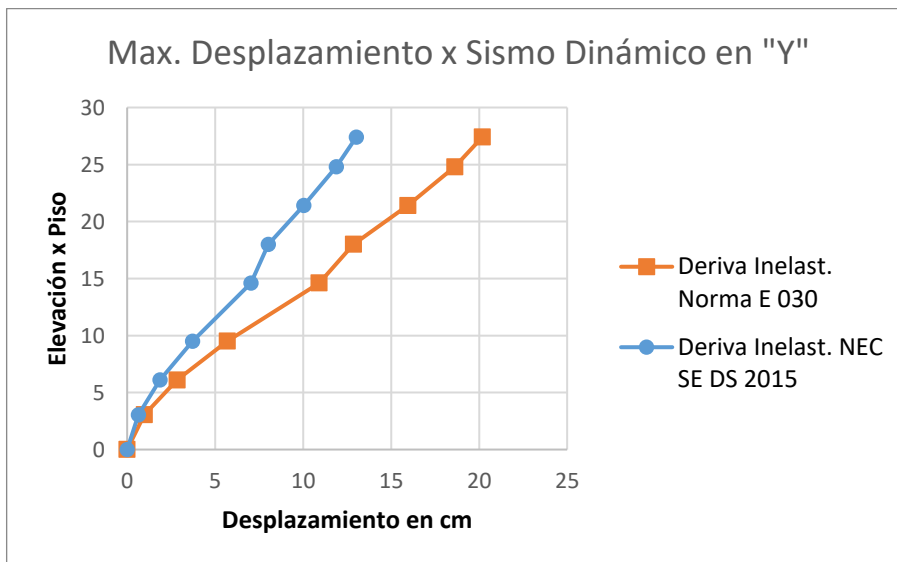
Máximo Desplazamiento x Piso Sismo Dinamico "Y" - NEC SE DS 2015

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	m		cm	cm
Azotea	27.4	Top	2.61	13.016
Piso 7	24.8	Top	7.647	11.878
Piso 6	21.4	Top	6.187	10.04
Piso 5	18	Top	4.662	8.012
Piso 4	14.6	Top	4.621	7.026
Piso 3	9.5	Top	2.529	3.709
Piso 2	6.1	Top	1.1	1.869
Mezanine - Piso 1	3.05	Top	0.384	0.638
Base	0	Top	0	0

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.101

Comparación de Máximo Desplazamiento por Sismo Dinámico en Y entre la Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015



Fuente: Elaboración propia

g.- Curva de Capacidad Pushover X e Y

A continuación, se muestra la comparación de la Curva Capacidad para (fuerza cortante en la base – Desplazamiento) para ambas Normas.

Tabla 4.55

Fuerza cortante vs Desplazamiento en X – Norma E. 030

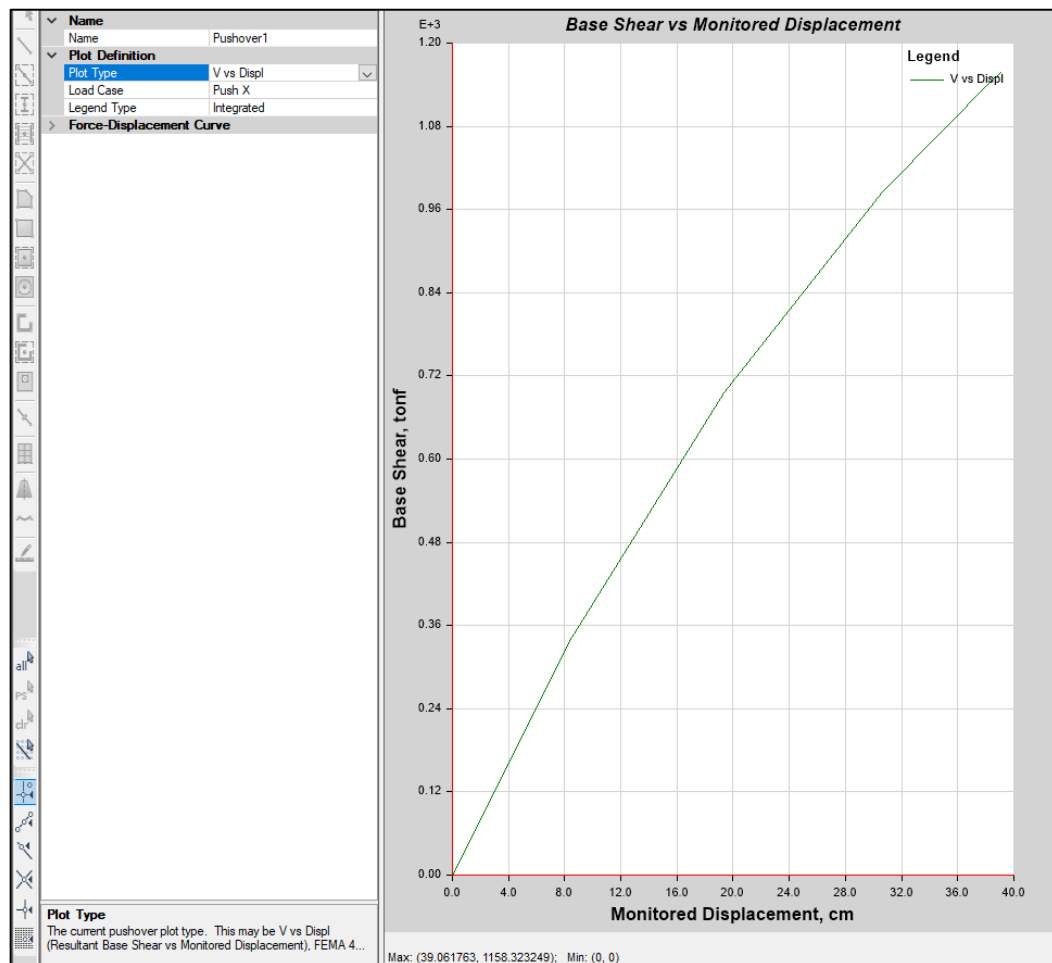
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement	
Displacement cm	Base Shear tonf
0	0
8.283	336.0102
19.36	695.7497
30.611	985.4572
30.841	990.4623

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement	
Displacement	Base Shear
cm	tonf
38.634	1150.34
38.656	1150.5777
39.062	1158.3232

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.102

Curva Capacidad Pushover en "X" – Norma E 030



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

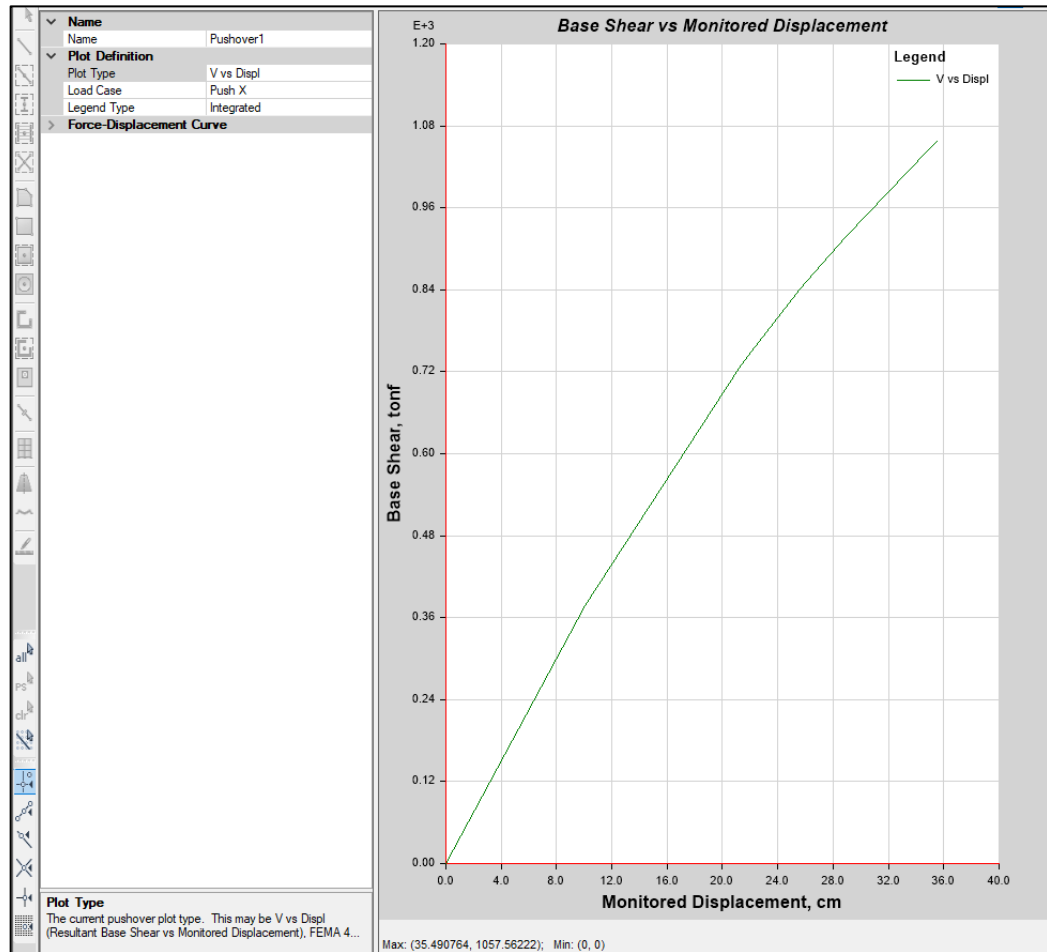
Tabla 4.56*Fuerza cortante vs Desplazamiento en X – NEC SE DS 2015*

TABLE: ASCE 41-13 NSP	
Displacement	Base Shear
cm	tonf
0	0
10.051	377.4964
21.177	724.6324
21.178	724.662
21.826	742.4781
21.827	742.5049
25.643	841.3136
25.645	841.2886
27.133	876.6903
27.134	876.6506
28.935	917.9097
28.936	917.8571
34.856	1044.6136
35.276	1053.2704
35.277	1053.2651
35.4	1055.7831
35.405	1055.8492
35.491	1057.5622

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.103

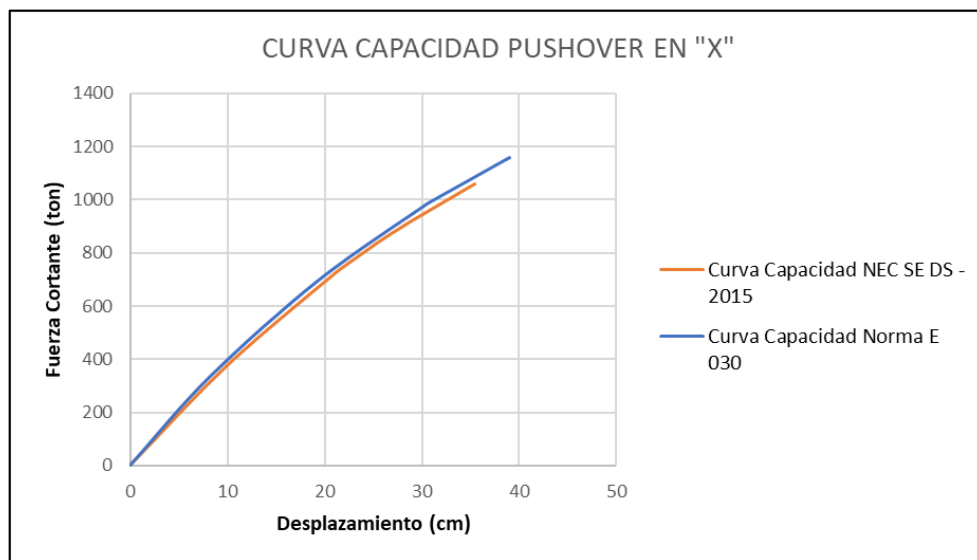
Curva Capacidad Pushover en "X" – NEC SE DS - 2015



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.104

Comparación Curva Capacidad Pushover en "X" – Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.57

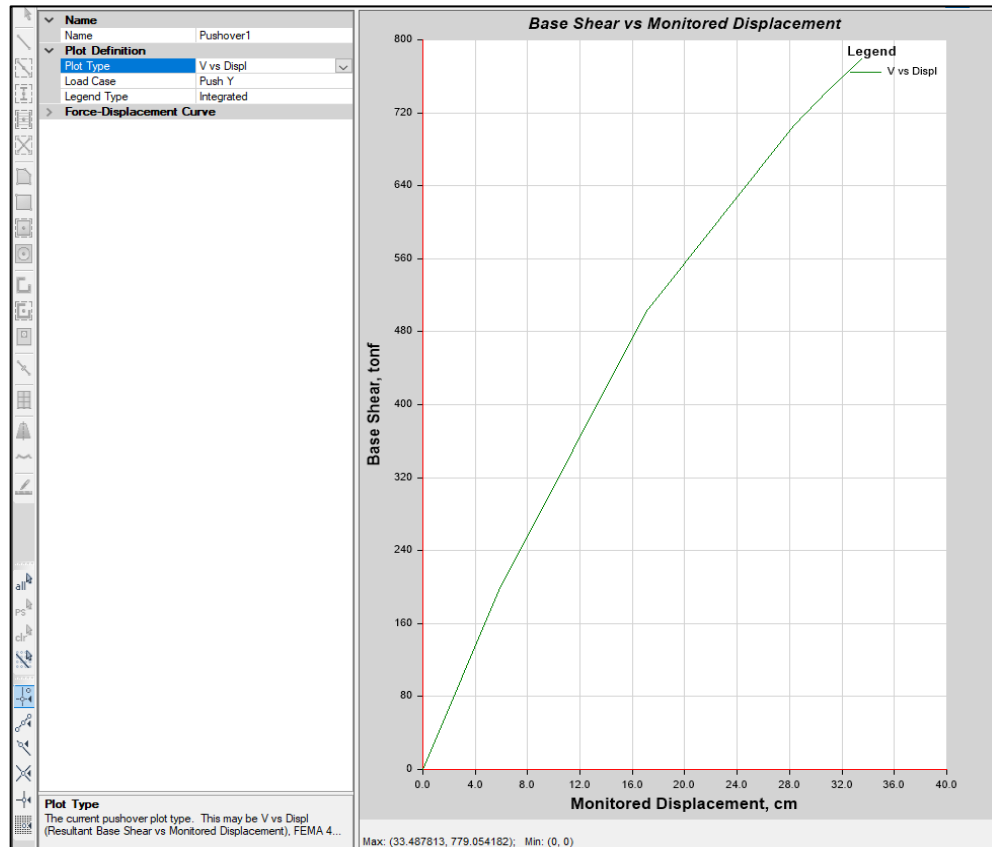
Fuerza cortante vs Desplazamiento en Y – Norma E. 030

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement	
Displacement	Base Shear
cm	tonf
0	0
5.816	196.5504
17.051	501.0479
28.35	706.5219
30.846	743.1703
30.847	743.1974
33.488	779.0542

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.105

Curva Capacidad Pushover en “Y” – Norma E. 030



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Tabla 4.58

Fuerza cortante vs Desplazamiento en Y – NEC SE DS 2015

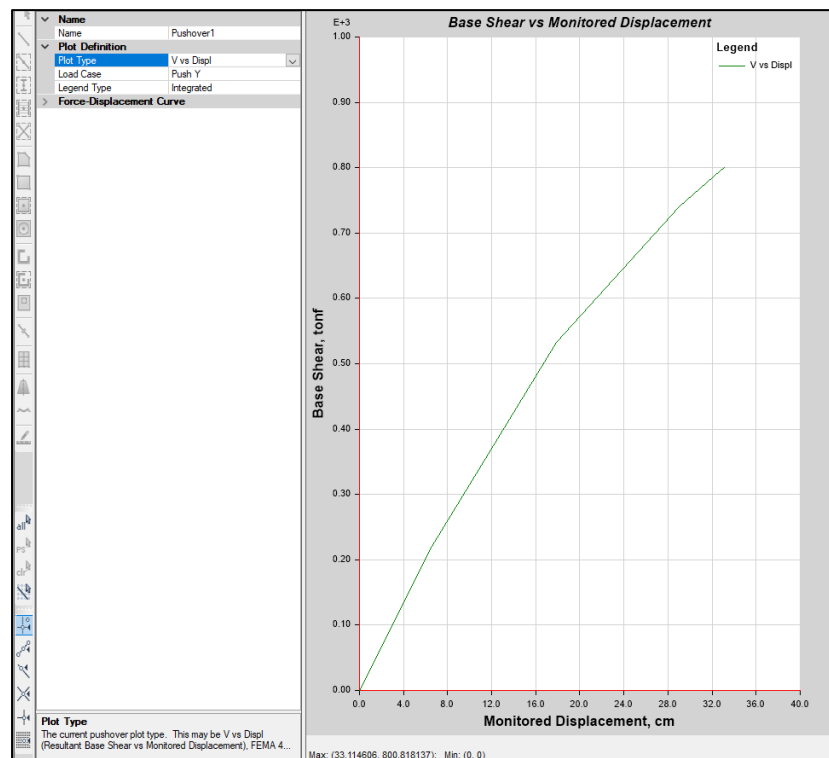
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement	
Displacement	Base Shear
cm	tonf
0	0
6.604	220.5428
17.862	532.0097
28.975	740.7611
32.789	796.4819

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement	
Displacement	Base Shear
cm	tonf
32.79	796.307
33.115	800.8181

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.106

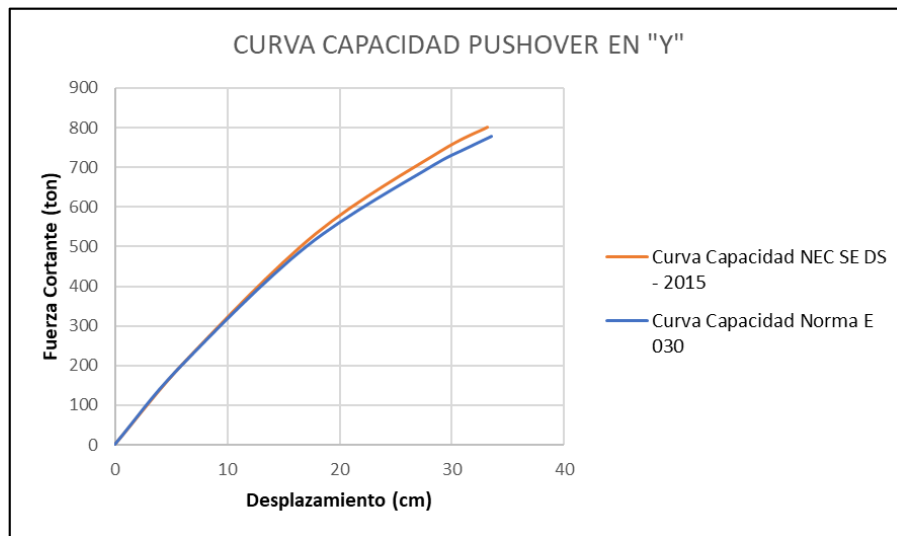
Curva Capacidad Pushover en “Y” – NEC SE DS - 2015



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.107

Comparación Curva Capacidad Pushover en "Y" – Norma E. 030 y NEC SE DS - 2015



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.59

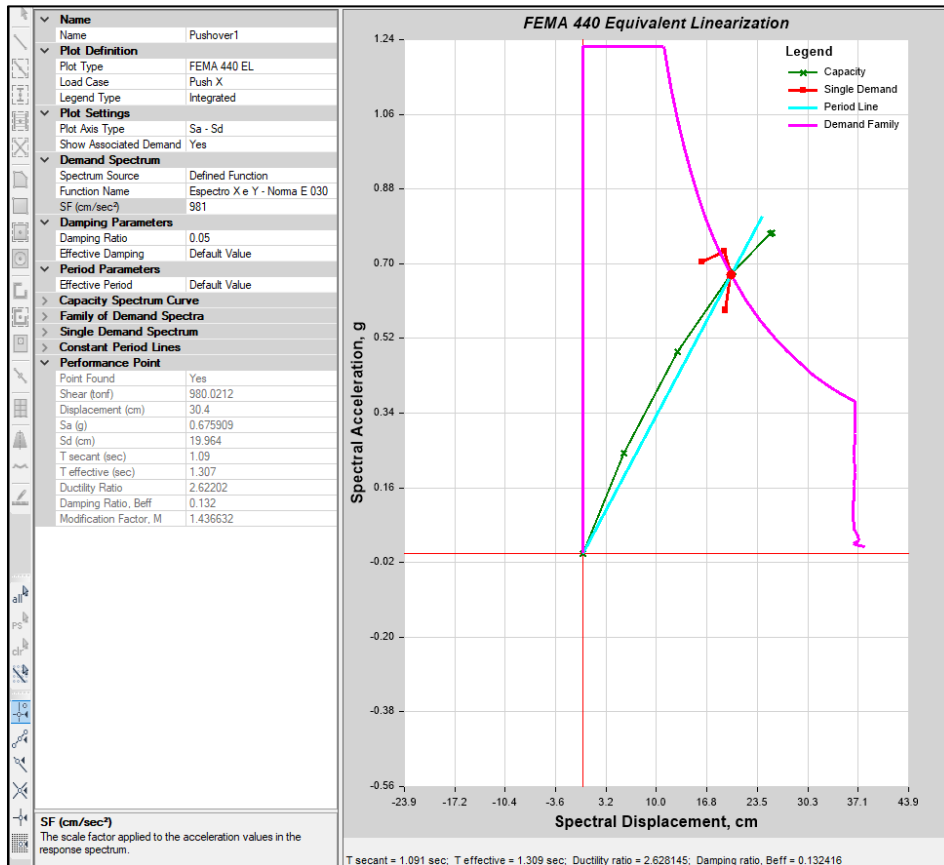
Desplazamiento – Pseudo aceleración y Periodo en X. Norma E. 030

TABLE: FEMA 440 Equivalent Linearization		
Sd	Sa	Period
cm	g	sec
0	0	0
5.543	0.243224	0.958
12.759	0.488741	1.025
20.102	0.679489	1.091
20.251	0.682418	1.093
25.261	0.772954	1.147
25.274	0.773059	1.147
25.535	0.77739	1.15

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.108

Punto de Desempeño “X” FEMA 440 – NORMA E 030 – Sismo de Diseño 475 años



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Tabla 4.60

Desplazamiento – Pseudo aceleración y Periodo en X. NEC SE DS 2015

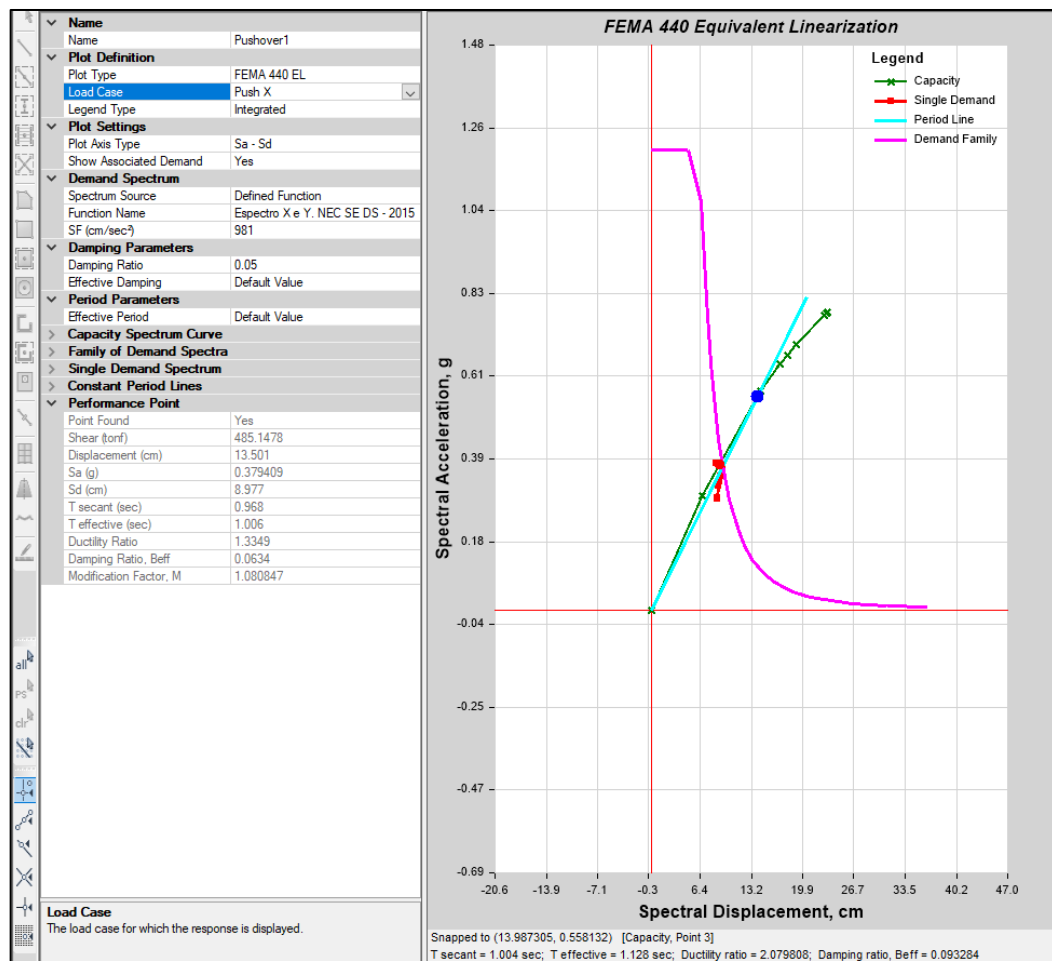
TABLE: FEMA 440 Equivalent Linearization		
Sd	Sa	Period
cm	g	sec
0	0	0
6.725	0.299079	0.951
13.987	0.558115	1.004
13.987	0.558132	1.004
14.413	0.571642	1.007

TABLE: FEMA 440 Equivalent Linearization		
Sd	Sa	Period
cm	g	sec
14.414	0.571657	1.007
16.908	0.642769	1.029
16.909	0.642751	1.029
17.874	0.666589	1.039
17.875	0.666564	1.039
19.035	0.693182	1.051
19.035	0.693142	1.051
22.813	0.770504	1.092
23.081	0.775801	1.094
23.082	0.775794	1.094
23.16	0.777305	1.095
23.164	0.777338	1.095
23.218	0.778346	1.096

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.109

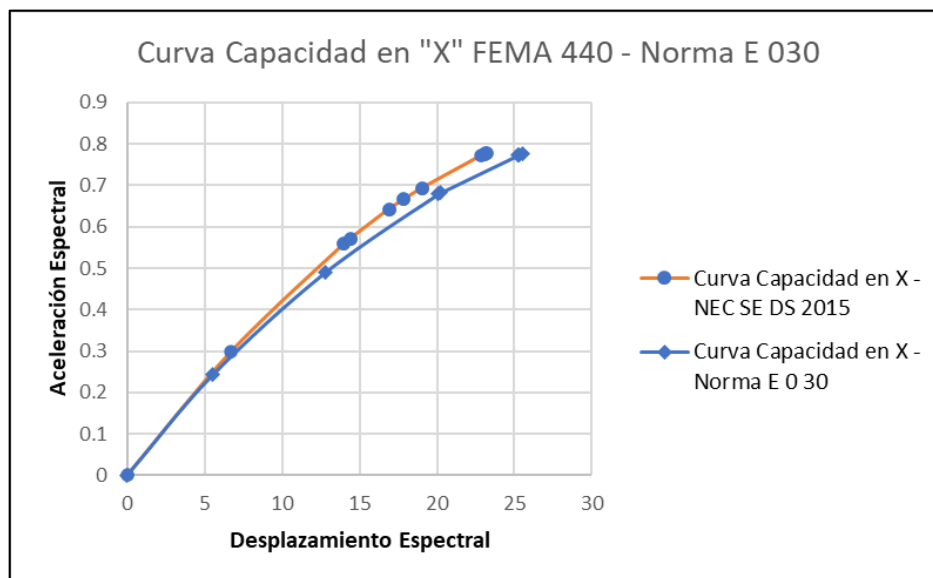
Punto de Desempeño "X" FEMA 440 – NEC SE DS - 2015 – Sismo de Diseño 475 años



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.110

Comparación Punto de Desempeño "X" FEMA 440 – NORMA E 030 y NEC SE DS 2015 – Sismo de Diseño 475 años



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.61

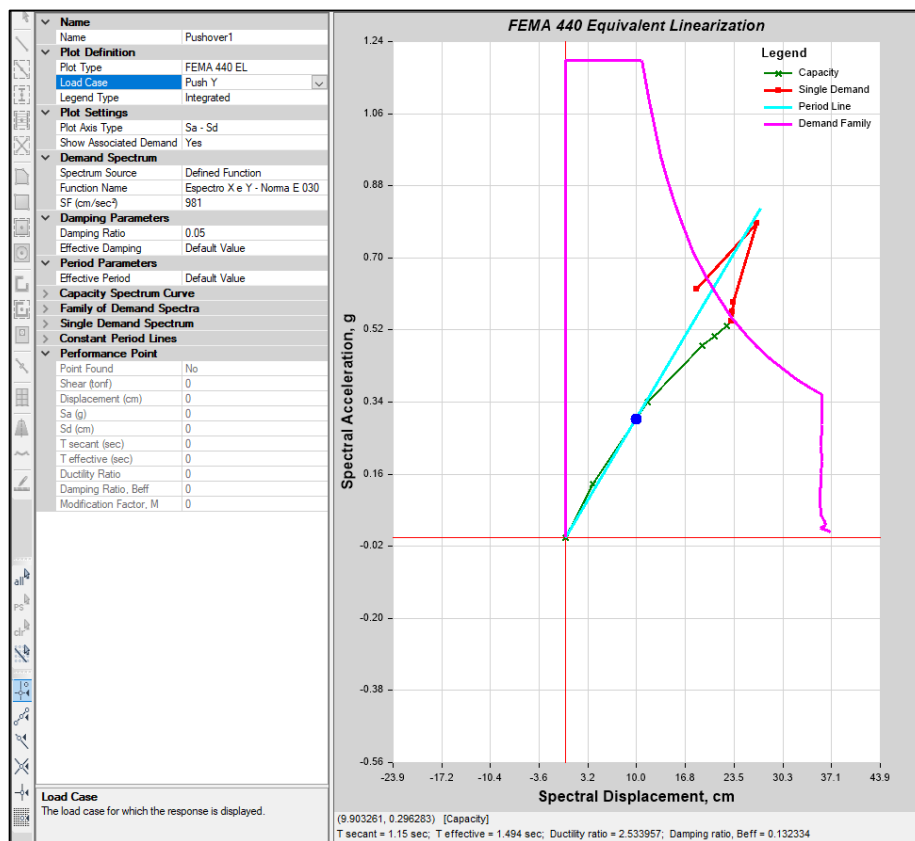
Desplazamiento – Pseudo aceleración y Periodo en Y. Norma E. 030

TABLE: FEMA 440 Equivalent Linearization		
Sd	Sa	Period
cm	g	sec
0	0	0
3.908	0.133395	1.086
11.499	0.339639	1.167
19.103	0.48024	1.265
20.792	0.505551	1.287
20.793	0.505563	1.287
22.561	0.52974	1.309

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.111

Punto de Desempeño “Y” FEMA 440 – NORMA E 030 – Sismo de Diseño 475 años



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Tabla 4.62

Desplazamiento – Pseudo aceleración y Periodo en Y. NEC SE DS 2015

TABLE: FEMA 440 Equivalent Linearization		
Sd	Sa	Period
cm	g	sec
0	0	0
4.429	0.166898	1.034
12.023	0.400377	1.1
19.465	0.558575	1.184

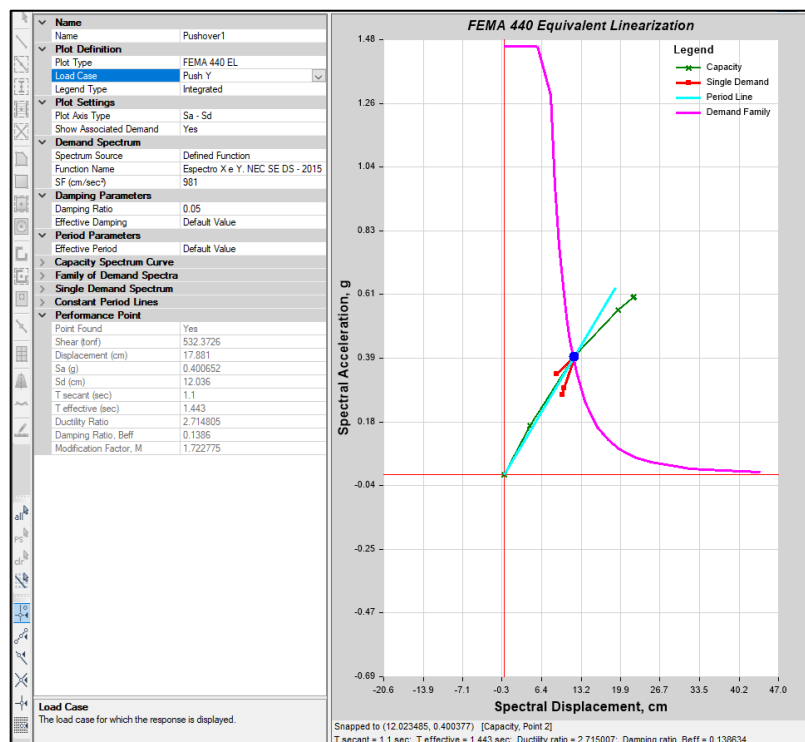
TABLE: FEMA 440 Equivalent Linearization

Sd	Sa	Period
cm	g	sec
22.031	0.600768	1.215
22.031	0.600657	1.215
22.247	0.603931	1.218

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.112

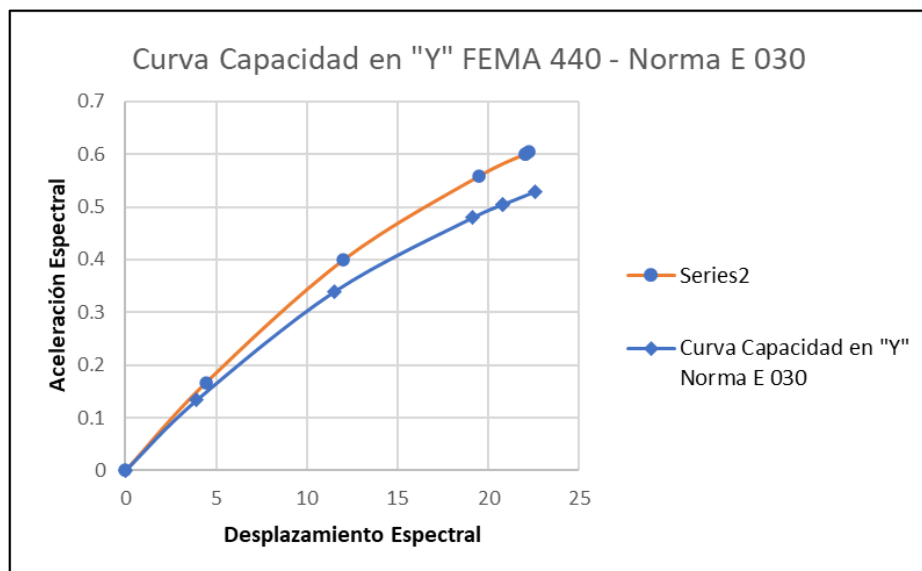
Punto de Desempeño “Y” FEMA 440 – NEC SE DS 2015 – Sismo de Diseño 475 años



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.113

Comparación Punto de Desempeño "Y" FEMA 440 – NORMA E. 030 y NEC SE DS 2015 – Sismo de Diseño 475 años



Fuente: Elaboración propia

h.- Formación de Rótulas y Nivel de Desempeño en Dirección X e Y

Tabla 4.63

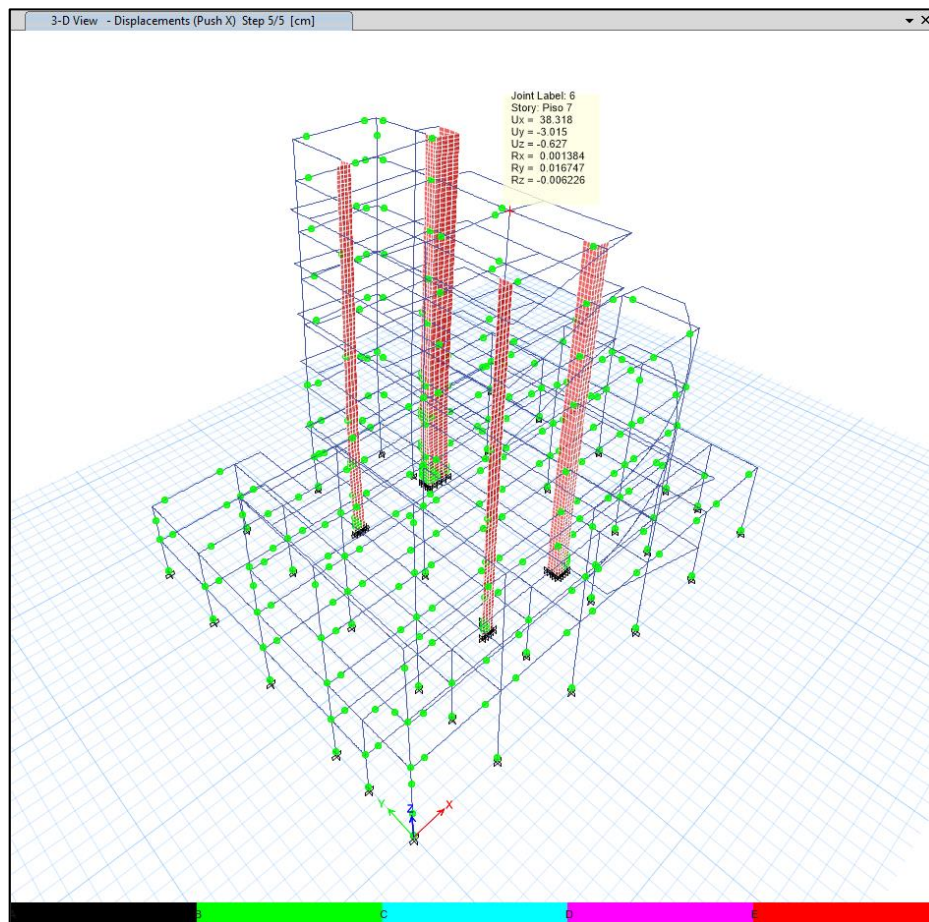
Monitoreo de Desplazamiento vs Fuerza Cortante en la Base en X – Norma E 030

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	3948	0	0	0	0	3948	0	0	0	3948
1	8.283	336.0102	3946	2	0	0	0	3948	0	0	0	3948
2	19.36	695.7516	3733	215	0	0	0	3948	0	0	0	3948
3	30.611	985.4669	3464	484	0	0	0	3940	4	0	4	3948
4	30.841	990.4721	3462	486	0	0	0	3938	4	0	6	3948
5	38.752	1152.4673	3333	615	0	0	0	3900	36	0	12	3948

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.114

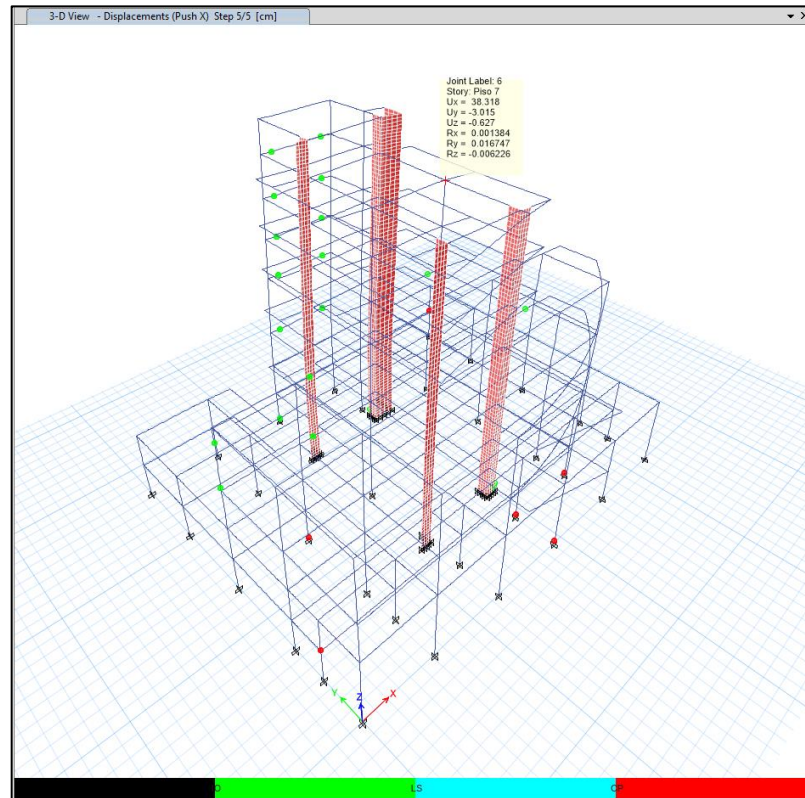
Formación de Rótulas máximas por Pushover en "X" – NORMA E 030



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.115

Desempeño máximo de la Estructura por Pushover en "X" – NORMA E. 030



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Tabla 4.64

Monitoreo de Desplazamiento vs Fuerza Cortante en la Base en X – NEC SE DS 2015

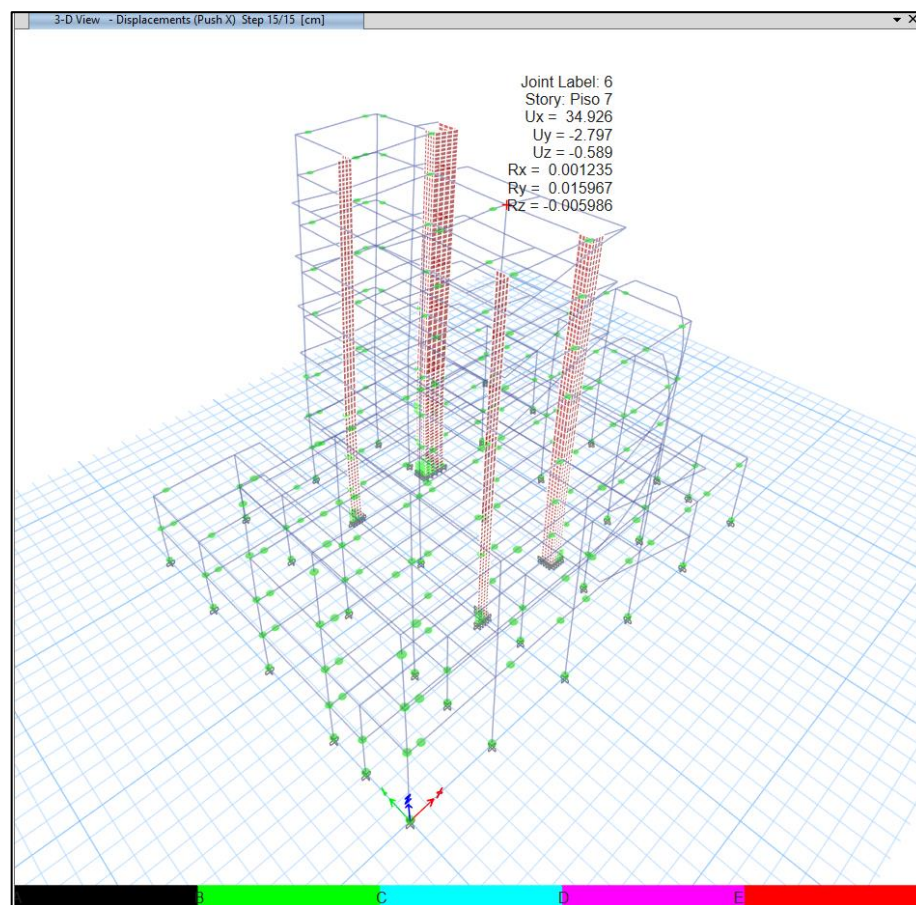
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	3948	0	0	0	0	3948	0	0	0	3948
1	10.051	377.4964	3944	4	0	0	0	3948	0	0	0	3948
2	21.177	724.6322	3775	173	0	0	0	3948	0	0	0	3948
3	21.178	724.6618	3775	173	0	0	0	3948	0	0	0	3948
4	21.826	742.4769	3762	186	0	0	0	3948	0	0	0	3948
5	21.827	742.5038	3762	186	0	0	0	3948	0	0	0	3948
6	25.644	841.312	3667	281	0	0	0	3948	0	0	0	3948

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
7	25.645	841.2869	3667	281	0	0	0	3948	0	0	0	3948
8	27.133	876.6902	3629	319	0	0	0	3948	0	0	0	3948
9	27.134	876.6505	3629	319	0	0	0	3946	0	0	2	3948
10	28.935	917.9047	3595	353	0	0	0	3944	0	0	4	3948
11	28.936	917.852	3595	353	0	0	0	3944	0	0	4	3948
12	34.856	1044.5919	3466	482	0	0	0	3923	15	0	10	3948
13	35.328	1054.3589	3458	490	0	0	0	3923	15	0	10	3948
14	35.329	1054.291	3458	490	0	0	0	3923	15	0	10	3948
15	35.398	1055.8075	3458	490	0	0	0	3923	15	0	10	3948

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.116

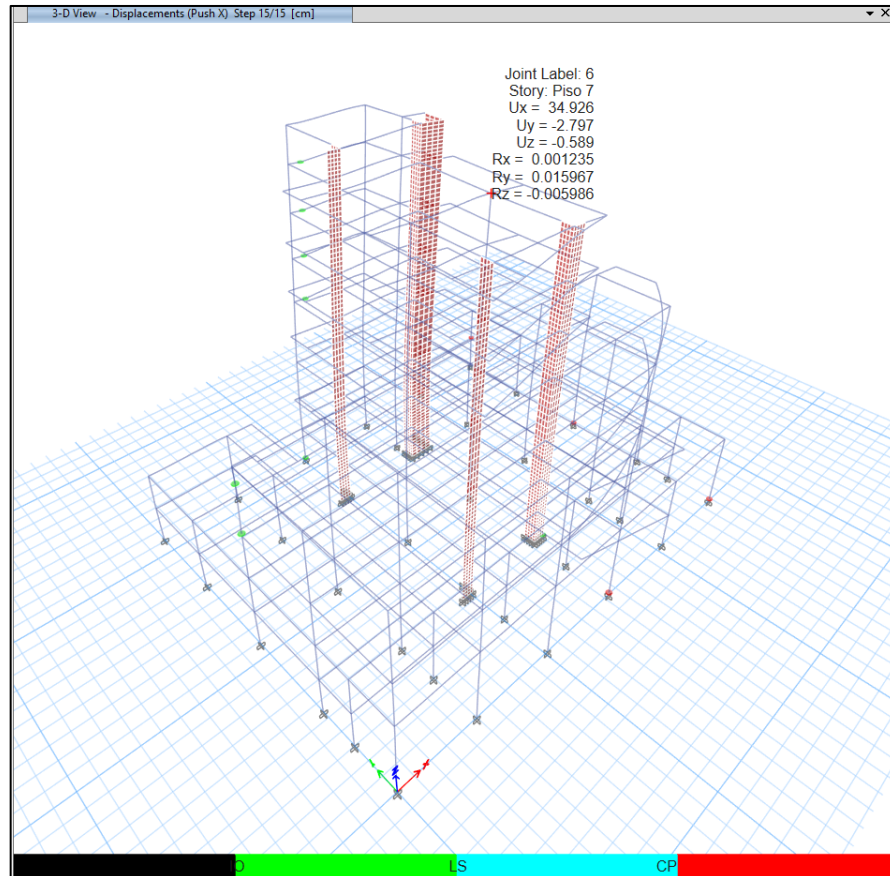
Formación de Rótulas máximas por Pushover en "X" – NEC SE DS 2015



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.117

Desempeño máximo de la Estructura por Pushover en “X” – NEC SE DS 2015



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Tabla 4.65

Monitoreo de Desplazamiento vs Fuerza Cortante en la Base en Y –

Norma E. 030

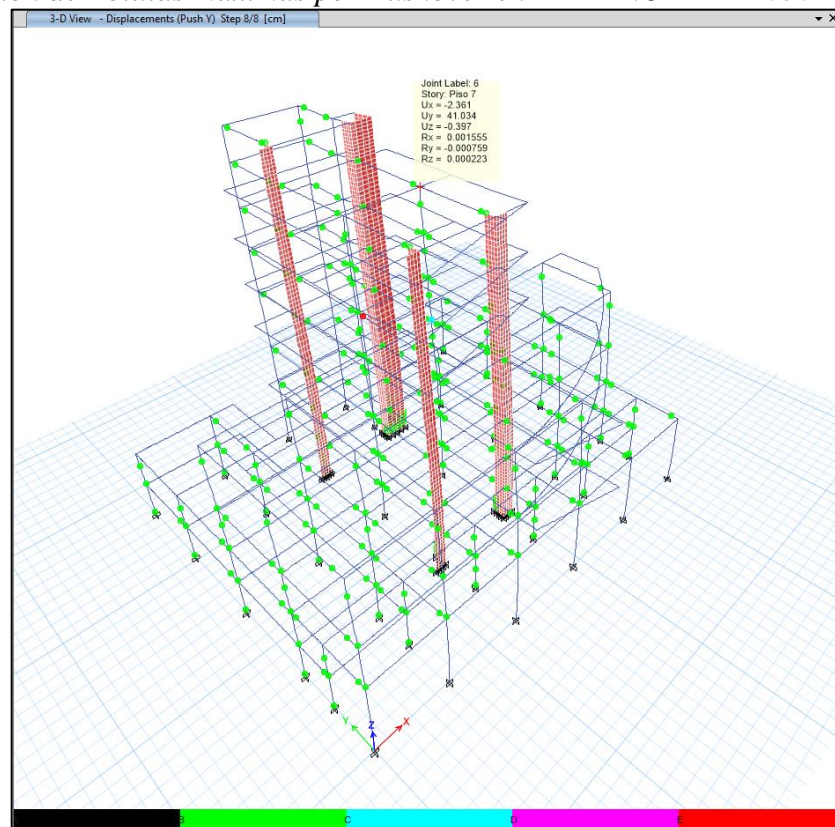
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	3948	0	0	0	0	3948	0	0	0	3948
1	5.816	196.5504	3946	2	0	0	0	3948	0	0	0	3948
2	17.051	501.0491	3708	240	0	0	0	3948	0	0	0	3948
3	28.357	706.6623	3474	474	0	0	0	3930	8	0	10	3948
4	36.966	823.3341	3376	572	0	0	0	3850	79	1	18	3948

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	cm	tonf										
5	36.967	823.365	3376	572	0	0	0	3850	79	1	18	3948
6	41.21	874.448	3319	627	2	0	0	3808	117	1	22	3948
7	41.312	875.1298	3319	625	2	0	2	3804	117	1	26	3948
8	41.421	876.6112	3318	626	2	0	2	3803	118	1	26	3948

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.118

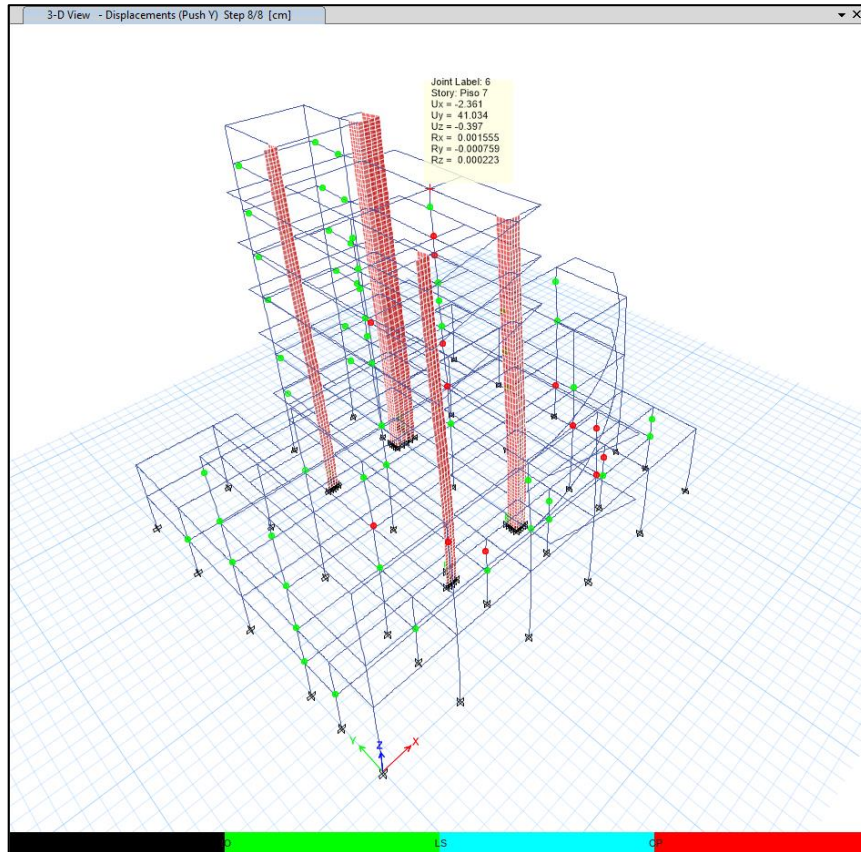
Formación de Rótulas máximas por Pushover en “Y” – NORMA E 030



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.119

Desempeño máximo de la Estructura por Pushover en "Y" – NORMA E. 030



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Tabla 4.66

*Monitoreo de Desplazamiento vs Fuerza Cortante en la Base en Y –
NEC SE DS 2015*

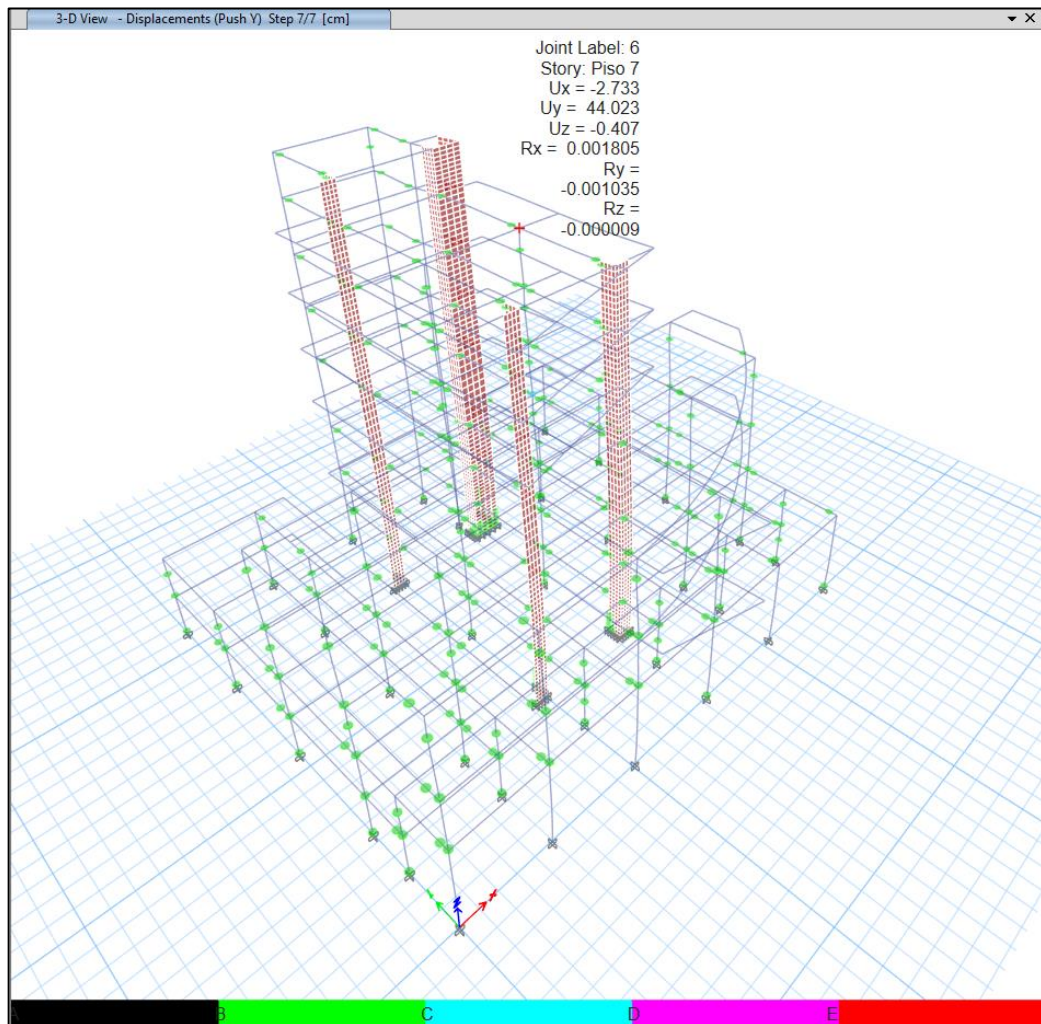
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	3948	0	0	0	0	3948	0	0	0	3948
1	6.604	220.5428	3946	2	0	0	0	3948	0	0	0	3948
2	17.862	532.0171	3743	205	0	0	0	3948	0	0	0	3948
3	28.976	740.7527	3496	452	0	0	0	3929	9	0	10	3948
4	39.944	887.8932	3351	597	0	0	0	3830	103	1	14	3948
5	40.637	896.1104	3344	604	0	0	0	3826	107	1	14	3948

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ cm	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
6	40.639	894.6003	3344	604	0	0	0	3823	110	1	14	3948
7	44.589	941.6673	3306	640	2	0	0	3787	144	1	16	3948

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.120

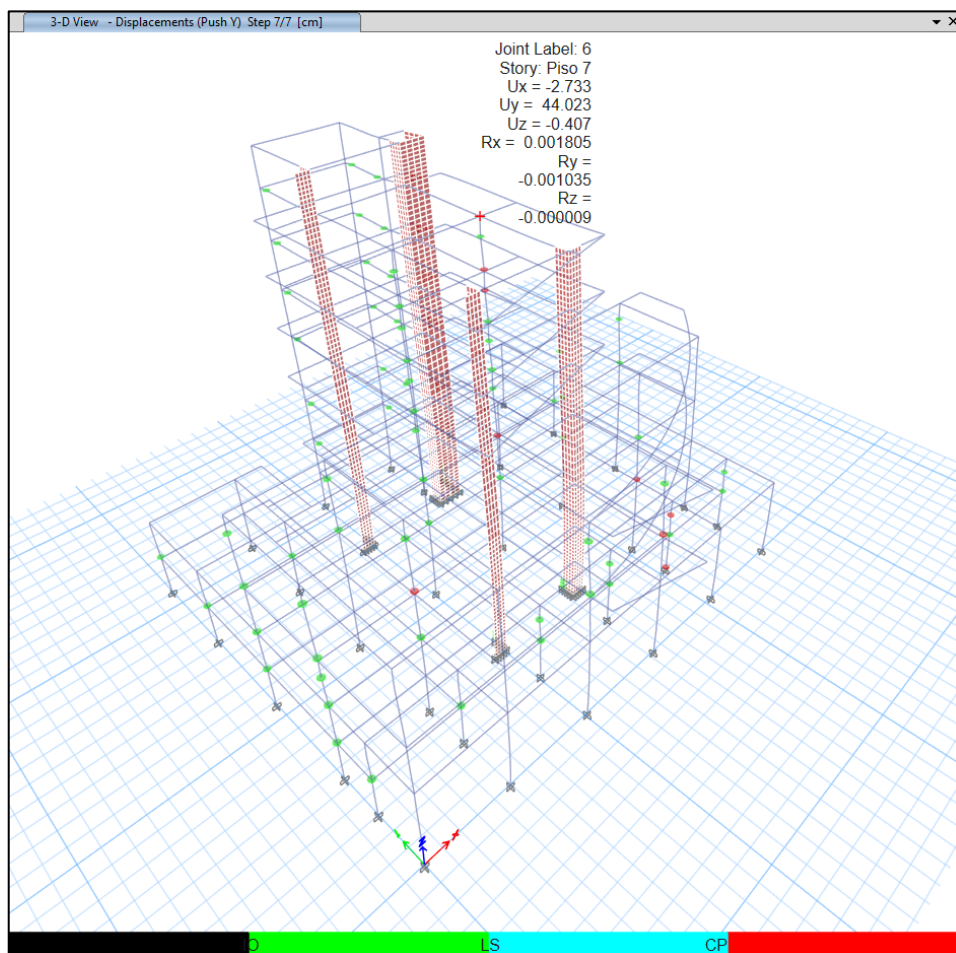
Formación de Rótulas máximas por Pushover en "Y" – NEC SE DS 2015



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Figura 4.121

Desempeño máximo de la Estructura por Pushover en “Y” – NEC SE DS 2015



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

La máxima cantidad de formación de rótulas plásticas con la Norma E. 030, se da para un desplazamiento máximo de 41.42 cm en la dirección Y del punto controlado en el piso 7, con 118 rótulas localizada en el rango de ocupación inmediata – seguridad de vida (IO-LS), una rótula en el rango seguridad de vida – prevención del colapso (LS-CP) y 26 rótulas que pasaron el rango de la prevención de colapso (>CP). Para el caso de la Norma NEC SE DS – 2015 el máximo desplazamiento es 44.59 cm y se formaron 114 rótulas plástica ubicada en el rango de ocupación inmediata – seguridad de vida (IO – LS), una rótula en el rango seguridad de vida – prevención del colapso (LS-CP) y 16

rótulas que pasaron el rango de la prevención de colapso (>CP). En la dirección X se formaron 36 rótulas en el rango de ocupación inmediata (IO) para la Norma E. 030, mientras que para la NEC SE DS – 2015 se formaron 15 rótulas en el rango de ocupación inmediata (IO).

4.7.2 Evaluación del Desempeño Sísmico Norma NTP E. 030 – 2018

4.7.2.1 Objetivos de desempeño

La norma técnica peruana NTP E. 030 (2018) establece que una estructura no debe colapsar ni causar daños catastróficos a los seres humanos, aunque pueda sufrir daños significativos por sismos fuertes; la estructura debe ser capaz de sobrevivir a sismos leves y sufrir daños reparables. Estos conceptos de diseño sismorresistente están conectados con los criterios fundamentales de desempeño especificados por el comité Visión 2000 que son adecuados para estructuras de la categoría significativa abordada en esta tesis.

4.7.2.2 Demanda sísmica

Los cuatro niveles sísmicos establecidos por el Comité Visión 2000 deben tenerse en cuenta al evaluar los objetivos de desempeño designados. Éstos se derivan del espectro elástico de diseño, que se define mediante los parámetros de la NTP E. 030. El siguiente procedimiento se puede emplear para determinar el factor de conversión entre dos niveles sísmicos diferentes basado en sus períodos de retorno:

$$FC = \left(\frac{t_2}{t_1}\right)^K \quad (4.10)$$

Donde:

T1: Periodo de retorno del sismo de diseño

T2: Periodo de retorno del sismo objetivo

K: Factor que varía entre 0.3 y 0.4

La fórmula que relaciona la probabilidad de excedencia P_e durante un periodo de años n con el periodo de retorno T_R es la siguiente:

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - p_e)^{\frac{1}{n}}}$$

Tabla 4.67

Periodo de Retorno

PERIODO DE RETORNO							
Probabilidad de retorno	Sismo	Años a evaluar	Periodo de retorno según norma (años)	Nuevo periodo de retorno (años)	K	Factor de corrección FC	Factor R
70.00%	Frecuente	50	475	42.03	0.35	0.43	2.34
50.00%	Servicio (ocasional)	50	475	72.64	0.35	0.52	1.93
10.00%	Diseño (Raro)	50	475	475.06	0.35	1.00	1.00
5.00%	Máximo (Muy raro)	50	475	975.29	0.35	1.29	0.78
3.28%	Extremadamente raro	50	475	1499.75	0.35	1.50	0.67
1.98%	Catastrófico	50	475	2500.67	0.35	1.79	0.56

Al tener en cuenta los factores de conversión y el coeficiente de reducción sísmica para el sismo de diseño R_1 , el coeficiente de reducción sísmica se ajusta de acuerdo con las siguientes modificaciones específicas para cada tipo de sismo.

$$R_2 = R_1 \cdot FC \quad (4.11)$$

El espectro de pseudo-aceleración se deriva de los valores especificados en la norma E.030, donde se ajusta R_0 multiplicando I_a por I_p para cada nivel sísmico. Estos ajustes se aplican con un factor de reducción R igual a 1 para el sismo máximo o de diseño, cuyos valores correspondientes se detallan en la tabla a continuación:

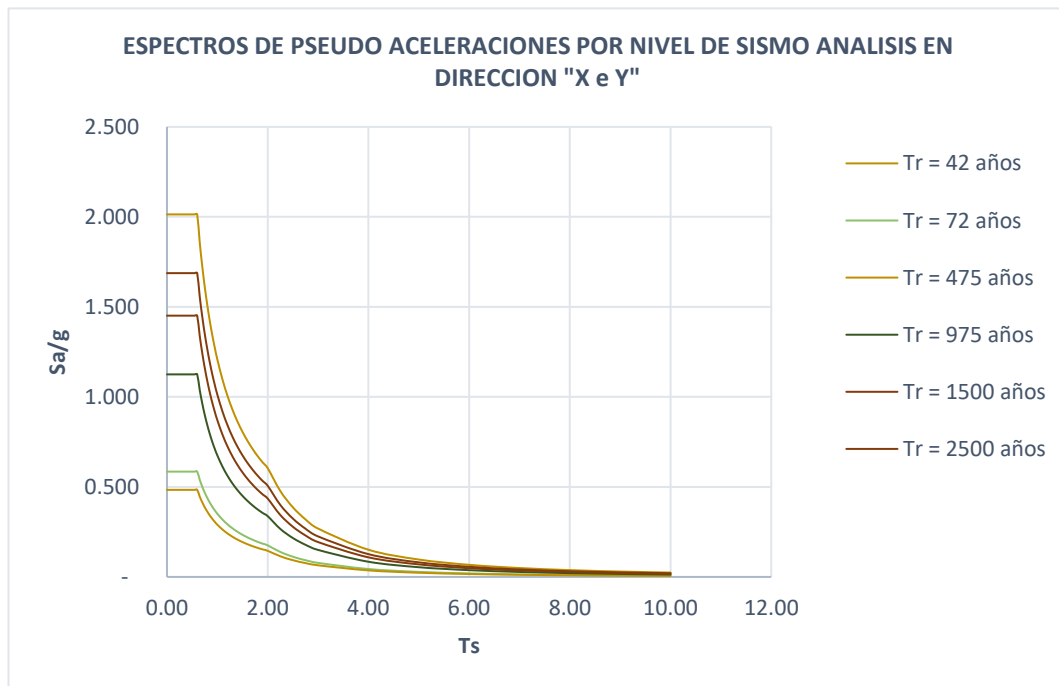
Tabla 4.68*Espectro de Pseudo aceleraciones por Nivel de Sismo en X e Y – Norma E. 030*

Tr =	42	Tr =	72	Tr =	475	Tr =	975	Tr =	1500	Tr =	2500
Ts	Sa/g	Ts	Sa/g	Ts	Sa/g	Ts	Sa/g	Ts	Sa/g	Ts	Sa/g
0.00	0.484	0.00	0.585	0.00	1.125	0.00	1.451	0.00	1.688	0.00	2.014
0.08	0.484	0.08	0.585	0.08	1.125	0.08	1.451	0.08	1.688	0.08	2.014
0.16	0.484	0.16	0.585	0.16	1.125	0.16	1.451	0.16	1.688	0.16	2.014
0.20	0.484	0.20	0.585	0.20	1.125	0.20	1.451	0.20	1.688	0.20	2.014
0.40	0.484	0.40	0.585	0.40	1.125	0.40	1.451	0.40	1.688	0.40	2.014
0.60	0.484	0.60	0.585	0.60	1.125	0.60	1.451	0.60	1.688	0.60	2.014
0.80	0.363	0.80	0.439	0.80	0.844	0.80	1.088	0.80	1.266	0.80	1.510
1.00	0.290	1.00	0.351	1.00	0.675	1.00	0.871	1.00	1.013	1.00	1.208
1.20	0.242	1.20	0.293	1.20	0.563	1.20	0.726	1.20	0.844	1.20	1.007
1.40	0.207	1.40	0.251	1.40	0.482	1.40	0.622	1.40	0.723	1.40	0.863
1.60	0.181	1.60	0.219	1.60	0.422	1.60	0.544	1.60	0.633	1.60	0.755
1.80	0.161	1.80	0.195	1.80	0.375	1.80	0.484	1.80	0.563	1.80	0.671
2.00	0.145	2.00	0.176	2.00	0.338	2.00	0.435	2.00	0.506	2.00	0.604
3.00	0.065	3.00	0.078	3.00	0.150	3.00	0.194	3.00	0.225	3.00	0.269
4.00	0.036	4.00	0.044	4.00	0.084	4.00	0.109	4.00	0.127	4.00	0.151
5.00	0.023	5.00	0.028	5.00	0.054	5.00	0.070	5.00	0.081	5.00	0.097
6.00	0.016	6.00	0.020	6.00	0.038	6.00	0.048	6.00	0.056	6.00	0.067
7.00	0.012	7.00	0.014	7.00	0.028	7.00	0.036	7.00	0.041	7.00	0.049
8.00	0.009	8.00	0.011	8.00	0.021	8.00	0.027	8.00	0.032	8.00	0.038
9.00	0.007	9.00	0.009	9.00	0.017	9.00	0.022	9.00	0.025	9.00	0.030
10.00	0.006	10.00	0.007	10.00	0.014	10.00	0.017	10.00	0.020	10.00	0.024

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.122

Espectros Elásticos de Pseudo Aceleraciones en Dirección X e Y



Fuente: Elaboración propia

Espectros de pseudo aceleraciones en la dirección X empleando la tabla para distintos periodos de retorno.

Máxima aceleración para 2500 años = 2.014 (sa/g)

Máxima aceleración para 42 años = 0.484 (sa/g)

Máxima aceleración para 475 años sismo de diseño = 1.125 (sa/g)

4.7.2.3 Punto de desempeño Máximo

Representación bilineal de la curva de capacidad

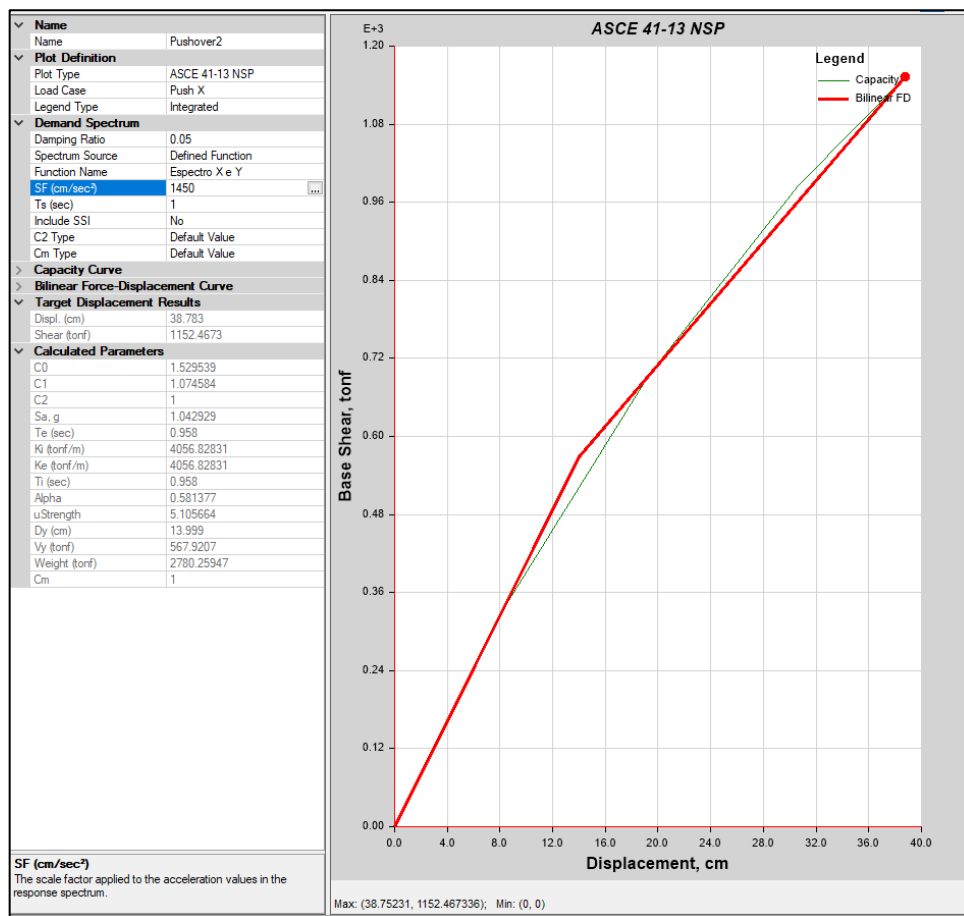
Para obtener la curva bilineal se utiliza el enfoque ASCE 41 - 13.

A) Dirección X-X

El cortante y los desplazamientos máximos se calculan con el programa ETABS, obteniéndose los siguientes resultados:

Figura 4.123

Representación Bilineal de la Curva de Capacidad en la Dirección X-X



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y (cm) = 14.00 \text{ cm}$$

$$V (tonf) = 567.92 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 38.78 cm$$

$$V (tonf) = 1152.47 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 38.78/14.00 = 2.77$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 4056.82 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 4056.82 ton/m$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 4056.82/4056.82) = 0\%$$

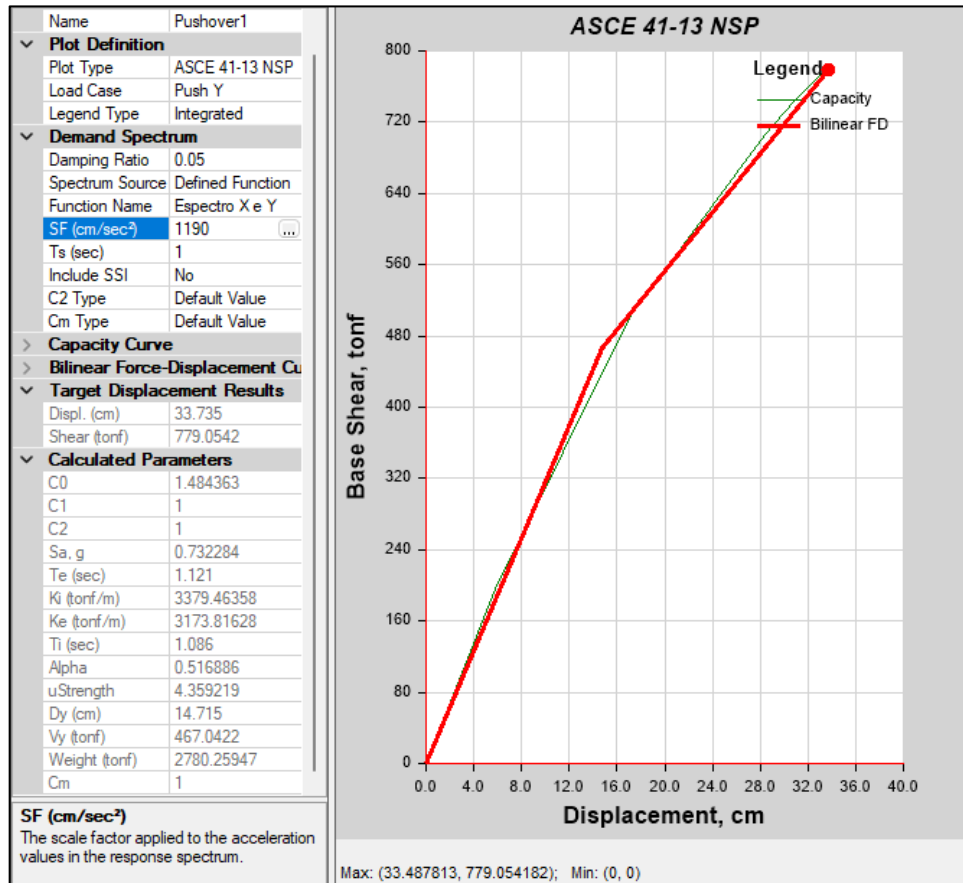
No hay pérdida de Rigidez Lateral

B) Dirección Y-Y

El cortante y los desplazamientos máximos se calculan con el programa ETABS, obteniéndose los siguientes resultados:

Figura 4.124

Representación Bilineal de la Curva de Capacidad en la Dirección Y-Y



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 14.72 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 467.04 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$D_u \text{ (cm)} = 33.49 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 779.05 \text{ tonf}$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 33.49/14.72 = 2.28$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3173.82 \text{ ton/m}$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3379.46 \text{ ton/m}$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

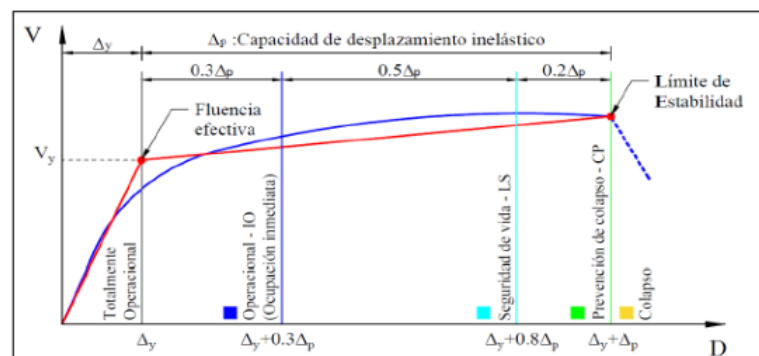
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3173.82/3379.46) = 6.08\%$$

4.7.2.4 Límites de desempeño

Los puntos de rendimiento se sitúan en el 30%, 50% y 20% de la ductilidad, de acuerdo con las recomendaciones de la normativa ASCE 41-13.

Figura 4.125

Limites de Desempeño



Fuente: (ATC 40,1996)

Límites de Desempeño Dirección X:

TIO (totalmente operacional) = 14.00 cm

Δp (capacidad de desplazamiento inelástico) = $D_u - D_y = 38.78 - 14.00 = 24.78$ cm

IO (30%) = $0.30 \times 24.78 = 7.43$ cm

LS (50%) = $0.50 \times 24.78 = 12.39$ cm

CP (20%) = $0.20 \times 24.78 = 4.96$ cm

Límites de Desempeño Dirección Y:

TIO (totalmente operacional) = 14.72 cm

Δp (capacidad de desplazamiento inelástico) = $D_u - D_y = 33.49 - 14.72 = 18.77$ cm

IO (30%) = $0.30 \times 18.77 = 5.63$ cm

LS (50%) = $0.50 \times 18.77 = 9.36$ cm

CP (20%) = $0.20 \times 18.77 = 3.74$ cm

4.7.2.5 Puntos de desempeño

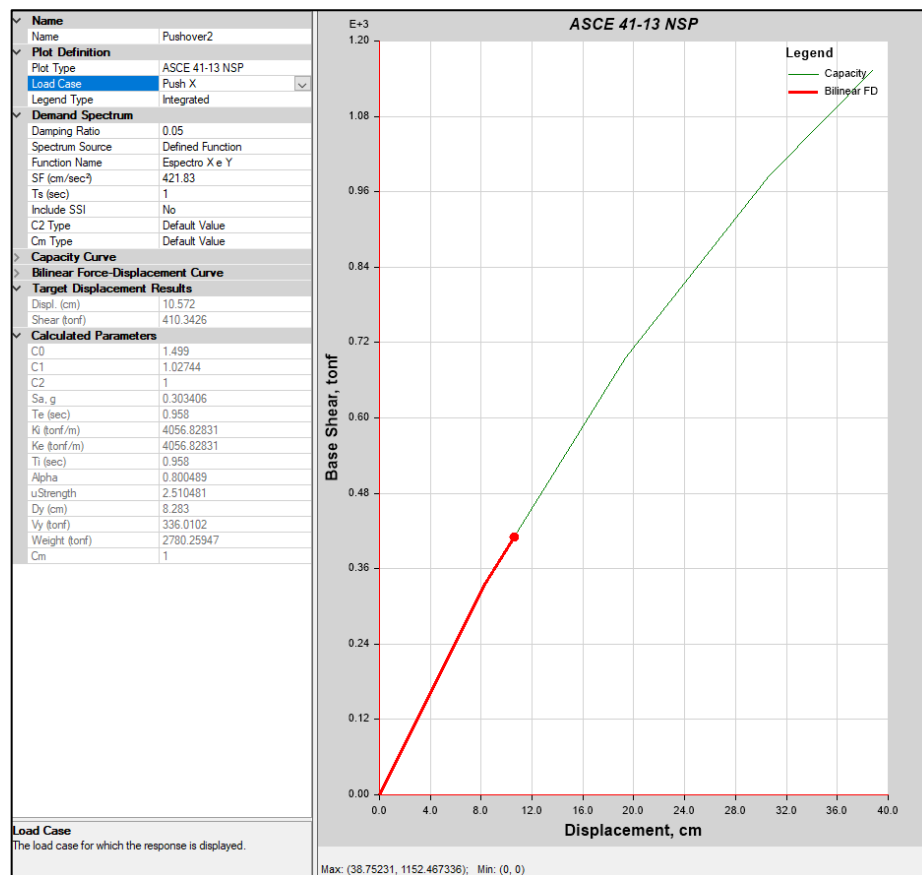
Se establecieron los puntos de desempeño con base en los valores máximos de cortante y desplazamiento identificados utilizando el método bilineal. Luego, se llevaron a cabo análisis sísmicos utilizando los sismos predeterminados en cada dirección de análisis. Los resultados de desplazamiento y cortante basal obtenidos para cada sismo en cada dirección de análisis se muestran a continuación:

SISMOS EN DIRECCIÓN X

a) SISMO FRECUENTE (T = 42 AÑOS)

Figura 4.126

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y (cm) = 8.28 \text{ cm}$$

$$V (\text{tonf}) = 336.01 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 10.57 cm$$

$$V (tonf) = 410.34 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 10.57/8.28 = 1.28$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 4056.82 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 4056.82 ton/m$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

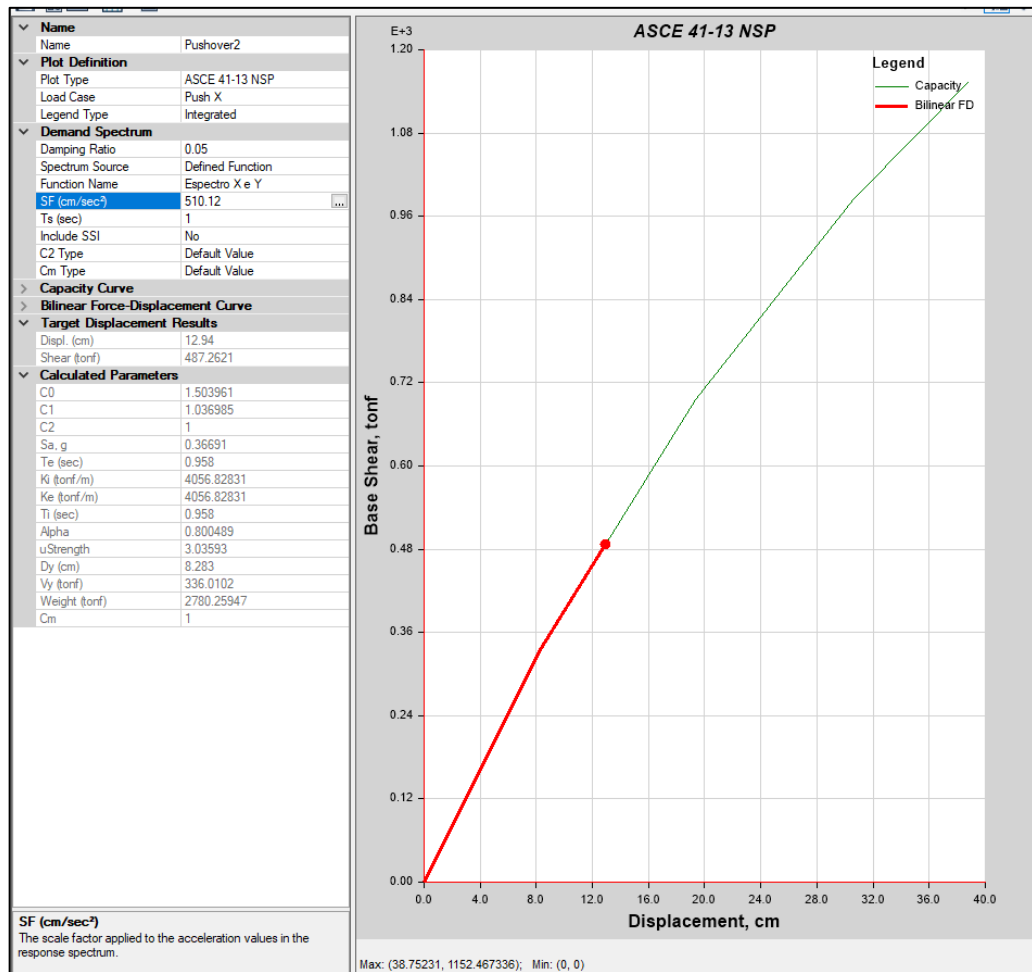
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 4056.82/4056.82) = 0\%$$

No hay pérdida de Rigidez Lateral

b) SISMO DE SERVICIO (T = 72 AÑOS)

Figura 4.127

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 8.28 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 336.01 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 12.94 cm$$

$$V (tonf) = 487.26 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 12.94/8.28 = 1.56$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 4056.82 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 4056.82 ton/m$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

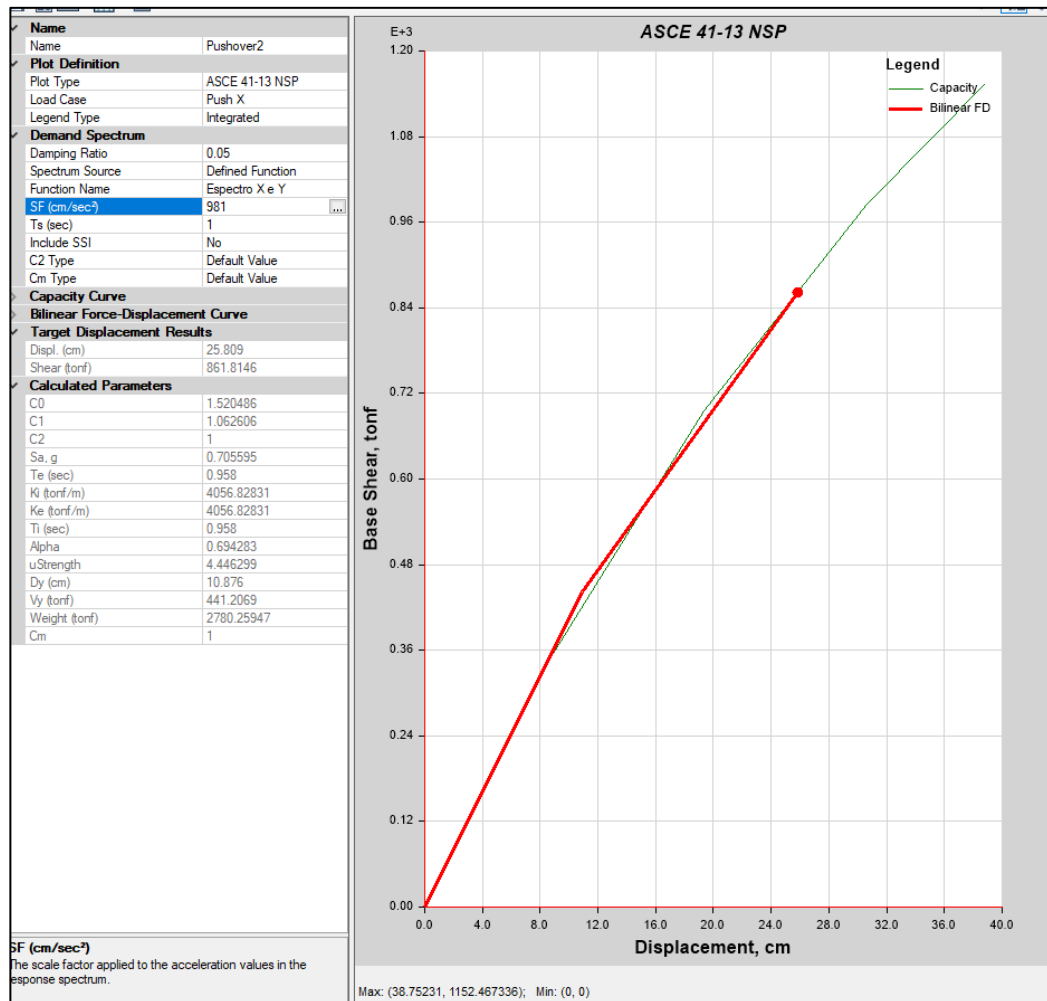
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 4056.82/4056.82) = 0\%$$

No hay pérdida de Rigidez Lateral

c) SISMO DE DISEÑO (T = 475 AÑOS)

Figura 4.128

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 10.87 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 441.20 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 25.81 \text{ cm}$$

$$V (\text{tonf}) = 861.81 \text{ tonf}$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 25.81/10.87 = 2.37$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 4056.82 \text{ ton/m}$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 4056.82 \text{ ton/m}$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

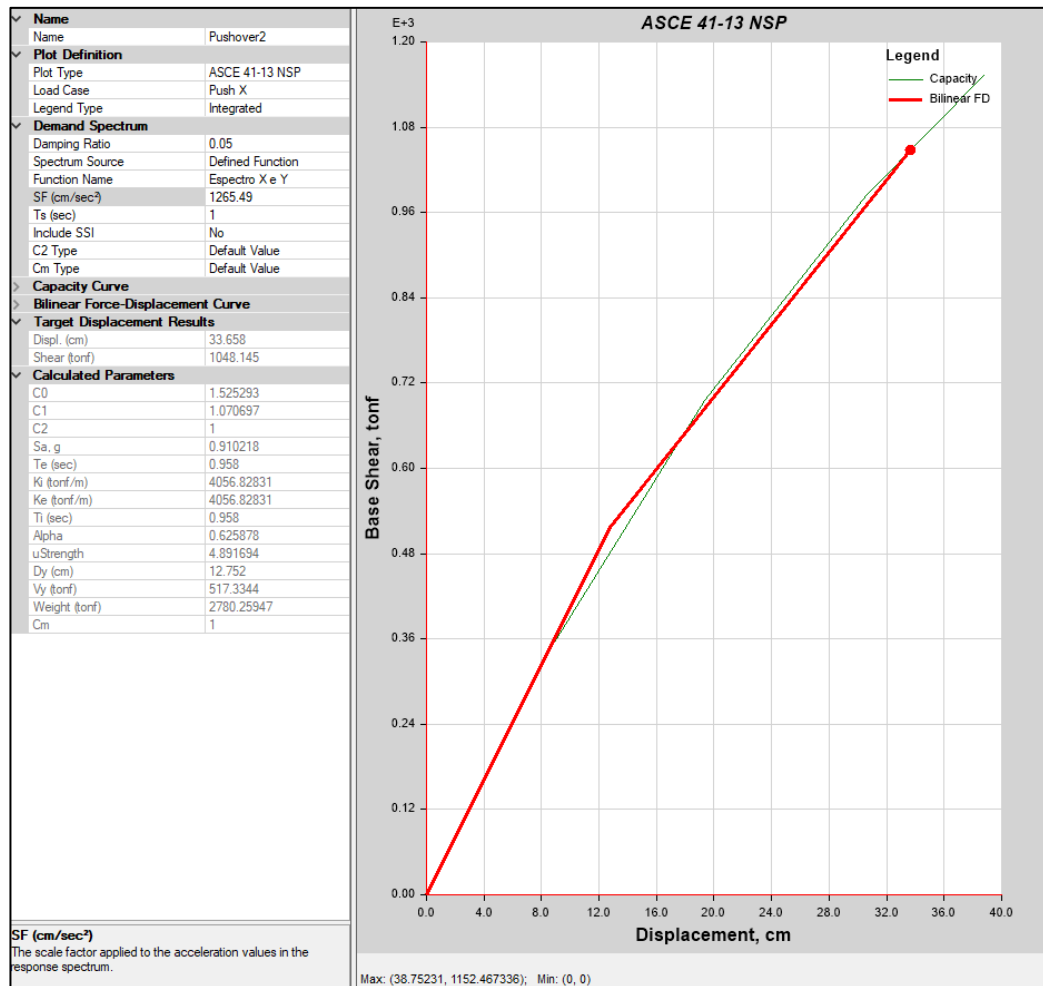
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 4056.82/4056.82) = 0\%$$

No hay pérdida de Rigidez Lateral

d) SISMO MÁXIMO (T = 975 AÑOS)

Figura 4.129

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 12.75 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 517.33 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 33.66 cm$$

$$V (tonf) = 1048.14 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 33.66/12.75 = 2.64$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 4056.82 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 4056.82 ton/m$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

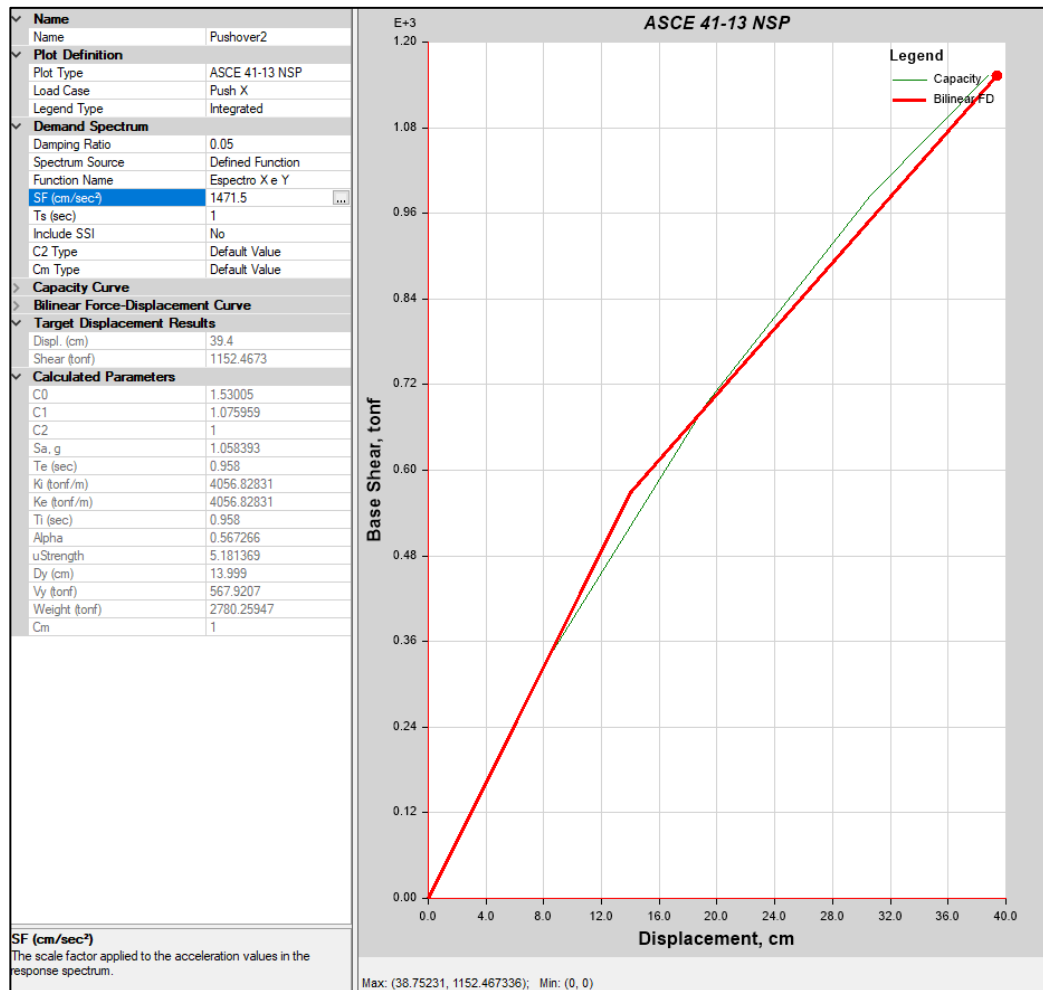
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 4056.82/4056.82) = 0\%$$

No hay pérdida de Rigidez Lateral

e) SISMO EXTREMADAMENTE RARO (T = 1500 AÑOS)

Figura 4.130

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y (cm) = 14.00 \text{ cm}$$

$$V (tonf) = 567.92 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 39.4 \text{ cm}$$

$$V (\text{tonf}) = 1152.46 \text{ tonf}$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 39.4/14.00 = 2.81$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 4056.82 \text{ ton/m}$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 4056.82 \text{ ton/m}$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

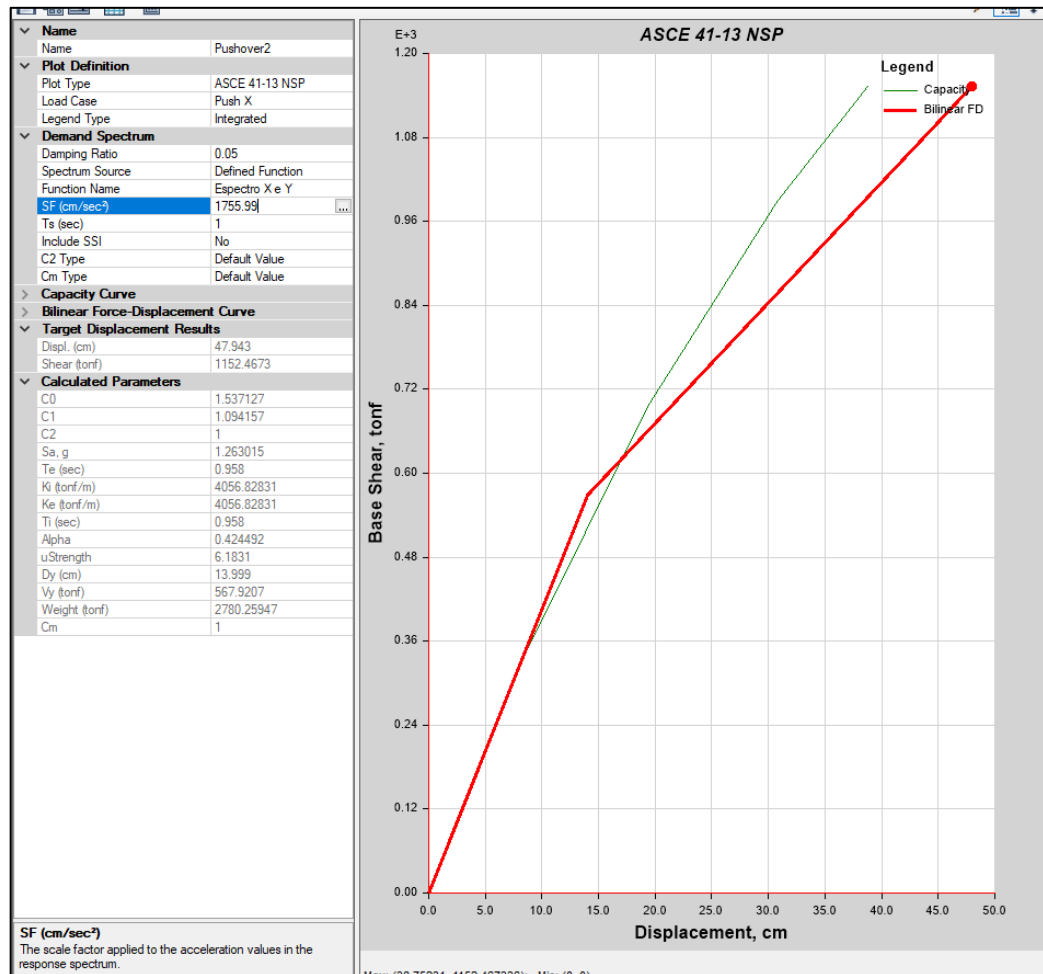
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 4056.82/4056.82) = 0\%$$

No hay pérdida de Rigidez Lateral

f) SISMO CATASTRÓFICO (T = 2500 AÑOS)

Figura 4.131

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 14.00 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 567.92 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du \text{ (cm)} = 47.94 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 1152.46 \text{ tonf}$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 47.94/14.00 = 3.42$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 4056.82 \text{ ton/m}$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 4056.82 \text{ ton/m}$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 4056.82/4056.82) = 0\%$$

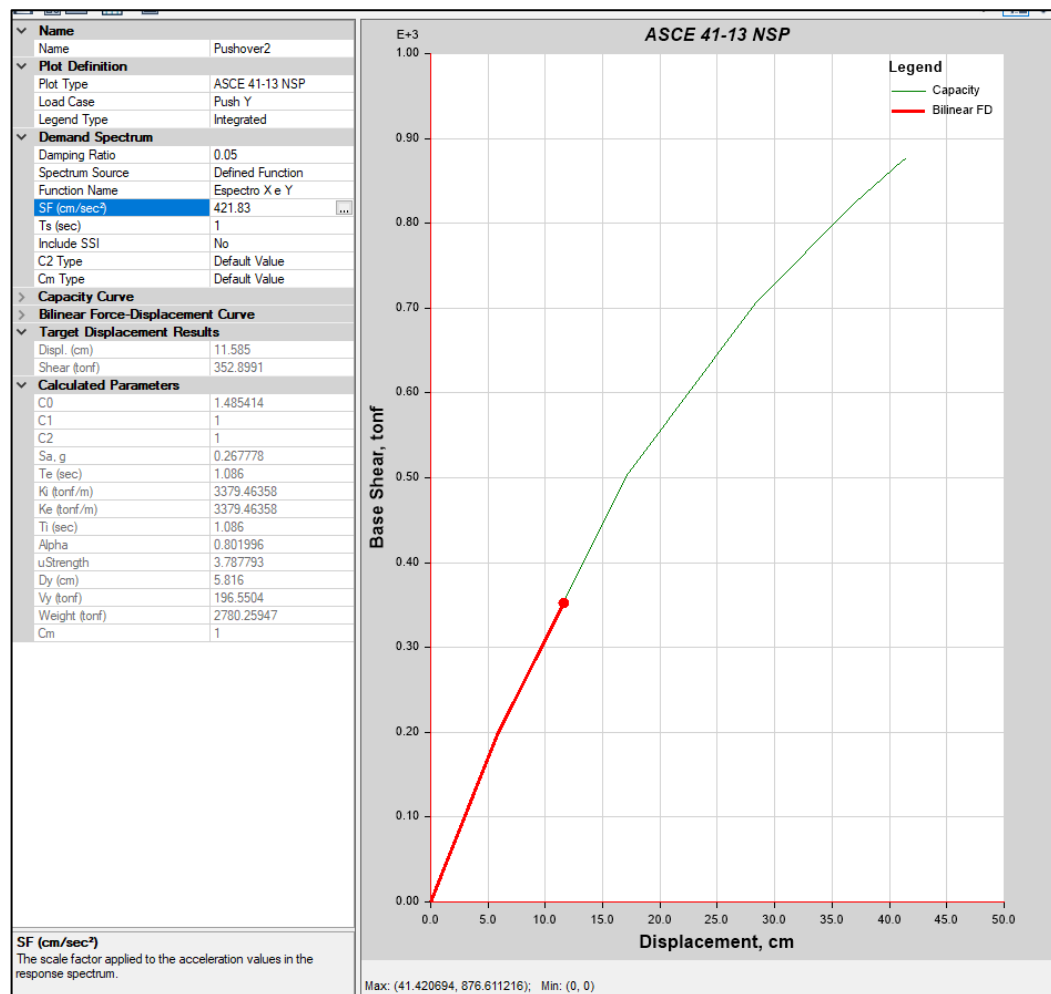
No hay pérdida de Rigidez Lateral

SISMOS EN DIRECCIÓN Y

a) SISMO FRECUENTE (T = 42 AÑOS)

Figura 4.132

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 5.81 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 196.55 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 11.58 cm$$

$$V (tonf) = 352.89 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 11.58/5.81 = 1.99$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3379.46 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3379.46 ton/m$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

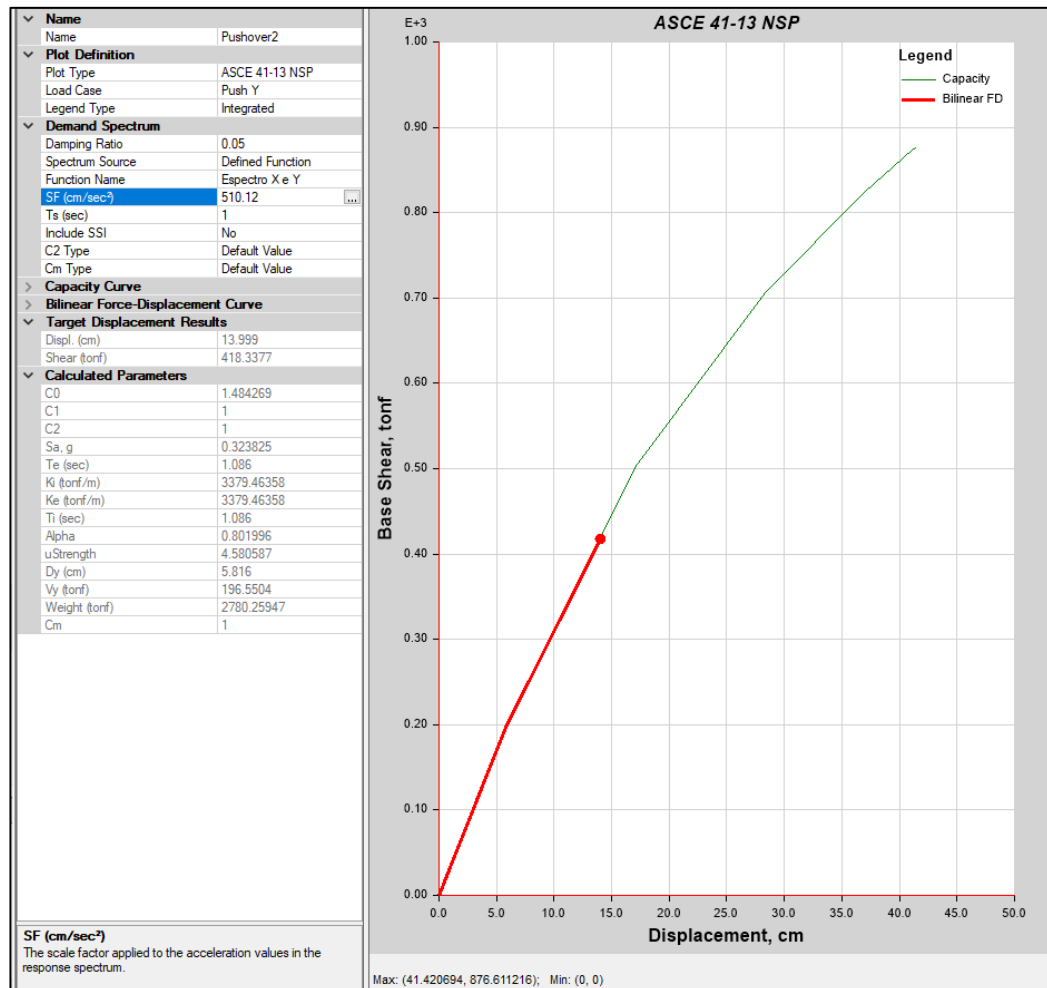
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3379.46/3379.46) = 0\%$$

No hay pérdida de Rigidez Lateral

b) SISMO DE SERVICIO (T = 72 AÑOS)

Figura 4.133

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y (cm) = 5.81 \text{ cm}$$

$$V (tonf) = 196.55 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 14.00 cm$$

$$V (tonf) = 418.33 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 14.00/5.81 = 2.41$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3379.46 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3379.46 ton/m$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

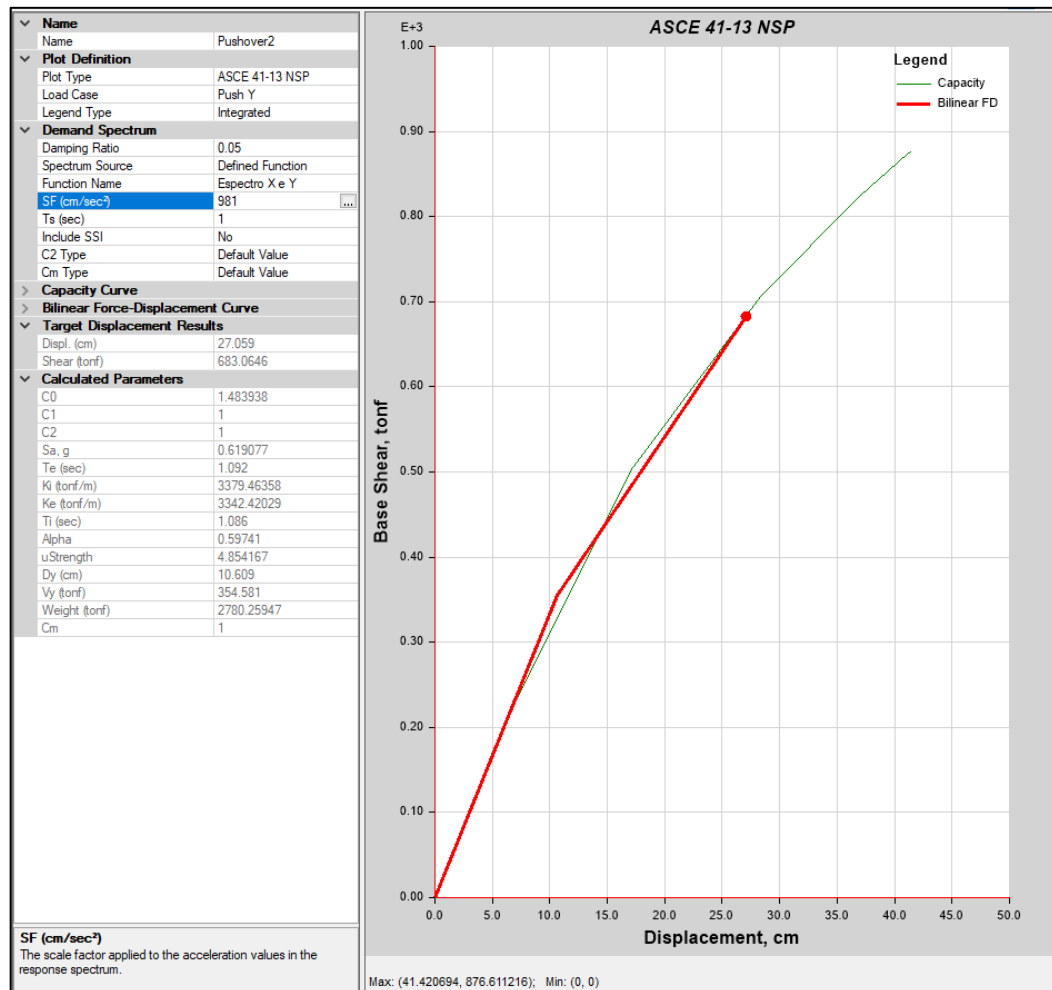
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3379.46/3379.46) = 0\%$$

No hay pérdida de Rigidez Lateral

c) SISMO DE DISEÑO (T = 475 AÑOS)

Figura 4.134

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y (cm) = 10.60 \text{ cm}$$

$$V (tonf) = 354.58 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du \text{ (cm)} = 27.05 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 683.06 \text{ tonf}$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 27.05/10.60 = 2.55$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3342.42 \text{ ton/m}$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3379.46 \text{ ton/m}$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

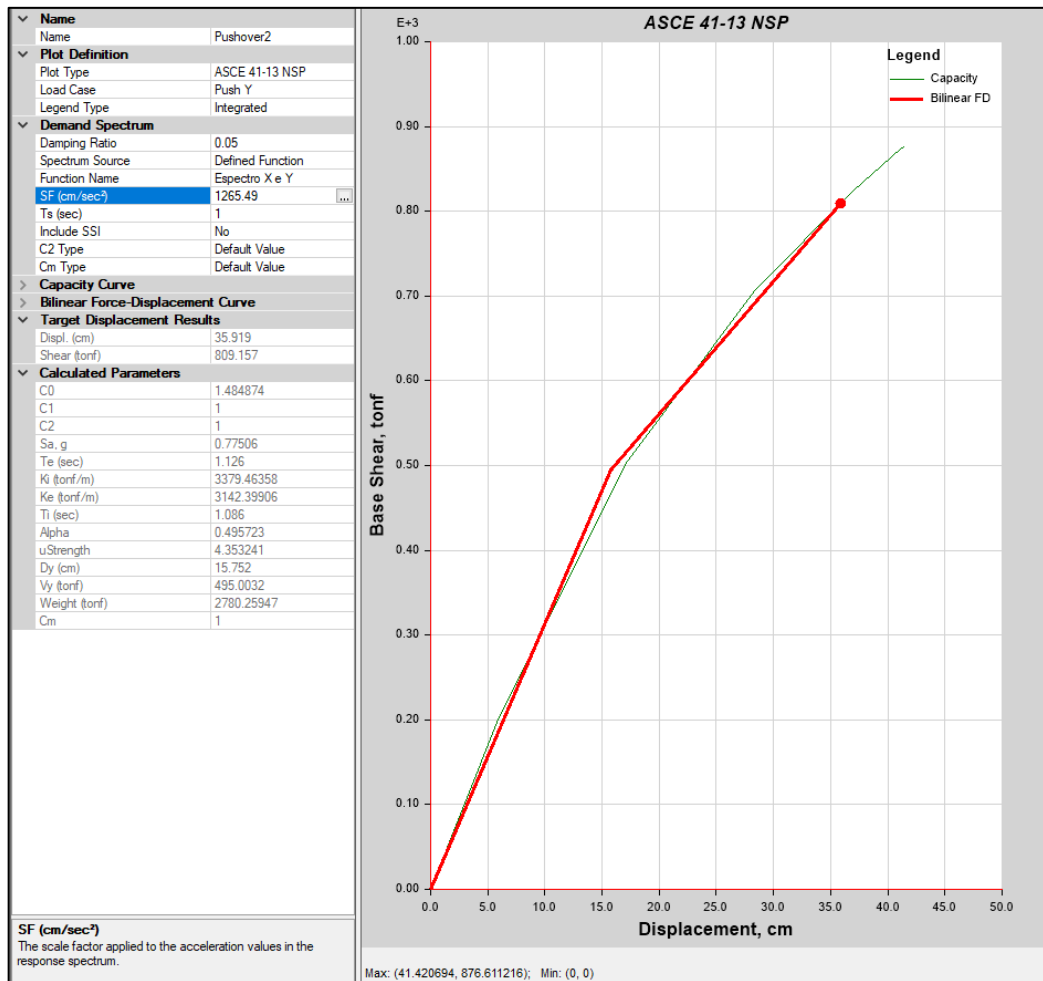
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3342.42/3379.46) = 1.09\%$$

Hay pérdida de Rigidez Lateral

d) SISMO MÁXIMO (T = 975 AÑOS)

Figura 4.135

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 15.75 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 495.00 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 35.91 cm$$

$$V (tonf) = 809.15 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 35.91/15.75 = 2.28$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3142.39 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3379.46 ton/m$$

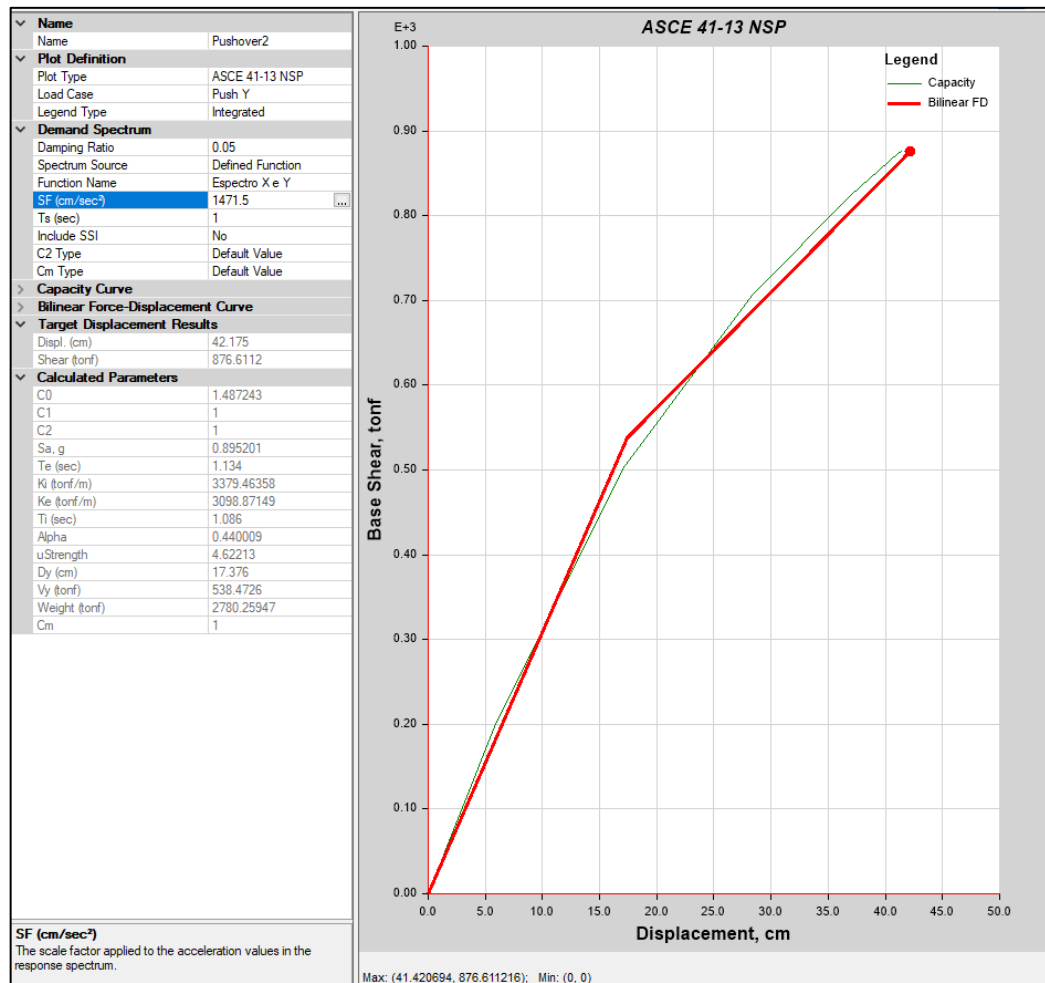
Pérdida de Rigidez Lateral:

$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3142.39/3379.46) = 7.02\%$$

e) SISMO EXTREMADAMENTE RARO (T = 1500 AÑOS)

Figura 4.136

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 17.37 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 538.47 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 42.17 cm$$

$$V (tonf) = 876.61 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 42.17/17.37 = 2.43$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3098.87 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3379.46 ton/m$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

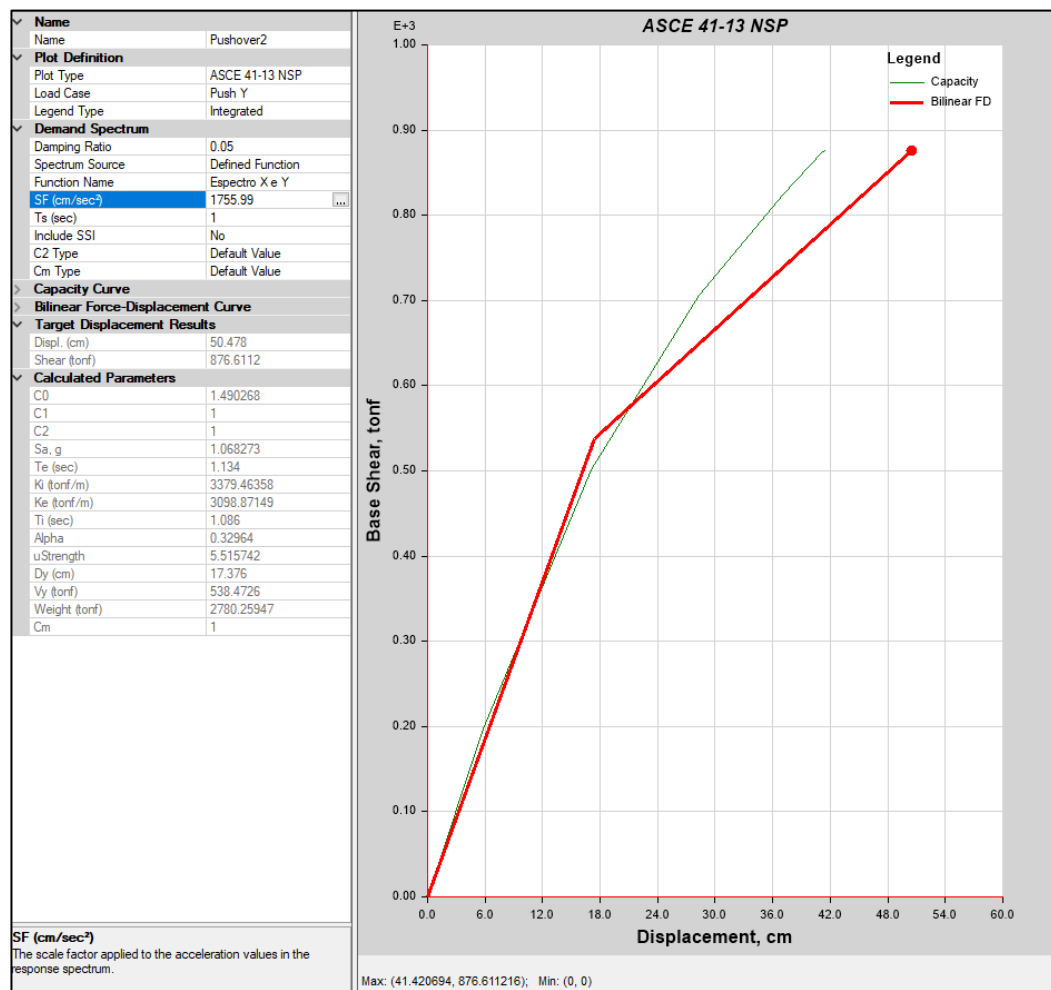
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3098.87/3379.46) = 8.30\%$$

Hay pérdida de Rigidez Lateral

f) SISMO CATASTRÓFICO (T = 2500 AÑOS)

Figura 4.137

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y (cm) = 17.37 \text{ cm}$$

$$V (tonf) = 538.47 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 50.47 cm$$

$$V (tonf) = 876.61 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 50.47/17.37 = 2.91$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3098.87 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3379.46 ton/m$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3098.87/3379.46) = 8.30\%$$

Hay pérdida de Rigidez Lateral

En resumen, se tiene los siguientes resultados:

Tabla 4.69

Puntos de Desempeño en la Dirección X

RESUMEN DE PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN "X"											
Tr=42 años		Tr=72 años		Tr=475 años		Tr=975 años		Tr=1500 años		Tr=2500 años	
D	V	D	V	D	V	D	V	D	V	D	V
(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)
10.57	410.34	12.94	487.26	25.81	861.81	33.66	1048.14	39.40	1152.47	47.94	1152.47

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.70

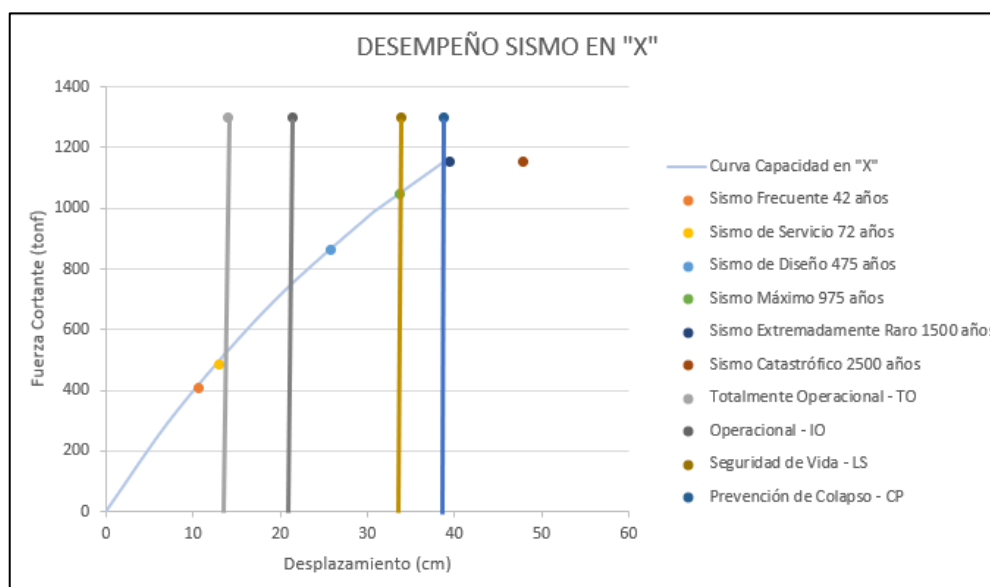
Puntos de Desempeño en la Dirección Y

RESUMEN DE PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN "Y"											
Tr=42 años		Tr=72 años		Tr=475 años		Tr=975 años		Tr=1500 años		Tr=2500 años	
D	V	D	V	D	V	D	V	D	V	D	V
(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)
11.58	352.89	14.00	418.33	27.05	683.06	35.91	809.15	42.17	876.61	50.47	876.61

Fuente: Elaboración propia

4.7.2.6 Evaluación de Puntos de desempeño

Los puntos de rendimiento se pondrán en función de un esfuerzo cortante y un desplazamiento máximos determinados por el método de los coeficientes, lo que arrojará los siguientes resultados:

Figura 4.138*Desempeño Sísmico en X-X**Fuente: Elaboración propia***Tabla 4.71***Evaluación y Objetivo de Desempeño Sísmico en X-X*

EVALUACION Y OBJETIVO DE DESEMPEÑO – DIRECCION “X”					
Sismo	Periodo	TO	IO	LS	CP
Frecuente	42 años	■			
Servicio (Ocasional)	72 años		■		
Diseño (Raro)	475 años			■	
Máximo (Muy raro)	975 años				■

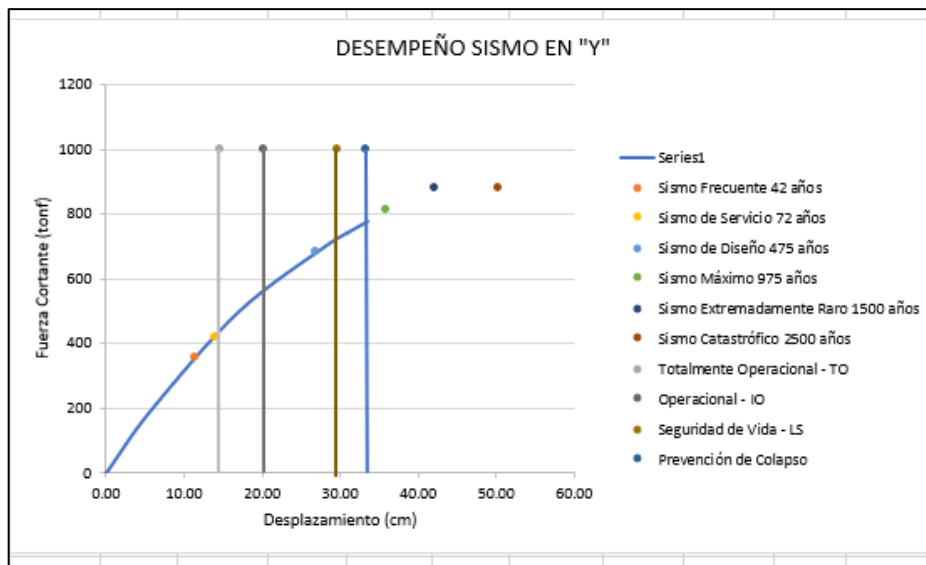
Fuente: Elaboración propia

Por ser una estructura esencial los niveles recomendados Si Cumple el objetivo de desempeño según la SEAOC Visión 2000, 1995 en la dirección “X”, ya que para un sismo frecuente la estructura se encuentra en el rango totalmente operacional,

para 72 años Ocupación inmediata, 475 años Seguridad de vida y para 975 años la estructura presenta un desempeño de prevención al colapso.

Figura 4.139

Desempeño Sísmico en Y-Y



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.72

Evaluación y Objetivo de Desempeño Sísmico en Y-Y

EVALUACION Y OBJETIVO DE DESEMPEÑO – DIRECCION "X"					
Sismo	Periodo	TO	IO	LS	CP
Frecuente	42 años	■			
Servicio (Ocasional)	72 años		■		
Diseño (Raro)	475 años			■	
Máximo (Muy raro)	975 años				■

Fuente: Elaboración propia

Por ser una estructura esencial los niveles recomendados Si Cumple el objetivo de desempeño según la SEAOC Visión 2000, 1995 en la dirección “Y”, ya que para un sismo frecuente la estructura se encuentra en el rango totalmente operacional, para 72 años Ocupación inmediata, 475 años Seguridad de vida y para 975 años la estructura presenta un desempeño de prevención al colapso.

4.7.3 Evaluación del Desempeño Sísmico Norma NEC SE DS – 2015

Para la NEC DS – 2015 entre sus principios y objetivos del DBD (diseño basado en desplazamientos) indica lo siguiente:

El enfoque de diseño basado en desplazamiento (DBD) comienza estableciendo un desplazamiento objetivo (llamado desplazamiento de diseño) que está relacionado con el nivel de rendimiento deseado o el nivel de daño tolerado para la estructura. A partir de este desplazamiento objetivo, se determina la resistencia lateral necesaria para lograr dicho rendimiento.

Con el fin de asegurar la eficacia del DBD, se implementarán de manera conjunta los principios del diseño basado en la capacidad en la especificación de los elementos del sistema sismorresistente. El propósito es garantizar que el mecanismo dúctil elegido para el edificio, y solo ese, opere de manera adecuada durante eventos sísmicos de alta intensidad.

Para el Nivel de desempeño estructural se usara el nivel "seguridad de vida".

a. Estructuras de ocupación especial

En el rango inelástico, debe validarse un comportamiento sísmico correcto:

- El objetivo es lograr una estructura que garantice la prevención de colapso frente a un terremoto con un período de retorno de 2500 años (probabilidad anual de excedencia de 0.00004).

b. Estructuras esenciales

Debe verificarse el correcto comportamiento sísmico en el rango inelástico de las estructuras esenciales para:

- El objetivo es limitar los daños y garantizar la seguridad de vida ante un terremoto con un período de retorno de 475 años (probabilidad anual de excedencia de 0.00211).
- El objetivo es asegurar que no ocurra un colapso estructural frente a un terremoto con un período de retorno de 2500 años (probabilidad anual de excedencia de 0.00004).

Tabla 4.73

*Nivel de Desempeño Estructural para Estructuras Esenciales y de Uso Especial –
NEC SE DS - 2015*

Nivel de desempeño estructural (prevención)	Estructuras de ocupación especial	Estructuras esenciales	Tasa anual de excedencia
Daño	No	Si	0.00211
Colapso	Si	Si	0.00004

Fuente NEC SE DS 2015

4.7.3.1 Niveles de amenaza sísmica

Se realiza la comprobación de rendimiento para los diferentes niveles de amenaza sísmica que se presentan a continuación.

Los terremotos se clasifican de acuerdo con los niveles de peligro y su período medio de retorno, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 4.74*Niveles de Amenaza Sísmica*

Nivel de Sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Periodo de retorno T, (años)	Tasa anual de excedencia (1/T _r)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro (severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro (extremo)	2%	2500	0.00040

Fuente NEC SE DS 2015

Para evaluar los objetivos de desempeño se tomarán 3 niveles de sismo (72, 475 y 2500 años) para la comparación con los niveles determinados para la Norma E 030. El procedimiento para hallar el factor de corrección para dichos niveles es el mismo que se utilizó para la Norma E 030 teniendo en cuenta al comité visión 2000.

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - p_e)^{\frac{1}{n}}}$$

Tabla 4.75*Periodos de Retorno*

PERIODO DE RETORNO							
Probabilidad de retorno	Sismo	Años a evaluar	Periodo de retorno según norma (años)	Nuevo periodo de retorno (años)	K	Factor de corrección FC	Factor R
70.00%	Frecuente	50	475	42.03	0.35	0.43	2.34
50.00%	Servicio (ocasional)	50	475	72.64	0.35	0.52	1.93
10.00%	Diseño (Raro)	50	475	475.06	0.35	1.00	1.00
5.00%	Máximo (Muy raro)	50	475	975.29	0.35	1.29	0.78
3.28%	Extremadamente raro	50	475	1499.75	0.35	1.50	0.67
1.98%	Catastrófico	50	475	2500.67	0.35	1.79	0.56

Fuente: Comité Visión 2000

Tabla 4.76

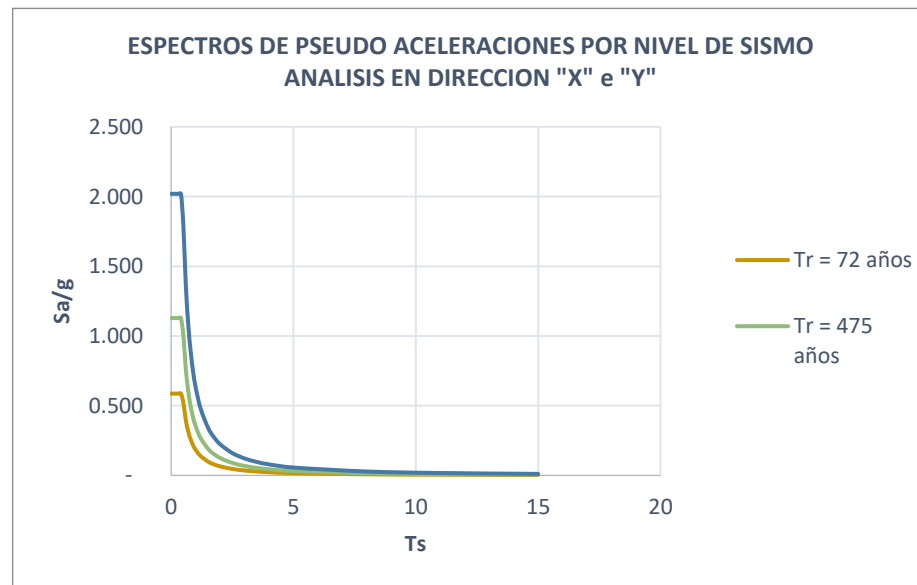
Espectro de Pseudo aceleraciones por Nivel de Sismo Análisis en la Dirección “X”
e “Y”. NEC SE DS - 2015

Tr =	72	Tr =	475	Tr =	2500
Ts	Sa/g	Ts	Sa/g	Ts	Sa/g
0	0.587	0	1.1284	0	2.020
0.1	0.587	0.1	1.1284	0.1	2.020
0.2	0.587	0.2	1.1284	0.2	2.020
0.3	0.587	0.3	1.1284	0.3	2.020
0.4	0.587	0.4	1.1284	0.4	2.020
0.5	0.520	0.5	1.0003	0.5	1.791
0.6	0.396	0.6	0.761	0.6	1.362
0.7	0.314	0.7	0.6039	0.7	1.081
0.8	0.257	0.8	0.4943	0.8	0.885
0.9	0.215	0.9	0.4142	0.9	0.741
1	0.184	1	0.3537	1	0.633
1.2	0.140	1.2	0.269	1.2	0.482
1.5	0.100	1.5	0.1925	1.5	0.345
1.7	0.083	1.7	0.1596	1.7	0.286
2	0.065	2	0.125	2	0.224
2.5	0.047	2.5	0.0895	2.5	0.160
3	0.035	3	0.0681	3	0.122
3.5	0.028	3.5	0.054	3.5	0.097
4	0.023	4	0.0442	4	0.079
5	0.016	5	0.0316	5	0.057
8	0.008	8	0.0156	8	0.028
11	0.005	11	0.009694	11	0.017
15	0.003	15	0.006088	15	0.011

Fuente: Elaboración propia

Figura 4.140

Espectros Elásticos de Pseudo Aceleraciones en Dirección X-X



Fuente: Elaboración propia

4.7.3.2 Punto de desempeño

4.7.3.2.1 Representación bilineal de la curva de capacidad

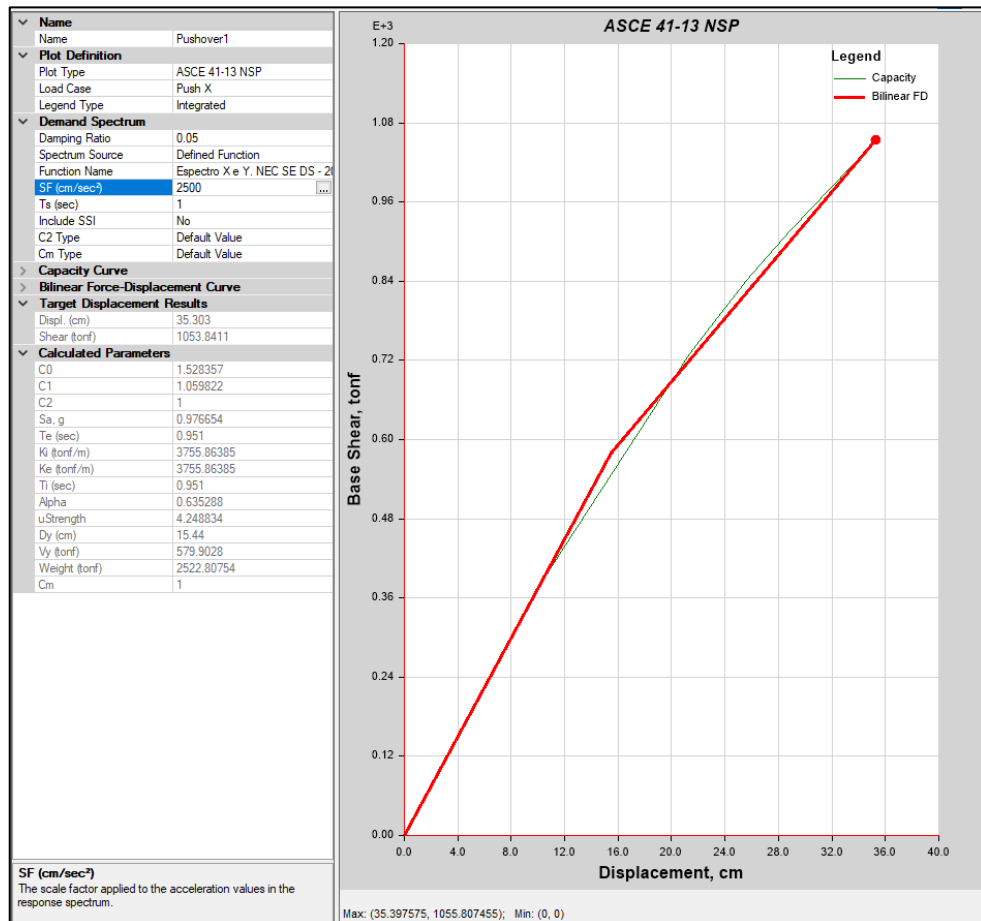
Para obtener la curva bilineal se utiliza el método propuesto por el ASCE 41 - 13.

A) Dirección X-X

El cortante y los desplazamientos máximos se calculan con el programa ETABS, obteniéndose los siguientes resultados:

Figura 4.141

Representación Bilineal de la Curva de Capacidad en la Dirección X-X



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y (cm) = 15.44 \text{ cm}$$

$$V (tonf) = 579.90 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$D_u (cm) = 35.30 \text{ cm}$$

$$V (tonf) = 1053.84 \text{ tonf}$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 35.30/15.44 = 2.89$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3755.86 \text{ ton/m}$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3755.86 \text{ ton/m}$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3755.86/3755.86) = 0\%$$

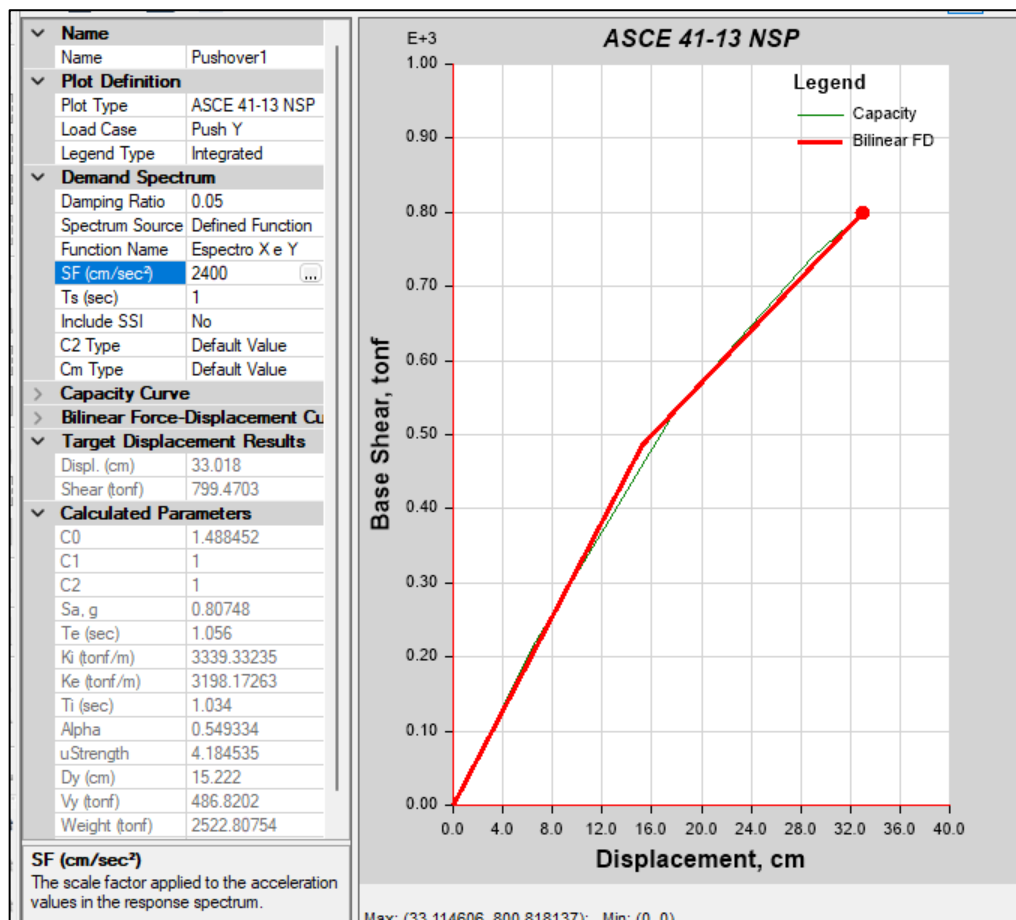
No hay Pérdida de Rigidez Lateral

B) Dirección Y-Y

El cortante y los desplazamientos máximos se calculan con el programa ETABS, obteniéndose los siguientes resultados:

Figura 4.142

Representación Bilineal de la Curva de Capacidad en la Dirección Y-Y



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 15.22 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 486.82 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 33.11 cm$$

$$V (tonf) = 800.82 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 33.11/15.22 = 2.17$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3198.17 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3339.33 ton/m$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

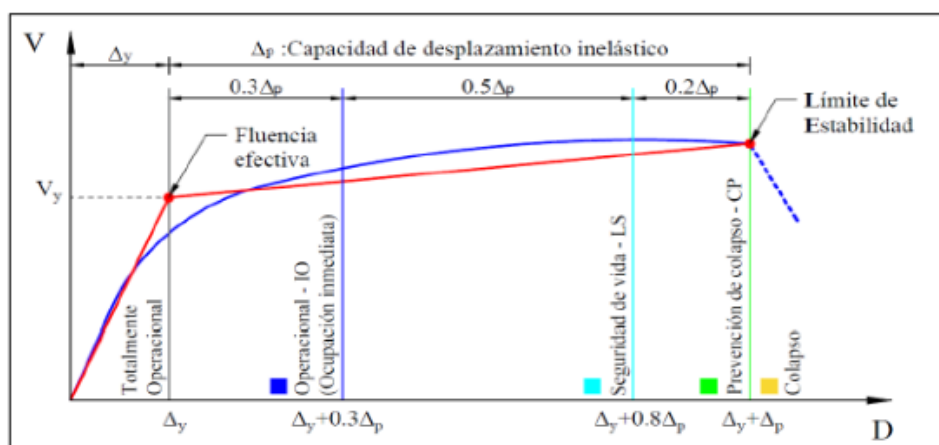
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3198.17/3339.33) = 4.23\%$$

4.7.3.3 Límites de desempeño

Los puntos de desempeño se sitúan en el 30%, 50% y 20% de la ductilidad, de acuerdo con las recomendaciones de la normativa ASCE 41-13.

Figura 4.143

Límites de Desempeño



Fuente: (ATC 40,1996)

Límites de Desempeño Dirección X:

TIO (totalmente operacional) = 15.44 cm

Δ_p (capacidad de desplazamiento inelástico) = $D_u - D_y = 35.30 - 15.44 = 19.86$ cm

IO (30%) = $0.30 \times 19.86 = 5.96$ cm

LS (50%) = $0.50 \times 19.86 = 9.93$ cm

CP (20%) = $0.20 \times 19.86 = 3.97$ cm

Límites de Desempeño Dirección Y:

TIO (totalmente operacional) = 18.99 cm

Δp (capacidad de desplazamiento inelástico) = $D_u - D_y = 44.54 - 18.99 = 17.89$ cm

IO (30%) = $0.30 \times 25.55 = 7.66$ cm

LS (50%) = $0.50 \times 25.55 = 12.78$ cm

CP (20%) = $0.20 \times 25.55 = 5.11$ cm

4.7.3.4 Puntos de desempeño

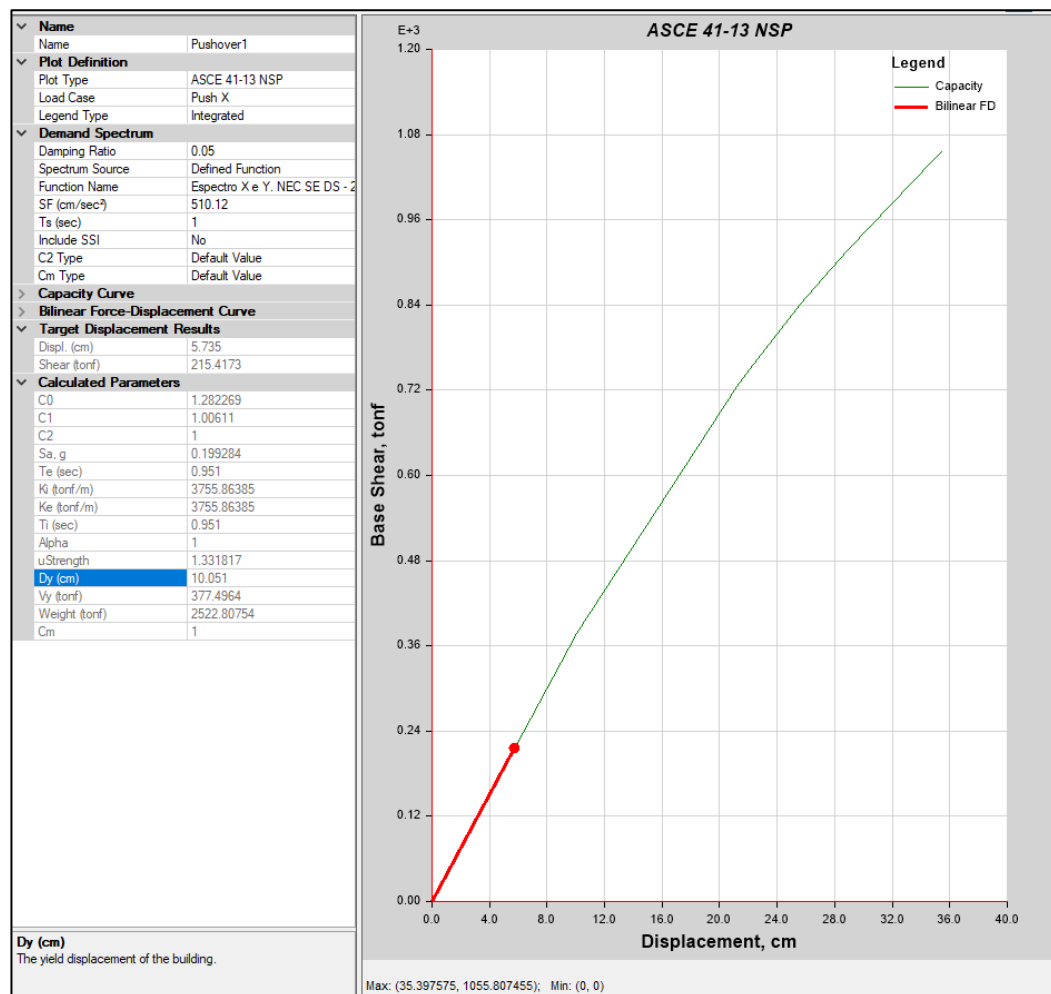
Los puntos de desempeño se establecieron en relación a los valores máximos de cortante y desplazamientos obtenidos mediante el método bilineal. Luego, se realizaron análisis de los sismos previamente establecidos en cada dirección de estudio, y a continuación A continuación, se exponen los resultados de desplazamiento y cortante basal obtenidos para cada sismo en cada dirección de análisis:

SISMOS EN DIRECCIÓN X

a) SISMO FRECUENTE (T = 72 AÑOS)

Figura 4.144

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 10.05 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 377.49 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du \text{ (cm)} = 5.73 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 215.41 \text{ tonf}$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 5.73/10.05 = 0.57 \text{ (Dy} > \text{Du No hay ductilidad – rango elástico)}$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3755.86 \text{ ton/m}$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3755.86 \text{ ton/m}$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

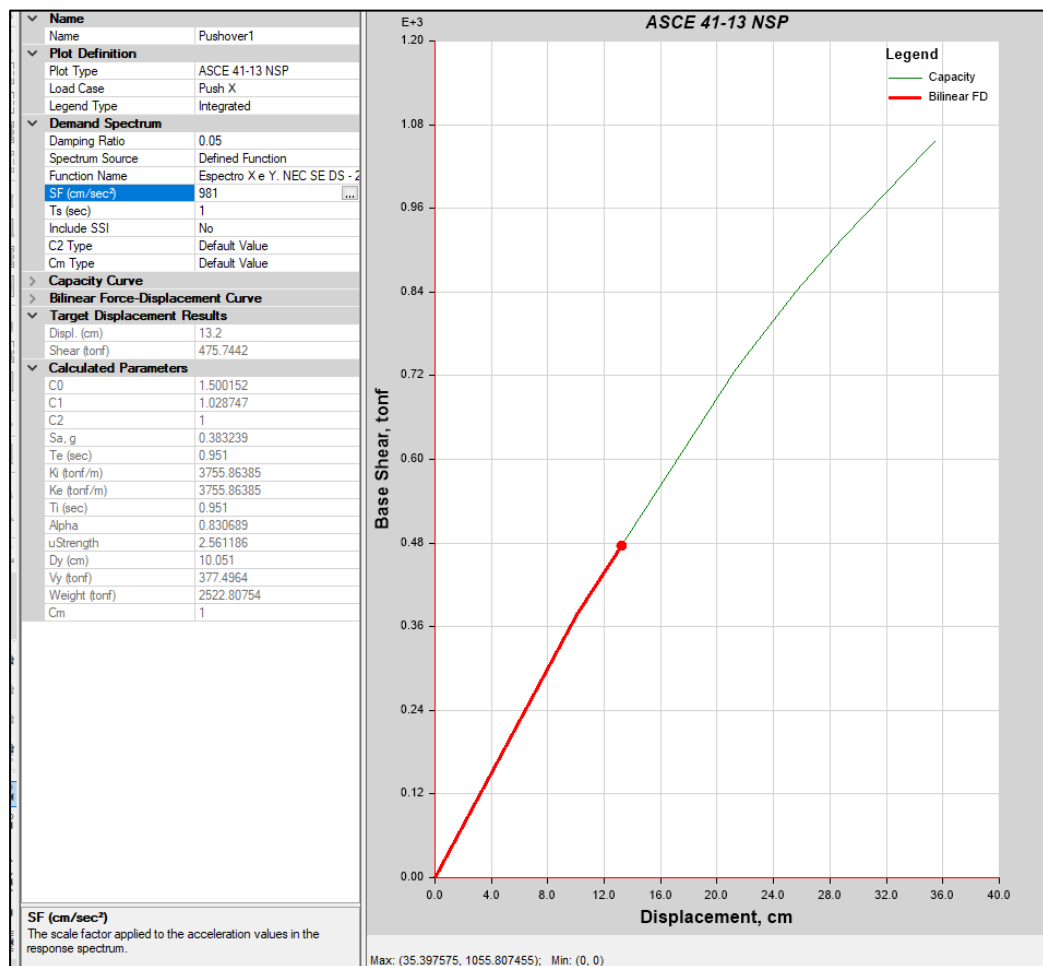
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3755.86/3755.86) = 0\%$$

No hay Pérdida de Rigidez Lateral

b) SISMO DE DISEÑO (T = 475 AÑOS)

Figura 4.145

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y (cm) = 10.05 \text{ cm}$$

$$V (tonf) = 377.49 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 13.2 \text{ cm}$$

$$V (\text{tonf}) = 475.74 \text{ tonf}$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 13.20/10.05 = 1.31$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3755.86 \text{ ton/m}$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3755.86 \text{ ton/m}$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

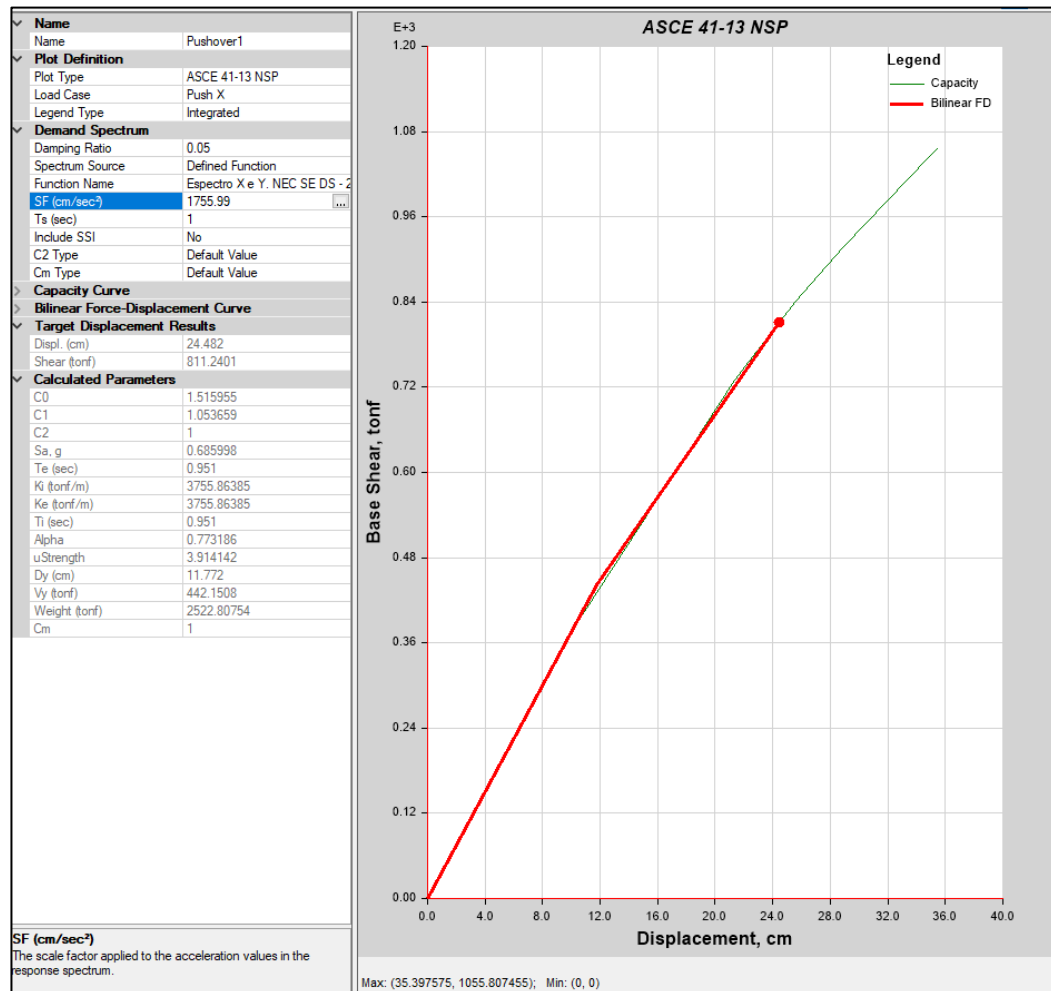
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3755.86/3755.86) = 0\%$$

No hay Pérdida de Rigidez Lateral

f) SISMO CATASTRÓFICO (T = 2500 AÑOS)

Figura 4.146

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección X-X



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 11.77 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 442.15 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du \text{ (cm)} = 24.48 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 811.24 \text{ tonf}$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 24.48/11.77 = 2.08$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3755.86 \text{ ton/m}$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3755.86 \text{ ton/m}$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3755.86/3755.86) = 0\%$$

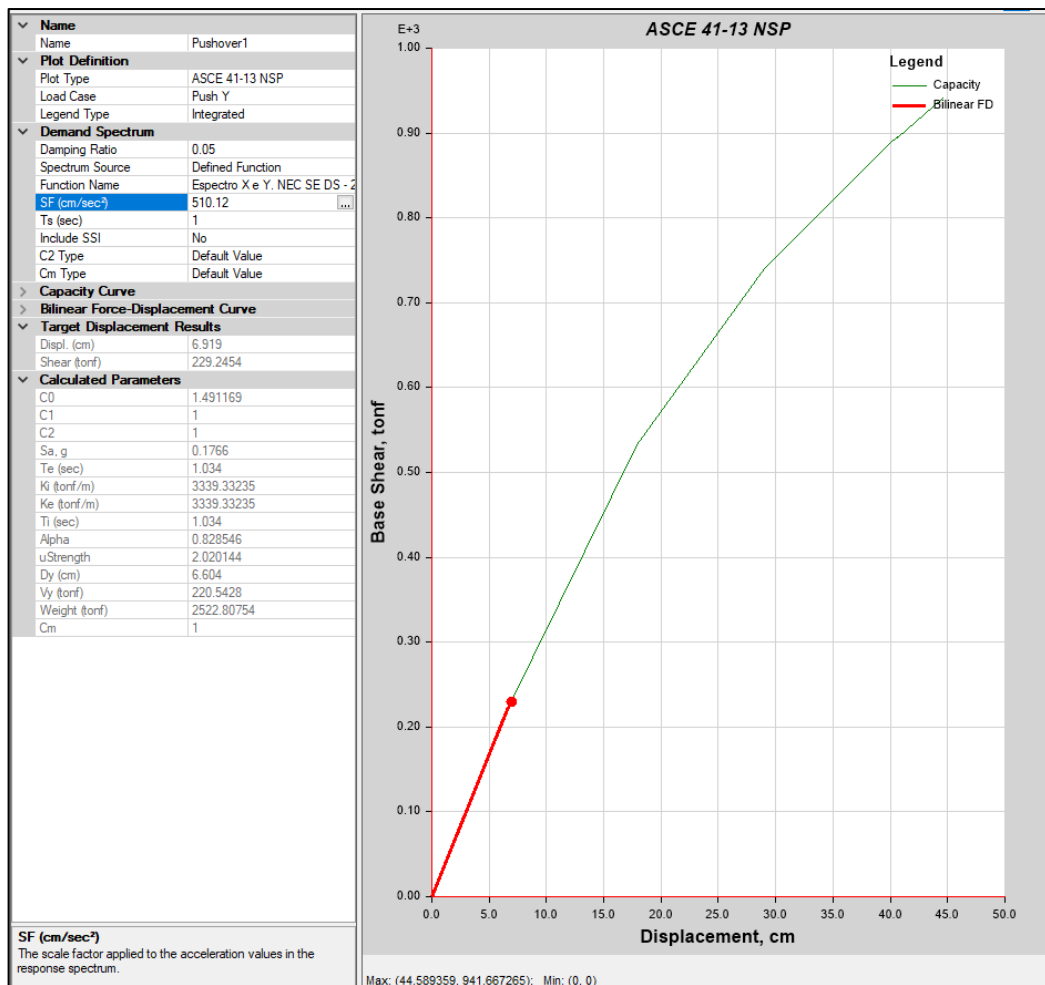
No hay Pérdida de Rigidez Lateral

SISMOS EN DIRECCIÓN Y

a) SISMO FRECUENTE (T = 72 AÑOS)

Figura 4.147

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y (cm) = 6.60 \text{ cm}$$

$$V (\text{tonf}) = 220.54 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 6.91 cm$$

$$V (tonf) = 229.24 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 6.91/6.60 = 1.05$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3339.33 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3339.33 ton/m$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

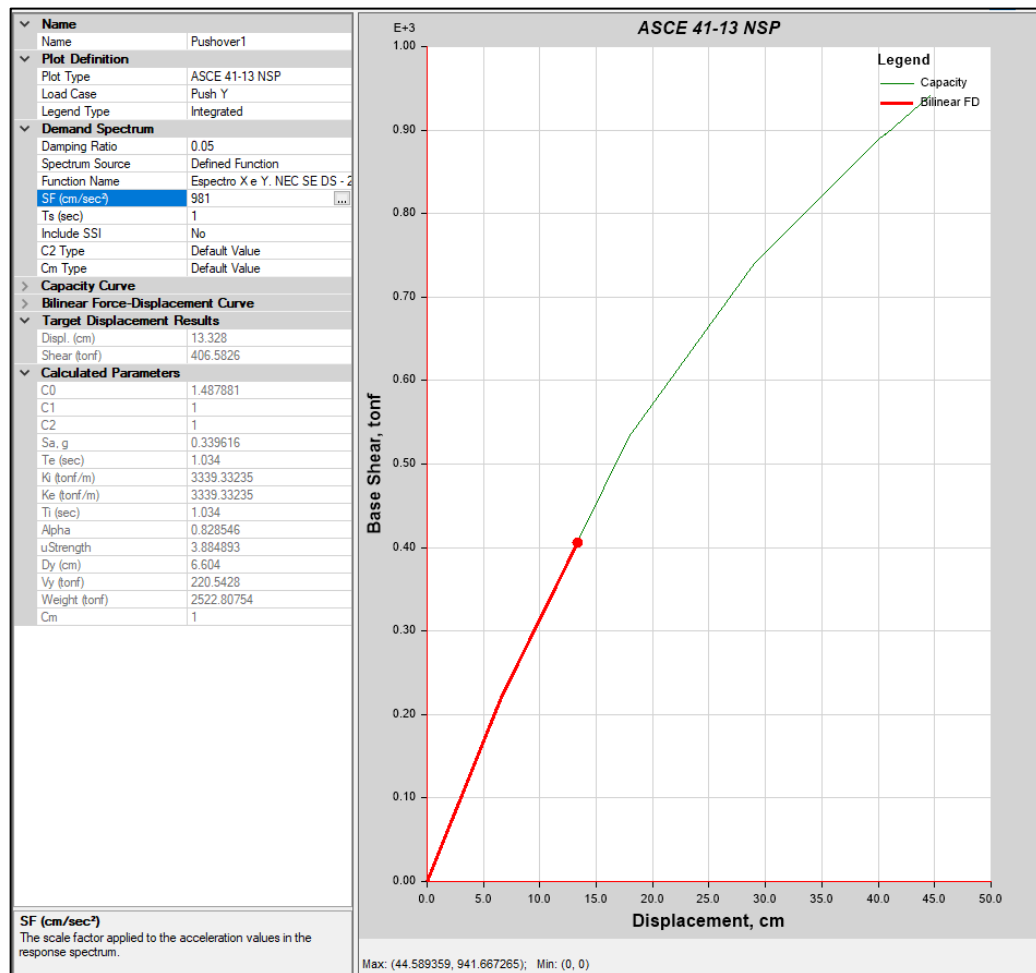
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3755.86/3755.86) = 0\%$$

No hay Pérdida de Rigidez Lateral

b) SISMO DE DISEÑO (T = 475 AÑOS)

Figura 4.148

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 6.60 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 220.54 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 13.32 cm$$

$$V (tonf) = 406.58 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 13.32/6.60 = 2.02$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3339.33 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3339.33 ton/m$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

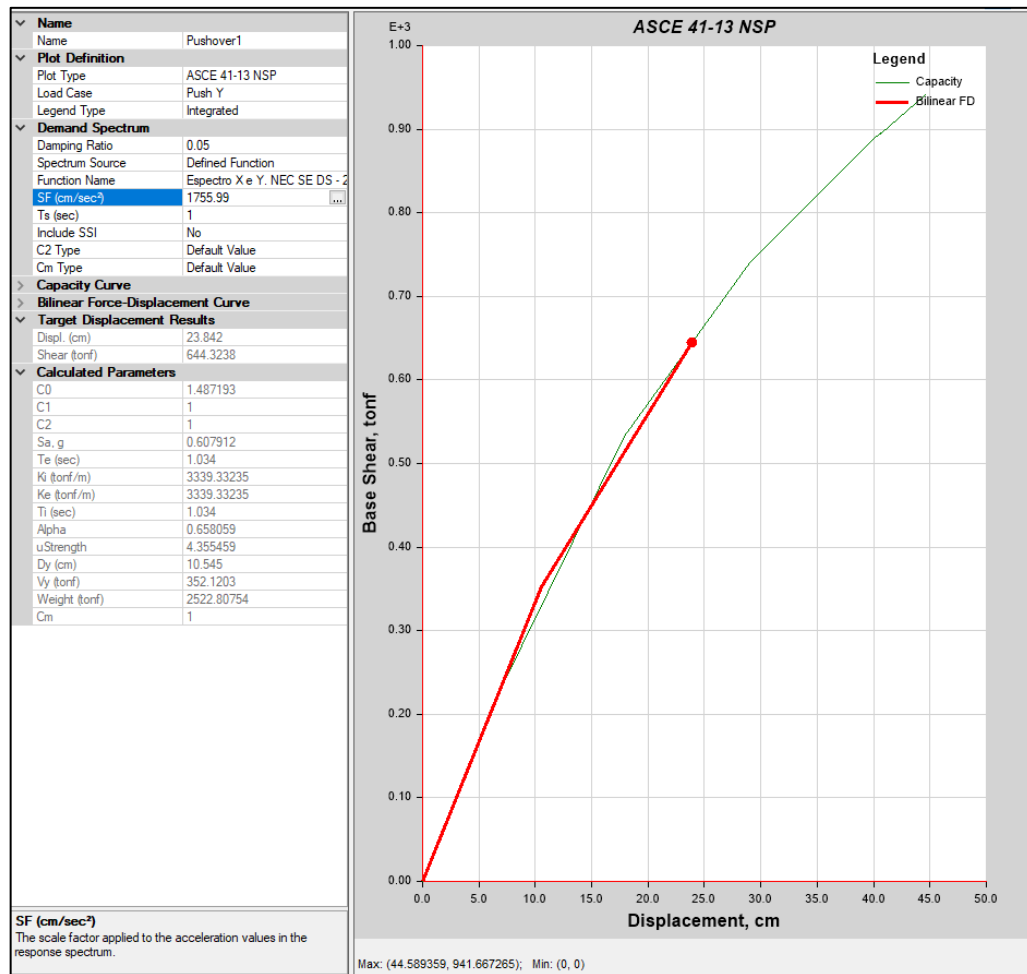
$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3755.86/3755.86) = 0\%$$

No hay Pérdida de Rigidez Lateral

f) SISMO CATASTRÓFICO (T = 2500 AÑOS)

Figura 4.149

Representación Bilineal de Sismo Frecuente en Dirección Y-Y



Fuente: Etabs V20 - Adaptación propia

Punto de Fluencia:

$$D_y \text{ (cm)} = 10.54 \text{ cm}$$

$$V \text{ (tonf)} = 352.12 \text{ tonf}$$

Desplazamiento Ultimo:

$$Du (cm) = 23.84 cm$$

$$V (tonf) = 644.32 tonf$$

Ductilidad:

$$\mu = Du/Dy$$

$$\mu = 23.84/10.54 = 2.26$$

Rigidez Lateral Efectiva:

$$Ke = 3339.33 ton/m$$

Rigidez Lateral Inicial:

$$Ki = 3339.33 ton/m$$

Pérdida de Rigidez Lateral:

$$\% P_{RT} = (1 - Ke/Ki) = (1 - 3755.86/3755.86) = 0\%$$

No hay Pérdida de Rigidez Lateral

En resumen, se tiene los siguientes resultados:

Tabla 4.77

Puntos de Desempeño en la Dirección X. NEC SE DS - 2015

RESUMEN DE PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN "X"											
Tr=42 años		Tr=72 años		Tr=475 años		Tr=975 años		Tr=1500 años		Tr=2500 años	
D	V	D	V	D	V	D	V	D	V	D	V
(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)
		5.73	215.41	13.20	475.74					24.48	811.24

Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.78

Puntos de Desempeño en la Dirección Y. NEC SE DS - 2015

RESUMEN DE PUNTOS DE DESEMPEÑO EN LA DIRECCIÓN "Y"											
Tr=42 años		Tr=72 años		Tr=475 años		Tr=975 años		Tr=1500 años		Tr=2500 años	
D	V	D	V	D	V	D	V	D	V	D	V
(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)	(cm)	(tonf)
		6.91	229.24	13.32	406.58					23.84	644.32

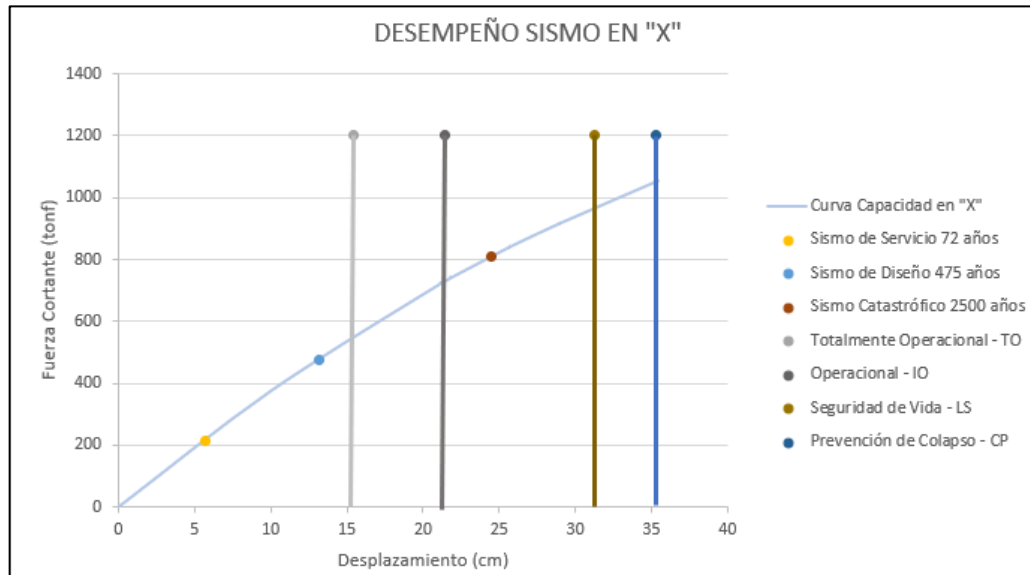
Fuente: Elaboración propia

4.7.3.5 Evaluación de Puntos de desempeño

Los puntos de desempeño se determinarán en base a un esfuerzo cortante y un desplazamiento máximos calculados utilizando el método de los coeficientes, lo que dará como resultado los siguientes resultados:

Figura 4.150

Desempeño Sísmico en X-X



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.79

Evaluación y Objetivo de Desempeño Sísmico en X-X

EVALUACION Y OBJETIVO DE DESEMPEÑO – DIRECCION “X”					
Sismo	Periodo	TO	IO	LS	CP
Frecuente	42 años	■			
Servicio (Ocasional)	72 años		■		
Diseño (Raro)	475 años			■	
Máximo (Muy raro)	2500 años				■

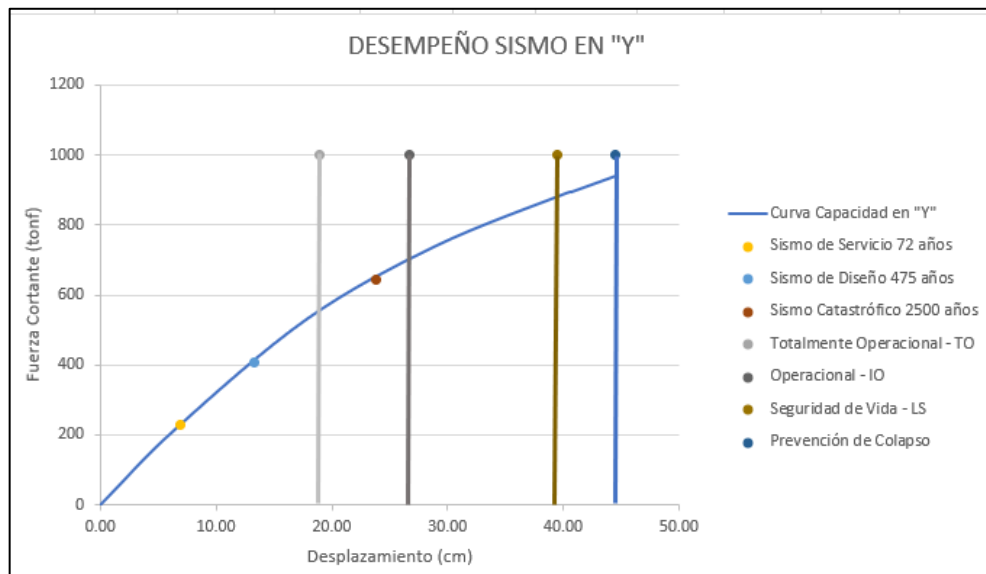
Fuente: Elaboración propia

Por ser una estructura esencial los niveles recomendados Si Cumple el objetivo de desempeño según la SEAOC Visión 2000, 1995 en la dirección “X”, ya que para un sismo frecuente la estructura se encuentra en el rango totalmente operacional,

para 72 años Ocupación inmediata, 475 años Seguridad de vida y para 975 años la estructura presenta un desempeño de prevención al colapso.

Figura 4.151

Desempeño Sísmico en Y-Y



Fuente: Elaboración propia

Tabla 4.80

Evaluación y Objetivo de Desempeño Sísmico en Y-Y

EVALUACION Y OBJETIVO DE DESEMPEÑO – DIRECCION "Y"					
Sismo	Periodo	TO	IO	LS	CP
Frecuente	42 años	■			
Servicio (Ocasional)	72 años		■		
Diseño (Raro)	475 años			■	
Máximo (Muy raro)	2500 años				■

Fuente: Elaboración propia

Por ser una estructura esencial los niveles recomendados Si Cumple el objetivo de desempeño según la SEAOC Visión 2000, 1995 en la dirección “Y”, ya que para un sismo frecuente la estructura se encuentra en el rango totalmente operacional, para 72 años Ocupación inmediata, 475 años Seguridad de vida y para 975 años la estructura presenta un desempeño de prevención al colapso.

4.8 Discusión

a) Discusión N° 1

¿Cuál es la razón detrás de las diferencias significativas en las fuerzas cortantes obtenidas entre el procedimiento de la Norma Técnica Peruana E. 030 y el procedimiento de la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015 en el análisis estático y dinámico de la edificación, particularmente en la dirección X y la dirección Y?

La comparación de los resultados de fuerza cortante entre la Norma Técnica Peruana E. 030 y la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015 es un aspecto importante en la evaluación del desempeño sísmico de una edificación. Los hallazgos muestran diferencias significativas en la magnitud de la fuerza cortante entre ambas normativas, lo que genera una discusión relevante sobre su impacto en la seguridad y el diseño estructural.

En primer lugar, es crucial tener en cuenta que las normativas de diseño sísmico varían según la región geográfica y la evaluación del riesgo sísmico específico para un área determinada. Por lo tanto, las diferencias en las fuerzas cortantes se deben a la adopción de distintos espectros de respuesta sísmica, coeficientes de comportamiento sísmico o suposiciones sobre la intensidad y la frecuencia de los sismos en las normativas respectivas.

Una fuerza cortante mayor en una normativa, como en el caso de la Norma E. 030 con respecto a la NEC SE DS – 2015, indica que se está siendo más conservador en

el diseño, es decir, se están considerando cargas sísmicas más altas. Esto puede ser beneficioso en términos de seguridad estructural, ya que se está diseñando la edificación para resistir cargas sísmicas mayores.

Sin embargo, también es importante considerar que el diseño conservador puede llevar a una estructura potencialmente más costosa. Por lo tanto, la elección entre una normativa más conservadora o menos conservadora dependerá de diversos factores, como el presupuesto disponible, la importancia de la edificación y la tolerancia al riesgo.

Además, es fundamental realizar un análisis más detallado para comprender por qué se obtienen diferencias significativas en las fuerzas cortantes. Esto podría involucrar la revisión de suposiciones específicas de cada normativa, como los espectros de respuesta utilizados, los coeficientes de comportamiento sísmico o las características del suelo. También se deben considerar los parámetros utilizados en el análisis estructural, como la rigidez y la capacidad de amortiguamiento de la estructura.

En última instancia, la elección de la normativa a seguir debe basarse en una evaluación completa que considere todos estos factores. Es importante que los ingenieros y diseñadores estructurales entiendan las diferencias entre las normativas y las apliquen de manera adecuada para garantizar la seguridad y el desempeño sísmico adecuado de una edificación.

b) Discusión N° 2

¿Cuáles son las causas subyacentes de las significativas diferencias en las derivas inelásticas entre la Norma Técnica Peruana E. 030 y la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015, particularmente en las direcciones X e Y, y cómo estas diferencias impactan en el comportamiento sísmico y la seguridad de la edificación?

La comparación de las derivas inelásticas entre el procedimiento de la Norma Técnica Peruana E. 030 y el procedimiento de la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015 es un aspecto importante en la evaluación del desempeño sísmico de la edificación. Estos hallazgos indican que las derivas inelásticas son significativamente mayores cuando se aplica la normativa NEC SE DS – 2015 en comparación con la Norma E. 030, tanto en la dirección X como en la dirección Y. Esta diferencia plantea varias cuestiones y consideraciones importantes:

- Un aumento en las derivas inelásticas implica que la estructura experimentará un mayor desplazamiento inelástico durante un evento sísmico. Esto puede ser un indicativo de un diseño más conservador, ya que se están considerando mayores deformaciones inelásticas para garantizar la seguridad de la edificación.
- Las derivas inelásticas están directamente relacionadas con el grado de daño estructural que una edificación puede experimentar durante un terremoto. Un aumento en las derivas inelásticas podría indicar que la edificación podría ser más vulnerable a daños sísmicos significativos.
- Las mayores derivas inelásticas pueden tener un impacto económico importante, ya que pueden aumentar los costos de reparación y rehabilitación después de un terremoto. También pueden afectar la disponibilidad y funcionalidad de la edificación después del evento sísmico.
- Las diferencias en las derivas inelásticas entre las normativas pueden deberse a varias razones, como diferencias en los espectros de diseño, los coeficientes de comportamiento sísmico o las suposiciones sobre las propiedades de los materiales. Es fundamental comprender por qué estas diferencias existen y cómo afectan al desempeño de la edificación.
- La elección entre seguir una normativa que resulta en mayores derivas inelásticas o una normativa más conservadora debe basarse en la tolerancia al riesgo del propietario o diseñador de la edificación. Si se busca una mayor seguridad a costa de mayores costos, una normativa más conservadora podría ser apropiada.

En resumen, la discusión sobre las diferencias en las derivas inelásticas entre ambas normativas es esencial para comprender el impacto en la seguridad, los costos y la funcionalidad de la edificación durante y después de un terremoto. Esta discusión puede ayudar a tomar decisiones informadas sobre el diseño sísmico y la elección de la normativa adecuada para una situación particular.

c) Discusión N° 3

¿Cuáles son las causas fundamentales de la pérdida de rigidez lateral en la dirección “X” e “Y” observada en la edificación bajo las normativas Norma E. 030 y NEC SE DS – 2015, y cómo estas diferencias en la pérdida de rigidez afectan el desempeño sísmico y la seguridad de la estructura?

La discusión de la pérdida de rigidez en una estructura sometida a cargas sísmicas es un aspecto crítico en la evaluación de su desempeño estructural. Aquí se presentan algunos puntos clave para discutir en relación con los resultados proporcionados:

- Los resultados indican que en ambas normativas (Norma E. 030 y NEC SE DS – 2015), no se observa pérdida de rigidez en la dirección "X" para el máximo valor cortante y desplazamiento máximo de la curva de capacidad. Sin embargo, en la dirección "Y", se registra una pérdida de rigidez en ambas normativas, siendo del 8.30% para la Norma E. 030 y del 6.91% para la NEC SE DS – 2015.
- La pérdida de rigidez lateral en la dirección "Y" puede afectar significativamente el comportamiento sísmico de la estructura. Esto puede traducirse en mayores deformaciones inelásticas y en una respuesta sísmica menos predecible durante un terremoto. Es fundamental discutir cómo esta pérdida de rigidez puede influir en la seguridad de la edificación y en su capacidad para soportar cargas sísmicas.
- Las razones detrás de la pérdida de rigidez en la dirección "Y", está relacionado con la geometría de la estructura, la distribución de masas, la resistencia de los materiales y las conexiones entre elementos estructurales, entre otros factores.

En resumen la pérdida de rigidez lateral en mayor proporción en la dirección “Y” es muy importante para la evaluación del desempeño sísmico de la edificación. Esto no solo implica comprender las causas, sino también considerar como éstas observaciones influyen en las recomendaciones y decisiones de diseño para futuros proyectos.

d) Discusión N° 4

Justificar el empleo de ASCE 41-13 y no la versión más reciente ASCE 41-17

Se han utilizado las 2 versiones, el ASCE 41-17 para asignación de las rótulas plásticas en columnas y vigas, el ASCE 41-13 se ha utilizado toda vez que la versión del software (ETABS V20) para hallar la curva capacidad y el punto de desempeño de la edificación por el método de los coeficientes solo admite dicho procedimiento, lo que se evidencia en varios resultados numéricos.

La elección entre ASCE 41-13 y ASCE 41-17 para el análisis por desempeño de edificaciones también depende de varios factores, incluyendo la ubicación de la estructura, los requisitos del código de construcción local, la disponibilidad de recursos y la naturaleza específica del proyecto. A continuación, se detallan algunas consideraciones para elegir una u otra:

- En primer lugar, es importante verificar el código de construcción local y las normativas vigentes en la ubicación de la estructura. Algunas jurisdicciones pueden requerir el uso de una versión específica de la norma ASCE 41-13
- ASCE 41-13 y ASCE 41-17 tienen diferencias en términos de enfoque y procedimientos de análisis. La elección depende de la disponibilidad de personal capacitado y recursos técnicos para implementar una u otra norma de manera efectiva.
- El tipo de estructura y su antigüedad influyen en la elección. Algunos tipos de estructuras pueden beneficiarse más de una versión específica de la norma debido a diferencias en los enfoques de evaluación y rehabilitación. El ASCE

41-13 tiene un enfoque a la evaluación de estructuras, mientras que el ASCE 41-17 su enfoque ya abarca además a la rehabilitación.

En resumen, la elección entre ASCE 41-13 y ASCE 41-17 debe basarse en una evaluación detallada de los factores mencionados anteriormente y adaptarse a las necesidades específicas del proyecto y las regulaciones locales

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 Conclusiones

Luego de los resultados obtenidos de la evaluación estructural del módulo principal de la edificación denominado “Palacio Municipal de la Provincia de Chanchamayo” y comparando entre la Norma E. 030 Diseño Sismo resistente de Perú y la Norma NEC SE DS – 2015 se concluye lo siguiente:

- La edificación es una estructura irregular en planta y altura con una geometría muy diferenciada entre los niveles de la misma con masas distribuidas por piso no uniforme con altas excentricidades conllevando a irregularidades torsionales, por lo que se realizó el análisis a la situación y condición actual de la edificación mediante visitas y toma de medidas de sus elementos estructurales comparados con los planos obtenidos y no se evidenció algún daño estructural en todos los pisos (8 niveles)

- Se obtuvieron los puntos de desempeño para cada espectro de respuesta de ambas normas (Norma E. 030 y NEC SE DS – 2015) y se graficaron en la curva de capacidad de desplazamiento inelástico de la ATC 40, 1996, ubicándose en los límites de desempeño en ambas direcciones. Con los resultados obtenidos aplicando la Norma E. 030 y NEC SE DS – 2015 para una estructura esencial los niveles recomendados Si Cumple el objetivo de desempeño según la SEAOC Visión 2000, 1995 en ambas direcciones “X” e “Y”, ya que para un sismo frecuente la estructura se encuentra en el rango totalmente operacional, para 72 años Ocupación inmediata, 475 años Seguridad de vida y para 975 años la estructura presenta un desempeño de prevención al colapso.

- Para un máximo valor cortante y un desplazamiento máximo de la curva de capacidad en la dirección “X” no hay pérdida de rigidez, mientras que en la dirección en “Y” si hay pérdida de rigidez lateral de 8.30% para la misma condición de valor cortante y desplazamiento con los resultados aplicando la

Norma E. 030. Para el caso de la NEC SE DS – 2015, en la dirección “X” no hay pérdida de rigidez, mientras que en la dirección “Y”, la pérdida de rigidez es del 6.91%.

- Para el diseño sísmico basado en desplazamiento realizado el espectro de respuesta para la Norma E 030, como para la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015 el valor del factor de reducción se consideró $R=1$ para una respuesta estructural estrictamente elástico. Se concluye que la Norma Técnica Peruana E. 030 es más conservadora que la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015 por los resultados obtenidos tanto en el análisis Estático, Dinámico, No Lineal (pushover) y en el desempeño de la estructura.

- La Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015 en el acápite de Configuración Estructural no contempla la Irregularidad Torsional Extrema ya que, dada la irregularidad en la distribución de masas y las altas excentricidades en la edificación, se evidencia cambios bruscos en las dimensiones en planta y no es suficiente evaluar solo como Irregularidad Torsional. Asimismo, dicha norma, no contempla en altura la Irregularidad de Resistencia (piso débil), Irregularidad Extrema de Rigidez, Irregularidad Extrema de Resistencia, Discontinuidad en los Sistemas Resistentes y discontinuidad extrema en los elementos resistentes. Obviar esta evaluación limita los coeficientes de reducción, los espectros de respuesta de la estructura y el desempeño de la edificación. La Norma Peruana no considera la aplicación de factores de modificación de rigidez de los elementos estructurales para el diseño sismorresistente. Estos factores son aplicados para obtener la rigidez efectiva de la estructura durante eventos sísmicos. La reducción en la rigidez se debe a la deformación inelástica de los elementos estructurales y la posibilidad de daño acumulado durante un sismo.

5.2 Recomendaciones

- Aunque no se evidenciaron daños estructurales en la edificación durante la evaluación, se recomienda a la Municipalidad Provincial de Chanchamayo, entidad que ocupa la edificación establecer un programa de monitoreo continuo para detectar cualquier cambio en su comportamiento estructural a lo largo del tiempo. Esto ayudará a identificar posibles problemas en etapas tempranas y tomar medidas preventivas.

- Por los resultados de desempeño obtenidos, se recomienda a las entidades de control como los gobiernos regionales, las municipalidades provinciales y distritales la adopción continua de las Normas E. 030 y NEC SE DS – 2015 en la planificación, diseño y evaluación de estructuras esenciales en el Perú y Ecuador respectivamente. Además, sería beneficioso continuar monitoreando y actualizando los diseños según sea necesario para asegurar que la estructura siga cumpliendo con los estándares de seguridad y desempeño a lo largo del tiempo, especialmente teniendo en cuenta las condiciones cambiantes y la evolución de los conocimientos en ingeniería estructural.

- Se recomienda al Comité de Diseño Sismorresistente E 030 del Perú tomar en consideración una revisión detallada de la aplicación de factores de modificación de rigidez en el diseño estructural, particularmente en relación con la Norma E 030. Es importante garantizar que se apliquen los factores de modificación de manera adecuada y coherente para una evaluación precisa del desempeño sísmico.

- Considerando que se encontró que la Norma Técnica Peruana E. 030 es más conservadora que la Norma Ecuatoriana NEC SE DS – 2015, se recomienda al Comité de Diseño Sismorresistente E 030 tomar en consideración que la Norma NTP E. 030, contemple el método basado en desplazamientos ya que actualmente solo está permitido diseñar estructuras con el Análisis Estático y Dinámico, habiéndose demostrado que estos análisis no contemplan el comportamiento inelástico de la estructura, además de considerar el agrietamiento de los elementos estructurales ya que se sabe que estos al soportar fuerzas cortantes elevados

alcanzando grandes desplazamientos superando lo estipulado en dicha norma tiene efectos de degradación del concreto agrietándose en muchos casos las vigas, columnas y muros.

- Se recomienda en general que el Comité Técnico de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC SE DS – 2015 en el acápite de Configuración Estructural contemple la Irregularidad Torsional Extrema, Irregularidad de Resistencia (piso débil), Irregularidad Extrema de Rigidez, Irregularidad Extrema de Resistencia, Discontinuidad en los Sistemas Resistentes y discontinuidad extrema en los elementos resistentes, ya que dada la irregularidad en la distribución de masas y las altas excentricidades en la edificación, se evidencia cambios bruscos en las dimensiones en planta y altura. Obviar estas configuraciones limita los coeficientes de reducción, los espectros de respuesta de la estructura y el desempeño de la edificación, al Comité Técnico E 030 del diseño sismorresistente de la Norma Peruana considerar la aplicación de factores de modificación de rigidez de los elementos estructurales. y a las universidades de ambos países (Peru y Ecuador), se recomienda establecer en su silabo curricular conocer la aplicación de la metodología de Diseño basado en Desempeño o desplazamiento a modo de impulsar el aporte de los futuros estudiantes a las metodologías actualmente conocidas como el FEMA 440, SEAOC VISIÓN 2000 – 1995, ASCE 41 13 y bibliografía ya existente.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

I. BIBLIOGRAFÍA

- Agencia Federal para el Manejo de Emergencias [FEMA 440]. (2005). Mejora de los procedimientos de análisis sísmico estático no lineal (Vol. Report N^o 440). Washington, D.C.
- Aguiar M. (2010) “Diseño Sísmico Basado en desempeño para una Edificación Esencial de Concreto Reforzado”
- ASCE/SEI 41-17. (2017). Evaluación sísmica y reacondicionamiento de edificios existentes. Reston, Virginia: EEUU: Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles.
- ATC 40. (1996). Evaluación sísmica y reacondicionamiento de edificios de concreto. California: SEISMIC.
- Calcina , R. M. (2017). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de once pisos utilizando análisis estático y dinámico no-lineal. Tesis de maestría, Universidad Privada de Tacna. <http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/499>.
- Carrillo J. (2008) “Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras utilizando un Diseño por Desempeño”
- Chopra K. y Goel K. (2001) “Direct Displacement-Based Design: Use of Inelastic Design Spectra vs. Elastic Design Spectra”. Earthquake Spectra, Vo. 17, No. 1, pp. 47-64.
- Choque, J., y Luque, E. (2019). Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E.030. Tesis de pregrado, Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa. <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>.
- Godoy, V. (2011) “Evaluación del comportamiento sísmico de edificio altos dimensionados mediante el método de diseño por desplazamientos”. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Gómez Hurtado, C. A. (2015). Análisis comparativo entre la metodología de diseño basada en fuerzas y la metodología de diseño basada en desplazamiento

para sistemas combinados. Bogotá : Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito.

- Kowalshy J. “Direct Displacement-Based Design: A Seismic Design Methodology and its Application to Concrete Bridges”, A Dissertation submitted in partial satisfaction of the requirements for degree Doctor of Philosophy in Engineering Science (Structural Engineering), Universidad de California, San Diego, 1997.
- Muñoz, A., Tinman, M., & Quiun, D. (2001) “Riesgo sísmico de edificios peruanos” Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2014) “Cargas Sísmicas Diseño Sismoresistente”
- Norma Técnica E-030 (2014) “Diseño Sismoresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones”
- Pérez F. (2014) “Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos (DDBD)
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures. Pavia: IUSS PRESS.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M, Kowalsky, M. J. (2007), “Displacement Based Seismic Design of Structures”, IUSS Press, Pavia, Italia.
- Rodríguez I. (2012) Art. “Diseño por desempeño de Edificios Altos de Hormigón Armado a Través del Análisis No Lineal de Historia en el Tiempo”
- Ronald J. (2015) Resumen: ATC 40 CAP. 8 Procedimiento de Análisis Estático No Lineal
- Suarez, V. (2009) “Diseño basado en desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas”. Revista Tecnológica ESPOL, 47-59.
- Carrillo, J. (2008). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño. Dyna, 75(155), 91-102.
- Badillo, A. S., & Gilmore, A. T. (2008). Diseño por desempeño de estructuras dúctiles de concreto reforzado ubicadas en la zona del lago del distrito federal: ejemplo de aplicación. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (78), 47-71.

- Bances Puerta, G. A. (2022). Estado de arte del análisis no lineal estático y dinámico para determinar el comportamiento inelástico en estructuras de concreto armado.
- Bermúdez Chávez, L. A. (2021). Evaluación de la aplicación del análisis no lineal al desarrollo de estructuras de concreto armado influenciadas por fuerzas sísmicas, en edificaciones urbanas: una revisión de la literatura científica de los años 2006–2019.
- Ugas Cervera, M. L. (2021). Análisis de vulnerabilidad sísmica basado en el método pushover.
- Peñaloza Condori, R. (2021). *ANÁLISIS ESTÁTICO INCREMENTAL PARA ESTIMAR EL DESEMPEÑO SISMICO DE LA "INSTITUCION EDUCATIVA G.U.E SAN CARLOS" PUNO* [Universidad Privada de Tacna]. Repositorio Institucional.
- Quizhpilema, A. (2017). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica del edificio de aulas de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Central del Ecuador, utilizando la Norma Ecuatoriana de la Construcción (*NEC-SE-RE, 2015*), [Universidad Central del Ecuador]. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/9608>
- Suelos, S. d. (s.f.). Obtenido de <https://sismica.com.mx/servicios/espectros-diseno-sismico-sitio.php>
- Vielma Pérez, J. (2008). Caracterización del comportamiento sísmico de edificios de hormigón armado mediante la respuesta no lineal [Tesis de Doctorado, Universidad Politécnica de Catalunya]. Repositorio Institucional. Obtenido de <http://hdl.handle.net/2117/93564>

MATRIZ DE CONSISTENCIA

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPOTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES	METODOLOGIA
Problema General	Objetivo General	Hipótesis General	Variable Independiente			
¿Cuál es la metodología racional de diseño sísmico basado en desplazamientos para sistemas duales y muros estructurales?	Evaluar mediante el Desempeño Sísmico el estado actual del edificio del Palacio Municipal de la Municipalidad Provincial de Chanchamayo, con el objeto de proponer medidas a adoptar para garantizar la seguridad estructural del edificio y la minimización de riesgos ante la ocurrencia de futuros eventos sísmicos	La metodología racional de diseño sísmico basado en desplazamientos, propuesto permitirá tener un comportamiento sísmico estructural apropiado.	Método de diseño basado en desplazamientos	Diseño por desempeño y Resistencia Lateral Requerida	Niveles de daño y Estabilidad Estructural	<p>Tipo de Investigación Cuantitativa</p> <p>Diseño de la Investigación En primer lugar, se trabajará con una estructura de 09 pisos de altura ubicado en la ciudad de La Merced Chanchamayo – Junín, se trata del edificio “Centro Cívico de la Provincia de Chanchamayo” (zona sísmica 2). El edificio es un sistema estructural dual y muros estructurales, de forma irregular en planta y elevación.</p>
Problemas Específicos	Objetivos Específicos	Hipótesis Específicos	Variable Dependiente			
1.- ¿Cuál sería el modelo óptimo de análisis del Palacio Municipal de la Municipalidad Provincial de Chanchamayo?	1.- Evaluar el estado actual de la edificación para determinar si la edificación presenta daños estructurales, encontrar las causas fundamentales que originaron dichos daños y propuestas de solución	1.- Evaluando el estado actual de la edificación se podrá ver deformaciones, agrietamientos, flechas, para determinar las causas proponiendo una solución.				Los valores de las cargas permanentes, variables, algunas combinaciones y demás parámetros que definen la acción sísmica general se tomaron de la norma E-020 del RNE y NEC SE DS - 2015. Con las dimensiones de los elementos estructurales de toda la edificación y para los análisis y cálculos de la estructura se utilizará el programa computacional ETABS V20 y ciertos cálculos se realizarán en hojas de cálculo tipo EXCEL. Se realizará un análisis lineal estático, aplicando el método de diseño sísmico basado en fuerzas, en el que la acción sísmica será representada por fuerzas laterales definidas según los requerimientos de la norma E-030 del RNE y NEC SE DS - 2015. Se implementará el método para el diseño de un edificio con sistema dual y muros estructurales de concreto armado, para lo cual se utilizará el procedimiento de la estructura sustituta para modelar un sistema de múltiples grados de libertad con comportamiento elastoplástico por medio de un sistema elástico equivalente de un grado de libertad que aproxime la respuesta no lineal máxima. Para la verificación se efectuará un análisis estático No Lineal Pushover; para lo cual se hará uso del programa ETABS V20, obteniéndose así la curva de capacidad, espectro de capacidad y el punto de desempeño, resultados que deben estar en correlación con los encontrados por el método DBD.
2.- ¿Cual sería el desempeño estructural de la edificación aplicando los parámetros de la Norma Técnica Peruana E. 030 y la Norma Ecuatoriana NEC SE DS - 2015	2.- Establecer el nivel de desempeño estructural que podría alcanzar la estructura en análisis, para las condiciones existentes	2.- Conociendo el nivel de desempeño sabremos si la estructura cumple el objetivo establecido por la SEAOC Visión 2000, 1995 para una edificación esencial.				
3.- ¿Cuál será la curva de capacidad de la estructura conforme a su configuración estructural?	3.- Determinar la curva de capacidad de carga de la estructura, mediante el método estático no lineal	3.- Con la curva de capacidad verificaremos la ductilidad de la edificación	Desempeño Sísmico de la Edificación	Comportamiento de cada elemento y Sismo de Diseño	Desplazamientos y Sismos de Intensidad	<p>Población y Muestra Población.- La población se considerará la edificación en si denominado Palacio Municipal de la Provincia de Chanchamayo constituido por 8 niveles de concreto armado. Muestra.- La muestra corresponde a toda la información recopilada como planos de arquitectura, estructuras, especificaciones técnicas, fotografías, obteniéndose los mismos con las visitas realizadas al Centro Cívico del principal ambiente materia de la presente investigación.</p> <p>Técnicas e Instrumentos Las principales técnicas e instrumentos utilizados en la presente investigación son: -Análisis documental: Libros, Normas internacionales, artículos, Publicaciones, páginas Web, Tesis, Planos. - Aplicación de programas: Etabs, Microsoft Excel, Microsoft Word. - Norma Técnica Peruana NTP E. 030 Diseño Sismo resistente - Norma Ecuatoriana NEC SE DS - 2015</p>
4.- ¿Qué recomendaciones se espera para garantizar la seguridad estructural de la edificación para reducir riesgos ante futuros eventos sísmicos?	4.-Proponer en forma general recomendaciones a seguir para garantizar la seguridad estructural de la edificación y para la minimización de riesgos ante futuros eventos sísmicos	4.- Con las recomendaciones acertadas luego de la evaluación por desempeño se minimizarán los riesgos de la edificación ante futuros eventos sísmicos.				
5.- ¿Qué diseño se realizará a la estructura considerando la Norma Técnica Peruana NTP E. 030 y la Norma Ecuatoriana NEC SE DS - 2015.	5.- Realizar el diseño sísmico de la estructura mediante el método directo basado en desplazamientos adaptando algunos parámetros a la Norma Técnica Peruana de diseño sísmorresistente E. 030 y Norma Ecuatoriana NEC SE DS - 2015.	5.- Se conocerán las diferencias entre los parámetros adoptados tanto de la Norma Técnica Peruana NTP E. 030 y la NEC SE DS - 2015				

ANEXO “A”

PANEL FOTOGRÁFICO



Fotografía 1: Interior de Palacio Municipal Columna circular



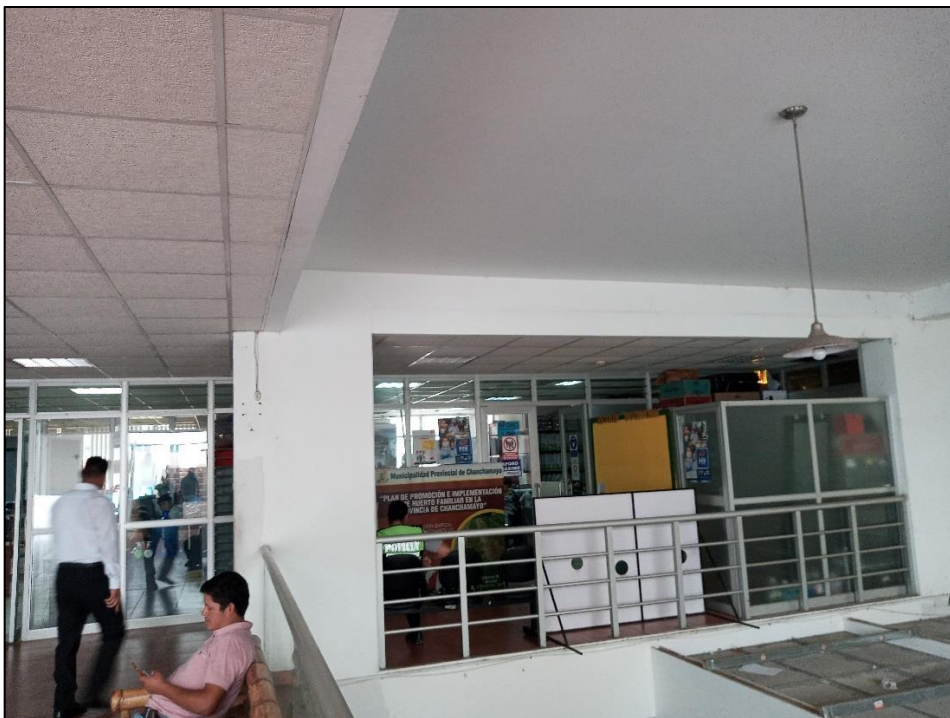
Fotografía 2: Interior de Palacio Municipal Caja de ascensor



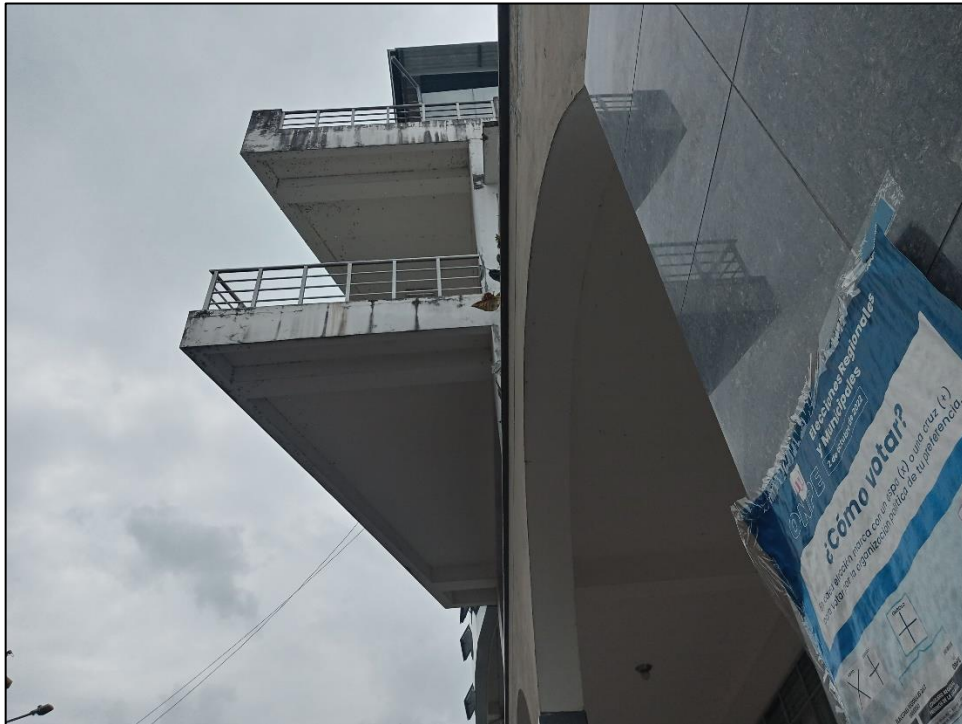
Fotografía 3: Interior de Palacio Municipal Caja de Ascensor



Fotografía 4: Interior de Palacio Municipal segundo piso



Fotografía 5: Exterior de Palacio Municipal volado tercer y cuarto piso



Fotografía 6: Interior de Palacio Municipal – Terraza (segundo piso)



Fotografía 7: Interior de Palacio Municipal - Auditorio (tercer piso)



Fotografía 8: Interior de Palacio Municipal primer piso



Fotografía 9: Interior de Palacio Municipal Acceso a cuarto piso



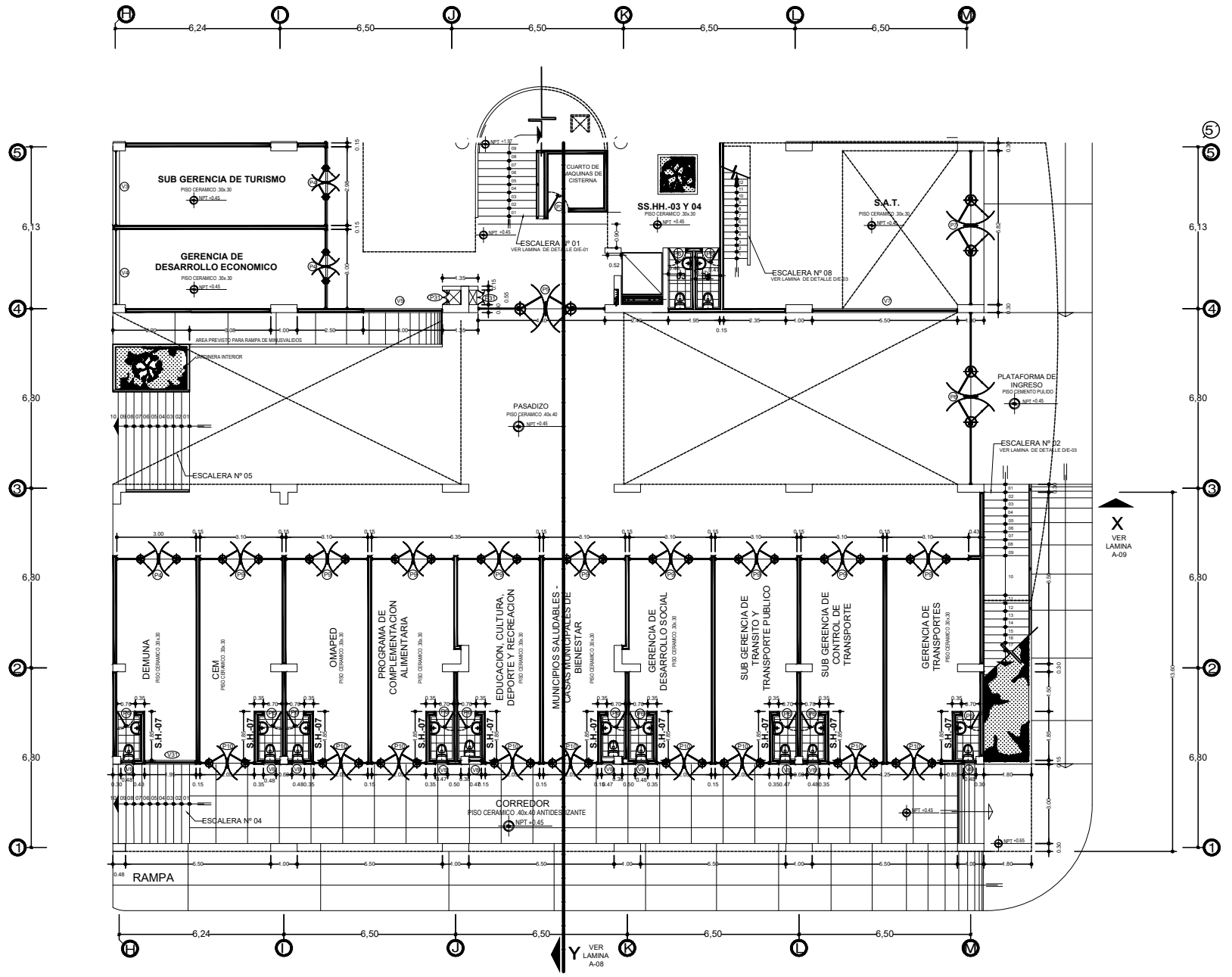
Fotografía 10: Interior de Palacio Municipal Vista de Terraza y volado de Tercer piso



Fotografía 11: Vista de la terraza y volado del tercer piso del Palacio Municipal

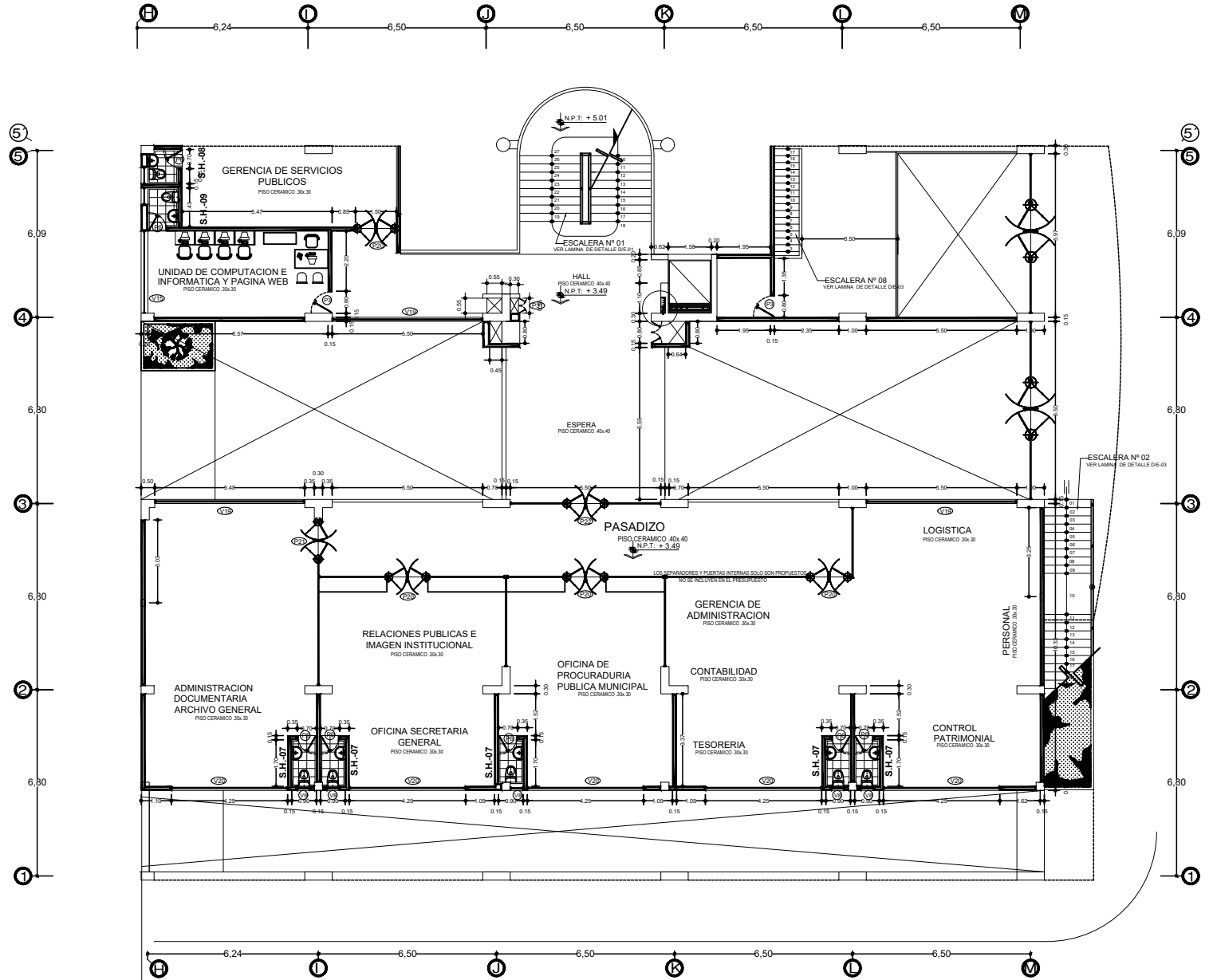
ANEXOS “B”

PLANOS



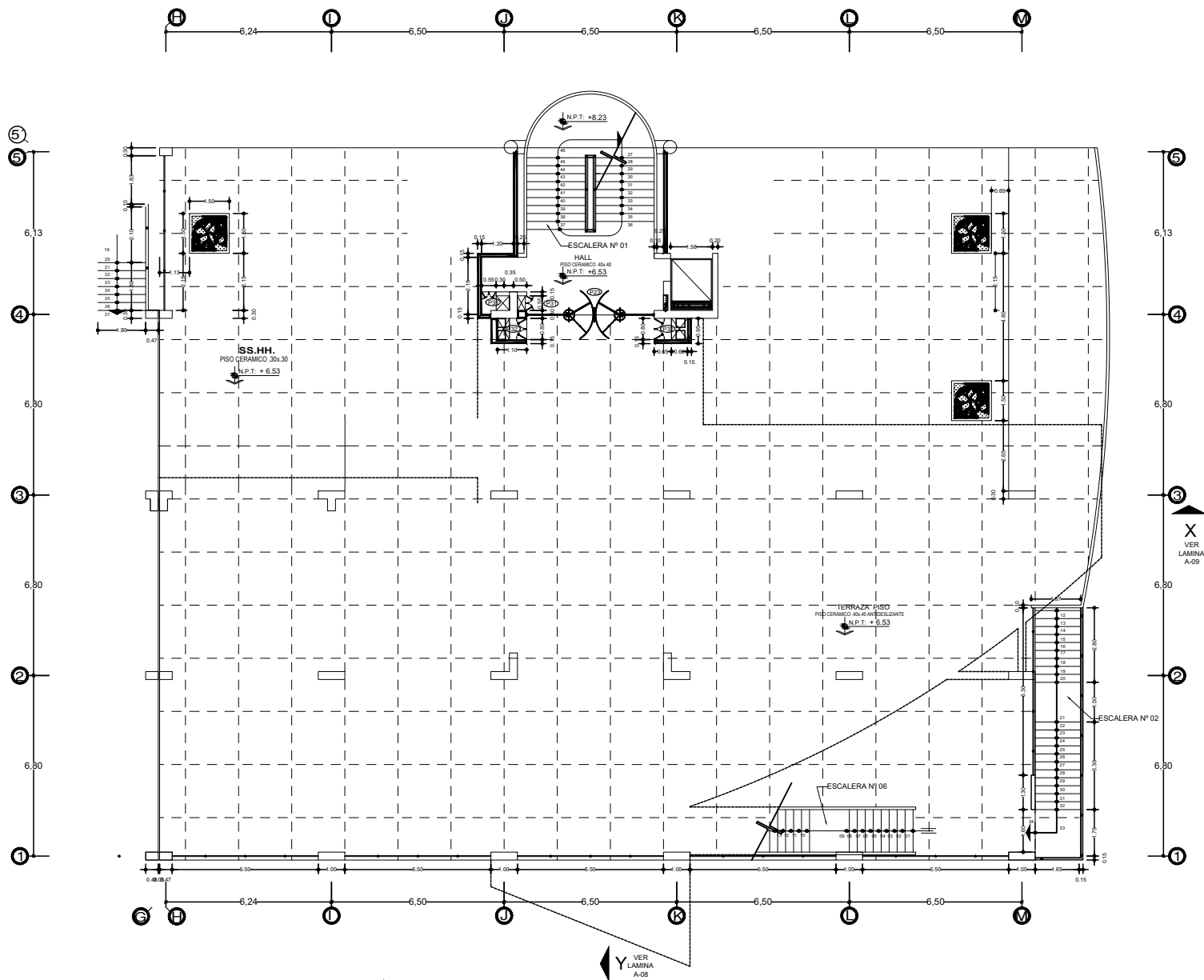
PRIMER PISO

escala: 1/100



MEZANINE

escala: 1/100

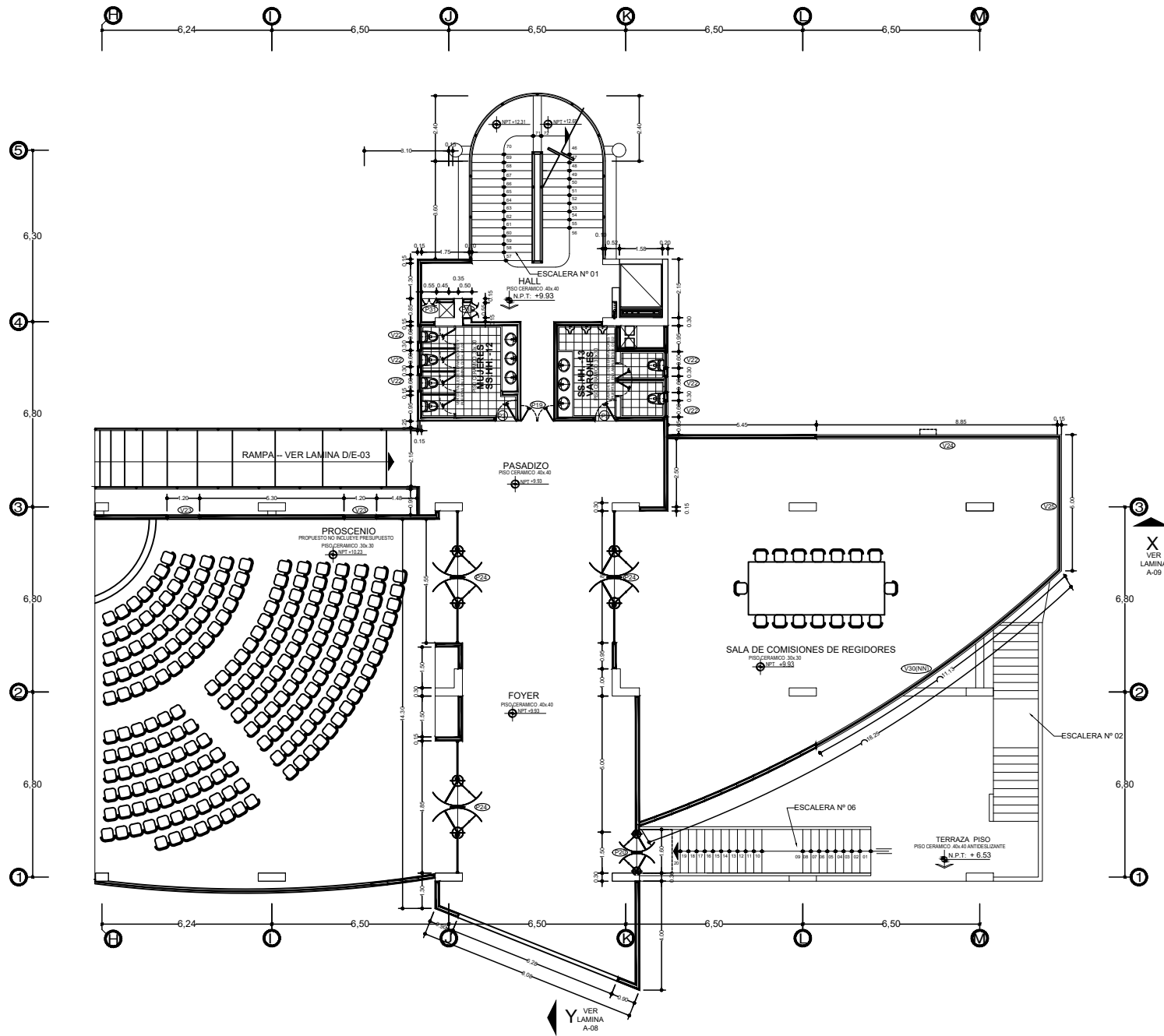


SEGUNDO PISO

escala: 1/75

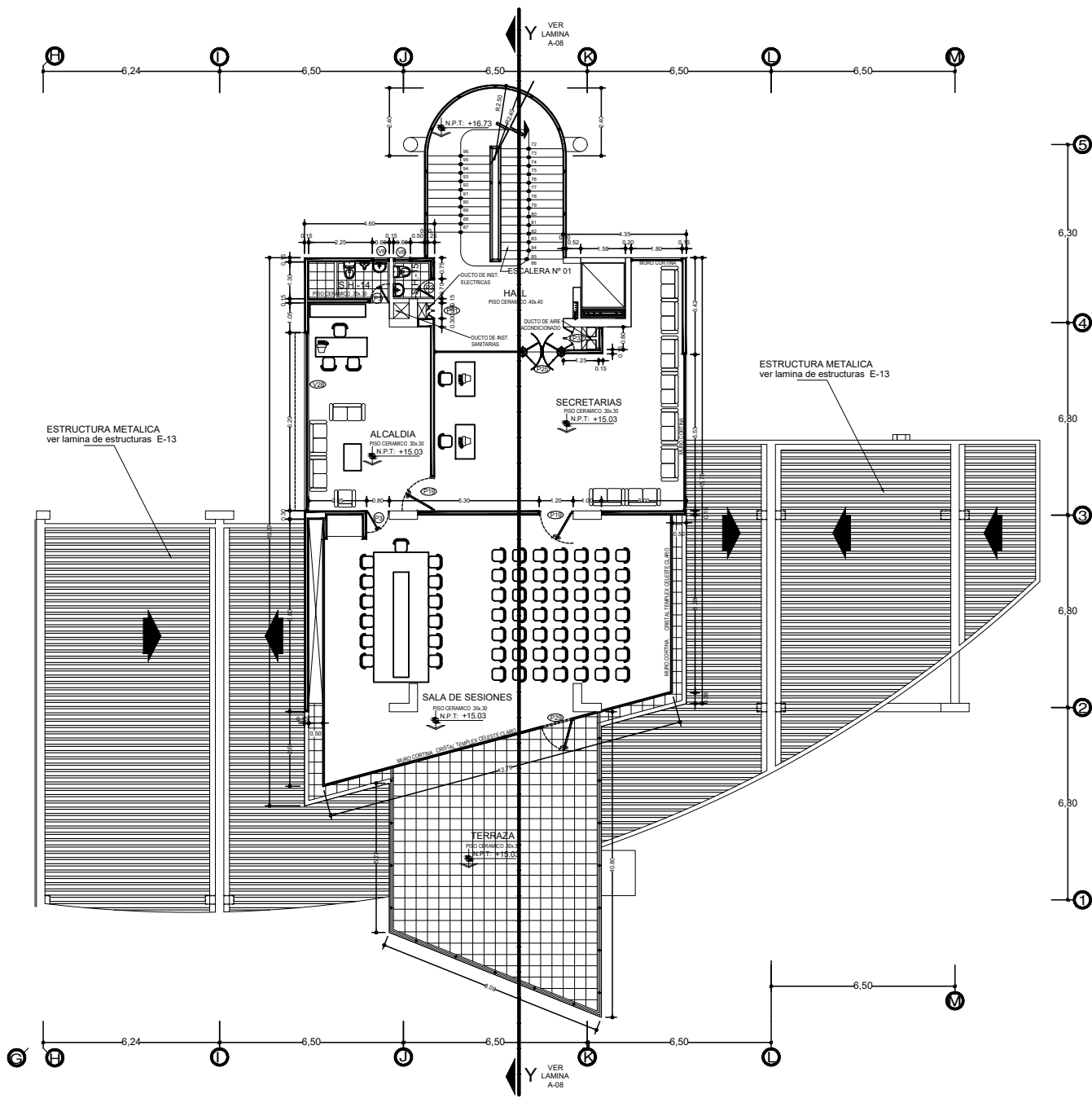
Y
VER
LAMINA
A-08

X
VER
LAMINA
A-09



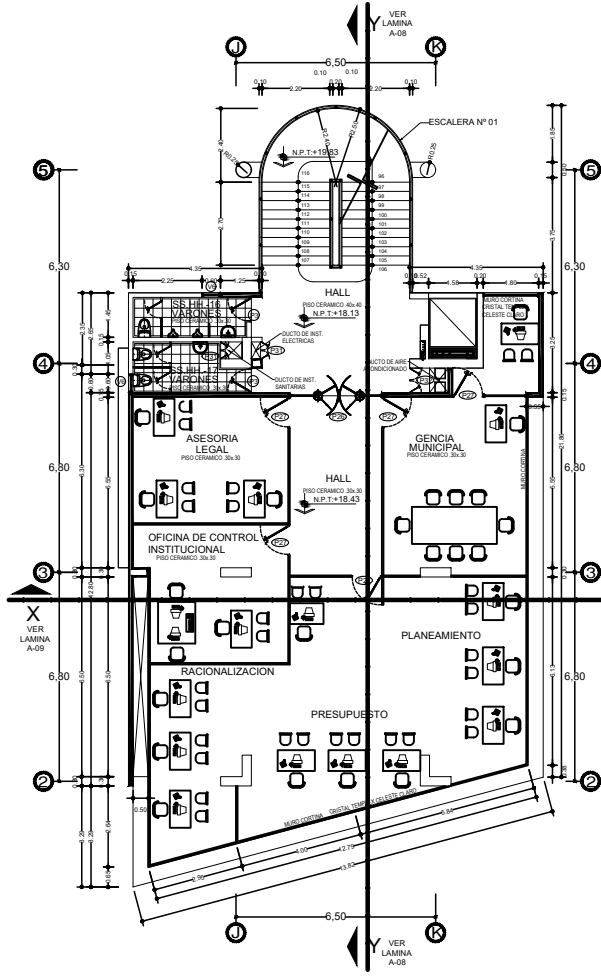
TERCER PISO

escala: 1/75



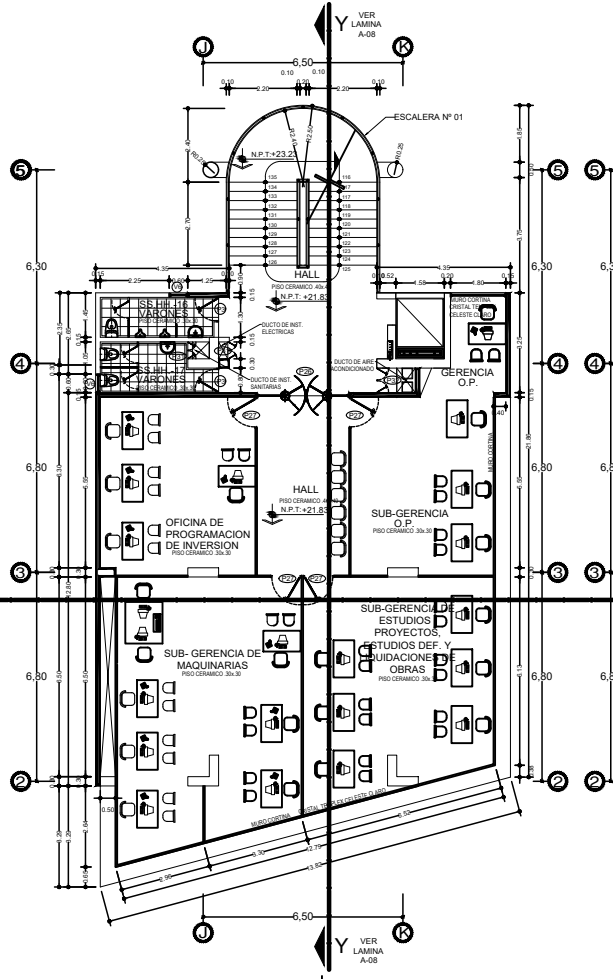
CUARTO PISO

escala: 1/75



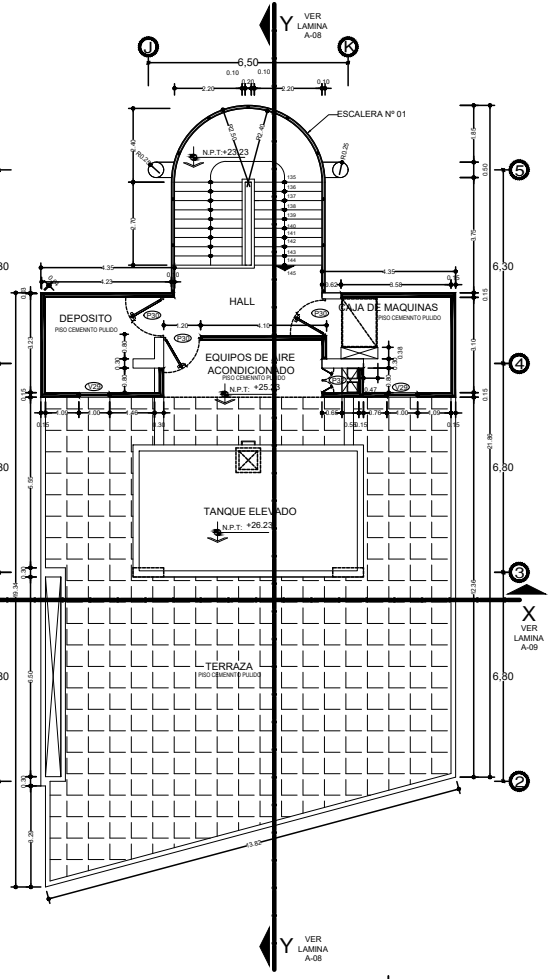
QUINTO PISO

escala: 1/75



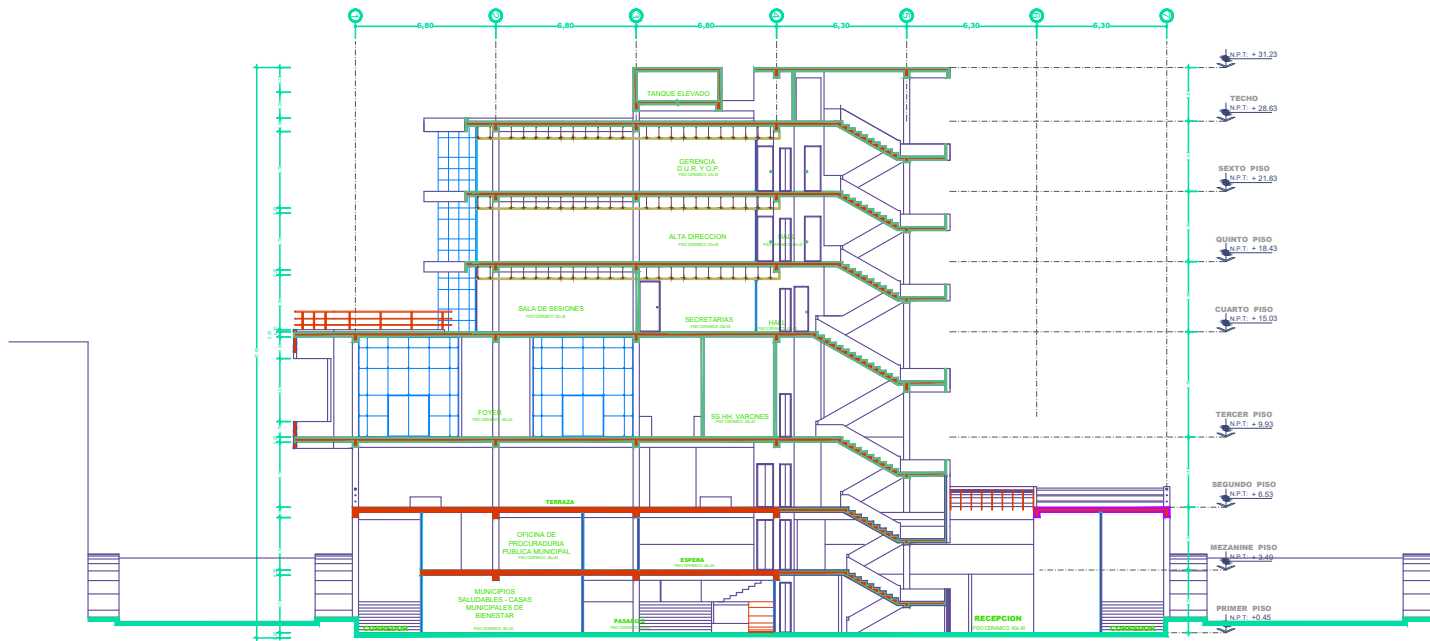
SEXTO PISO

escala: 1/75



AZOTEA

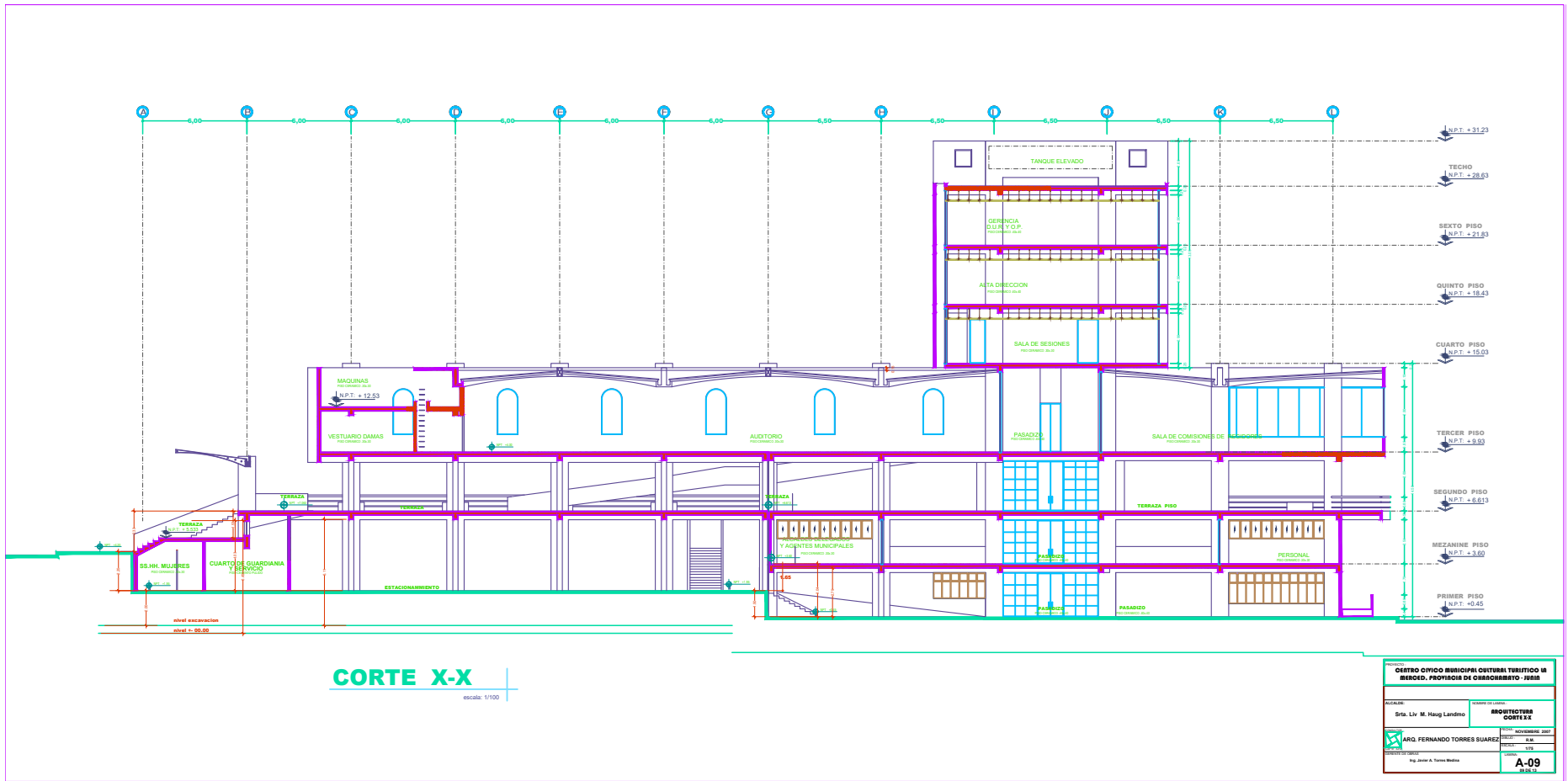
escala: 1/75



CORTE Y-Y

escala: 1/100

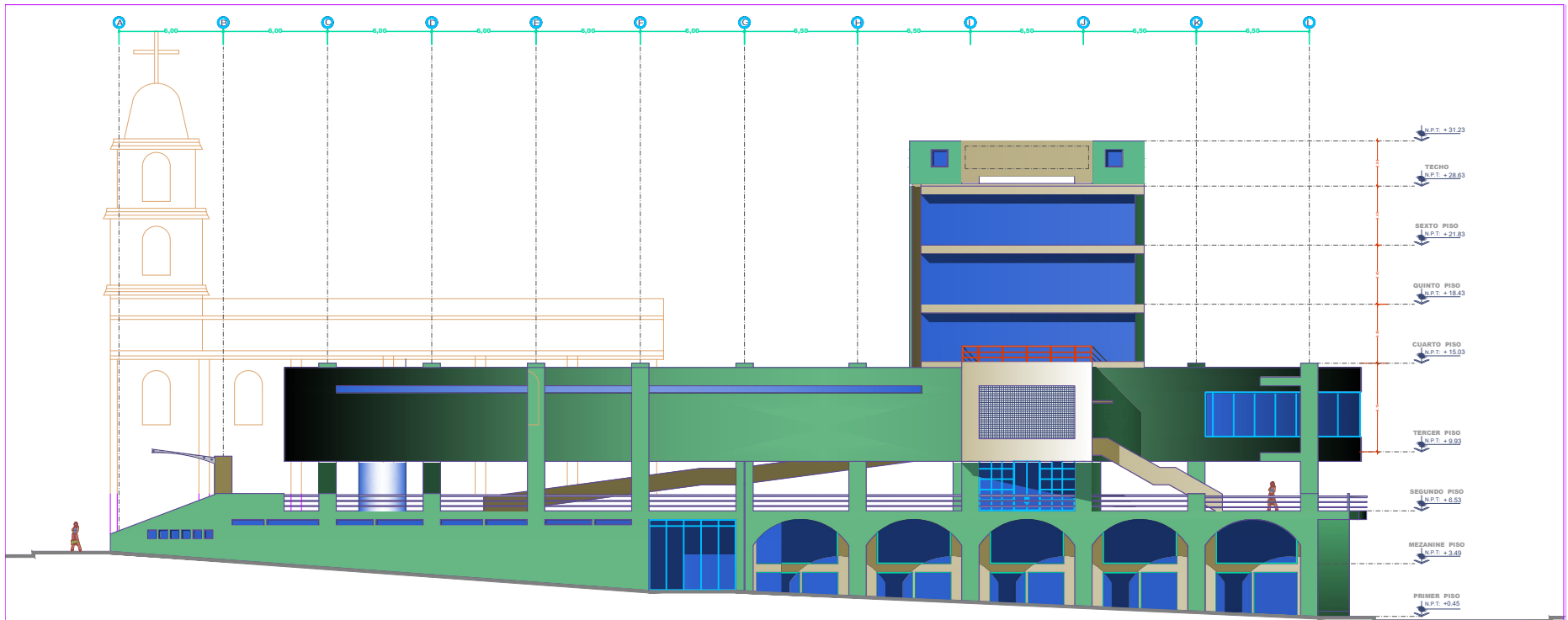
CENTRO OFICINA MUNICIPAL CULTURAL TURISTICO IN MERCADO, PROVINCIA DE OROQUENSA - JUAN	
CLIENTE: Srta. Liv M. Haug Lundemo	PROYECTISTA: PROYECTOS CORTE IV
ARQUITECTO: DR. FERNANDO TORRES SUAREZ	ESCALA: 1/100
INGENIERO: Ing. Javier A. Torres Medina	FECHA: 2015
A-08 2x32,7	



CORTE X-X

escala: 1/100

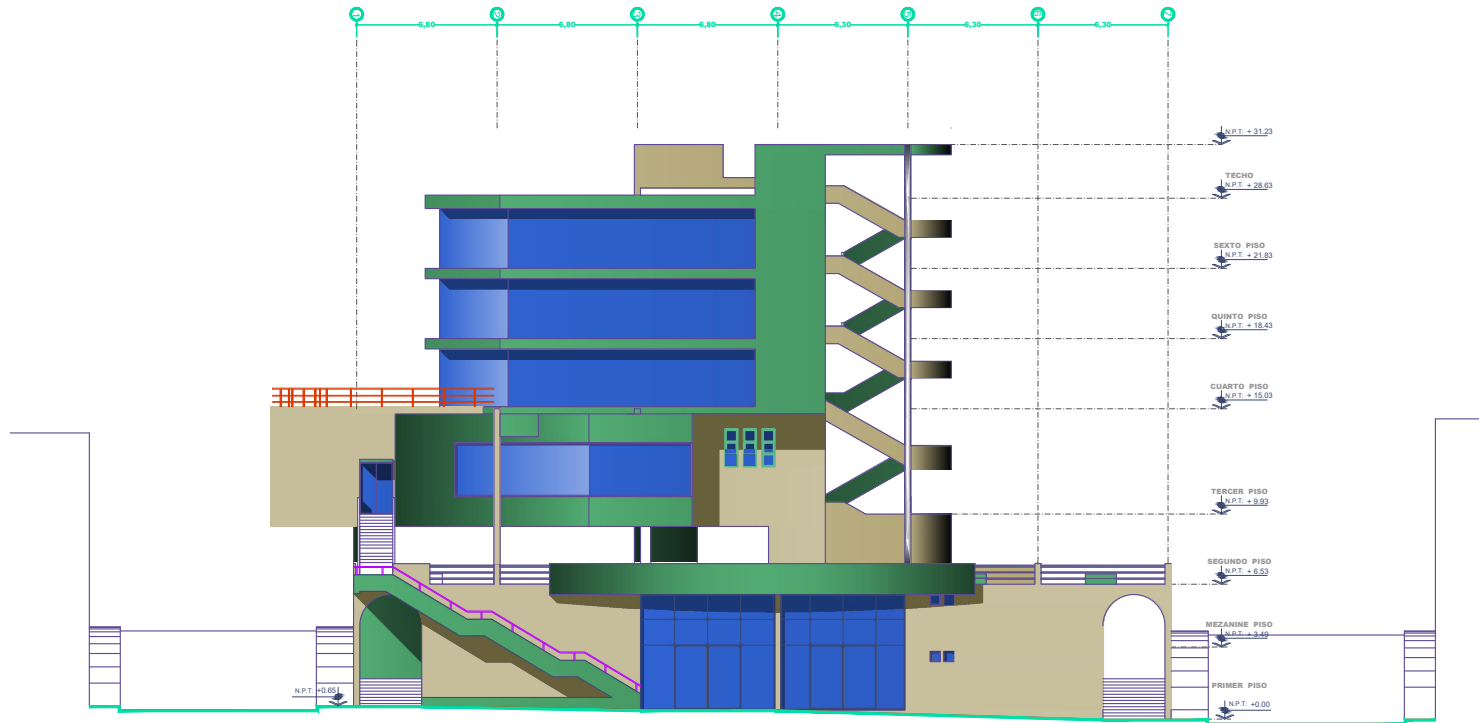
CENTRO OFICIO MUNICIPAL CULTURAL TURÍSTICO IN MERCADO, PROVINCIA DE CARCHI - ECUADOR	
CLIENTE: Srta. Liv. M. Haug Lindero	PROYECTISTA: PROYECTOS CORTE XX
PROYECTISTA: ING. FERNANDO TORRES SUAREZ	FECHA: 14/04/2024
INGENIERO EN JEFE: Ing. Javier A. Torres Meléndez	ESCALA: 1/100
A-09 2x32.5	



ELEVACION - JR. JUNIN

escala: 1/100

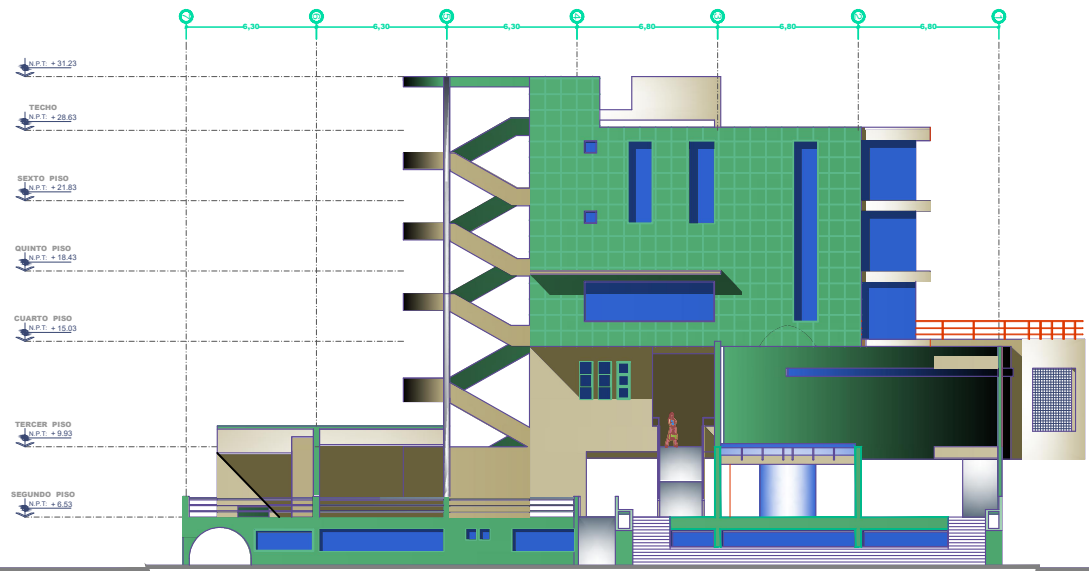
CENTRO OFICINA BISIOPAL CULTURAL TURISTICO Y MERCADO, PROYECTO DE OBRAS NUEVAS - JUNIN	
CLIENTE	PROYECTO DE OBRAS
Sra. Liv. M. Haug Landino	BOBTSOTUBER SERVICIOS S.R.L.
ARQ. FERNANDO TORRES SUAREZ	PROY. ARCHITECTONICO 2021
	SECCION - 01
	PROYECTO - 015
Ing. Javier A. Torres Medina	
A-10 3x4.72	



ELEVACION - JR. CALLAO

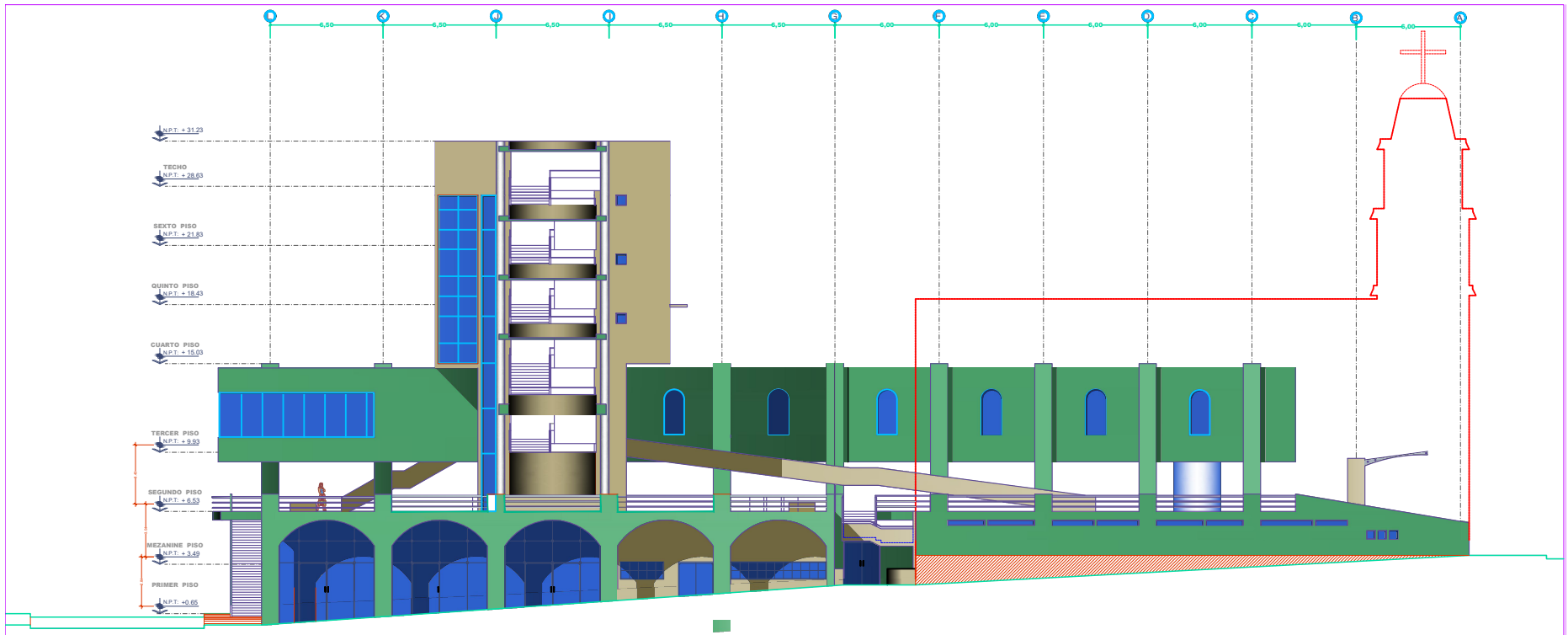
escala: 1/100

CENTRO OFICINA MUNICIPAL CULTURAL TURISTICO Y MERCADO, PROVINCIA DE OCHO RIOS - JUIJA	
CLIENTE: Sra. Lvy M. Haug Landino	PROYECTISTA: INGENIEROS ESTRUCOS Y CIA
PROYECTISTA: ING. FERNANDO TORRES SUAREZ	PROYECTO: OCHO RIOS
PROYECTO: OCHO RIOS	FECHA: 2019
PROYECTISTA: Ing. Javier A. Torres Meléndez	A- 11 3/2019



ELEVACION - JR. PALCA
 escala: 1/100

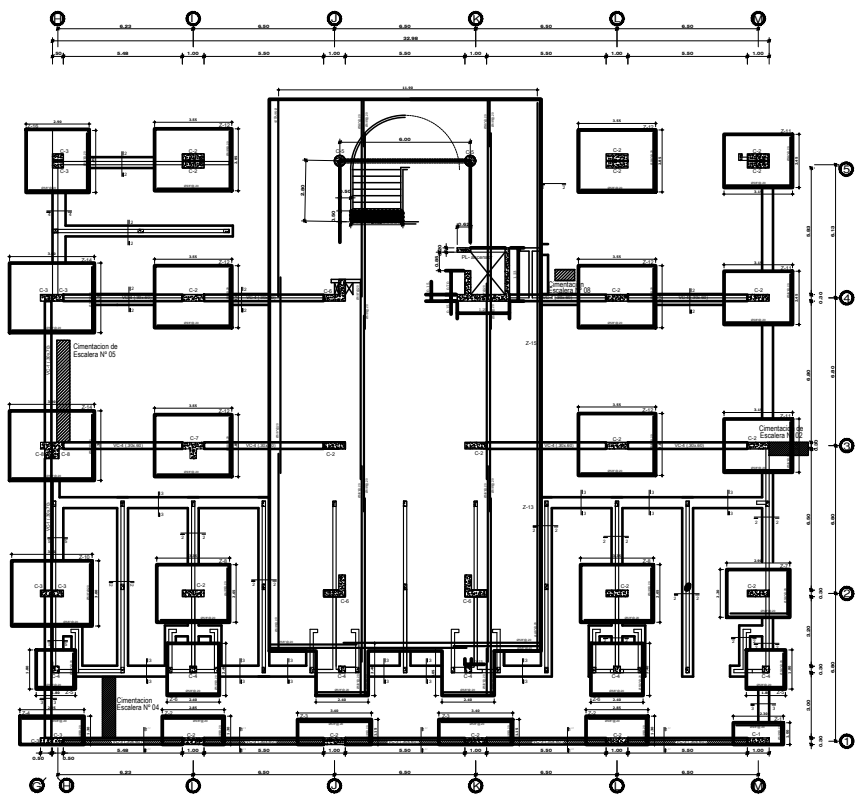
CENTRO CIUDAD MUNICIPAL CULTURAL TURISTICO LA BIERCER, PROVINCIA DE OROCHAMBA - JIRIN	
CLIENTE: Srta. Lidy M. Huing Landino	TIPO DE PROYECTO: ARQUITECTURA ELEVACION II, PIRCA
ARQUITECTO: ING. FERNANDO TORRES SUAREZ	FECHA: NOVIEMBRE 2007
ESCALA: 1/100	HOJA: 12
DISEÑADOR: Ing. Javier A. Torres Medina	FECHA: A- 12 11.08.11



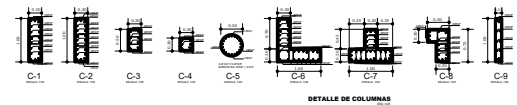
ELEVACION - JR. ANCASH

escala: 1/100

CENTRO OFICIO BISIPOAL CULTURAL TURISTICO IN MERCED, PROVINCIA DE CAJAMARCA - PERU	
CLIENTE: Srta. Liv. M. Haug Lindero	DISEÑADOR: BOBICTORRES ESTUDIO S. ROSARI
ARQUITECTO: DR. FERNANDO TORRES SUAREZ	FECHA: 2018
DISEÑADOR: Ing. Javier A. Torres Medina	ESCALA: A- 13 1/100



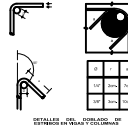
CIMENTACION
escala: 1/100



DETALLE DE COLUMNAS

CUADRO DE COLUMNAS			
TIPO	SECCION	REINFORZO	ESTRIBOS
C-1	30x30x3.00	4Ø16	Ø10/200
C-2	30x30x3.00	4Ø16	Ø10/200
C-3	30x30x3.00	4Ø16	Ø10/200
C-4	30x30x3.00	4Ø16	Ø10/200
C-5	30x30x3.00	4Ø16	Ø10/200
C-6	30x30x3.00	4Ø16	Ø10/200
C-7	30x30x3.00	4Ø16	Ø10/200
C-8	30x30x3.00	4Ø16	Ø10/200
C-9	30x30x3.00	4Ø16	Ø10/200

PROTECCION Y EMPALME	
PROTECCION	EMPALME
Ø16	Ø16
Ø10	Ø10
Ø8	Ø8
Ø6	Ø6
Ø4	Ø4



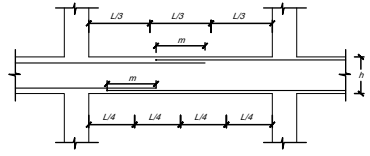
DETALLE DEL FORJADO DE ESTRIBOS EN LAS COLUMNAS

PROTECCION Y EMPALME	
PROTECCION	EMPALME
Ø16	Ø16
Ø10	Ø10
Ø8	Ø8
Ø6	Ø6
Ø4	Ø4

ESPECIFICACIONES GENERALES	
1- CONCRETO	<p>1.1. Tipo de concreto: Concreto Estructural Clase C-20.</p> <p>1.2. Resistencia a compresión: 20 MPa.</p> <p>1.3. Resistencia a tracción: 2.0 MPa.</p> <p>1.4. Resistencia a flexión: 1.5 MPa.</p> <p>1.5. Resistencia a corte: 1.0 MPa.</p> <p>1.6. Resistencia a torsión: 0.5 MPa.</p> <p>1.7. Resistencia a fatiga: 0.5 MPa.</p> <p>1.8. Resistencia a corrosión: 0.5 MPa.</p> <p>1.9. Resistencia a abrasión: 0.5 MPa.</p> <p>1.10. Resistencia a impacto: 0.5 MPa.</p>
2- ACEROS	<p>2.1. Tipo de acero: Acero de Estructura Clase A-60.</p> <p>2.2. Resistencia a tracción: 60 MPa.</p> <p>2.3. Resistencia a compresión: 60 MPa.</p> <p>2.4. Resistencia a flexión: 60 MPa.</p> <p>2.5. Resistencia a corte: 60 MPa.</p> <p>2.6. Resistencia a torsión: 60 MPa.</p> <p>2.7. Resistencia a fatiga: 60 MPa.</p> <p>2.8. Resistencia a corrosión: 60 MPa.</p> <p>2.9. Resistencia a abrasión: 60 MPa.</p> <p>2.10. Resistencia a impacto: 60 MPa.</p>
3- HERRAJES	<p>3.1. Tipo de herraje: Herraje de Estructura Clase A-60.</p> <p>3.2. Resistencia a tracción: 60 MPa.</p> <p>3.3. Resistencia a compresión: 60 MPa.</p> <p>3.4. Resistencia a flexión: 60 MPa.</p> <p>3.5. Resistencia a corte: 60 MPa.</p> <p>3.6. Resistencia a torsión: 60 MPa.</p> <p>3.7. Resistencia a fatiga: 60 MPa.</p> <p>3.8. Resistencia a corrosión: 60 MPa.</p> <p>3.9. Resistencia a abrasión: 60 MPa.</p> <p>3.10. Resistencia a impacto: 60 MPa.</p>
4- JUNTAS	<p>4.1. Tipo de junta: Junta de Estructura Clase A-60.</p> <p>4.2. Resistencia a tracción: 60 MPa.</p> <p>4.3. Resistencia a compresión: 60 MPa.</p> <p>4.4. Resistencia a flexión: 60 MPa.</p> <p>4.5. Resistencia a corte: 60 MPa.</p> <p>4.6. Resistencia a torsión: 60 MPa.</p> <p>4.7. Resistencia a fatiga: 60 MPa.</p> <p>4.8. Resistencia a corrosión: 60 MPa.</p> <p>4.9. Resistencia a abrasión: 60 MPa.</p> <p>4.10. Resistencia a impacto: 60 MPa.</p>
5- ESTRUCTURA MARCO CORTE	<p>5.1. Tipo de estructura: Estructura Marco Corte.</p> <p>5.2. Resistencia a tracción: 60 MPa.</p> <p>5.3. Resistencia a compresión: 60 MPa.</p> <p>5.4. Resistencia a flexión: 60 MPa.</p> <p>5.5. Resistencia a corte: 60 MPa.</p> <p>5.6. Resistencia a torsión: 60 MPa.</p> <p>5.7. Resistencia a fatiga: 60 MPa.</p> <p>5.8. Resistencia a corrosión: 60 MPa.</p> <p>5.9. Resistencia a abrasión: 60 MPa.</p> <p>5.10. Resistencia a impacto: 60 MPa.</p>

ESPECIFICACIONES TECNICAS	
1.1	Ø16
1.2	Ø10
1.3	Ø8
1.4	Ø6
1.5	Ø4
1.6	Ø3
1.7	Ø2
1.8	Ø1
1.9	Ø0.5
1.10	Ø0.2

PROYECTO:	
CENTRO CIVICO MUNICIPAL CULTURAL TURISTICO LA MERCED, PROVINCIA DE CHIRIQUIN	
ALCALDESA:	NOMBRE DE LAMINA:
Srta. Liv M. Haug Landmo	ESTRUCTURAS: CIMENTACION
ARQ. FERNANDO TORRES SUAREZ	FECHA: Diciembre 2007
ORIENTE DE DESARROLLO URBANO Y RURAL	DESEÑO: R.M.
Arq. Julio Santivañez Juzzamayta	ESCALA: Indicada
	LAMINA:
	E-01



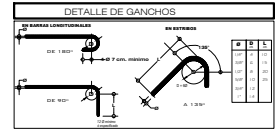
VALORES DE m			
REFUERZO INTERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
TIPO	h	TIPO	h
38"	40	14" x 20"	45
12"	40	40" x 20"	50
58"	50	45" x 20"	50
34"	60	40" x 25"	75
1"	1.15	1.00	1.30

NOTA

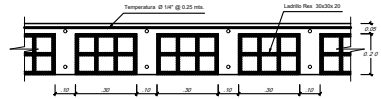
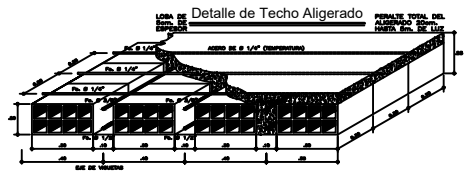
a- No empalmar más del 50% del Área total en una misma sección.

b- En caso de no empalmarse en las zonas indicadas se con los porcentajes especificados a menor la longitud de empalme en un 70% o consultar al proyectista.

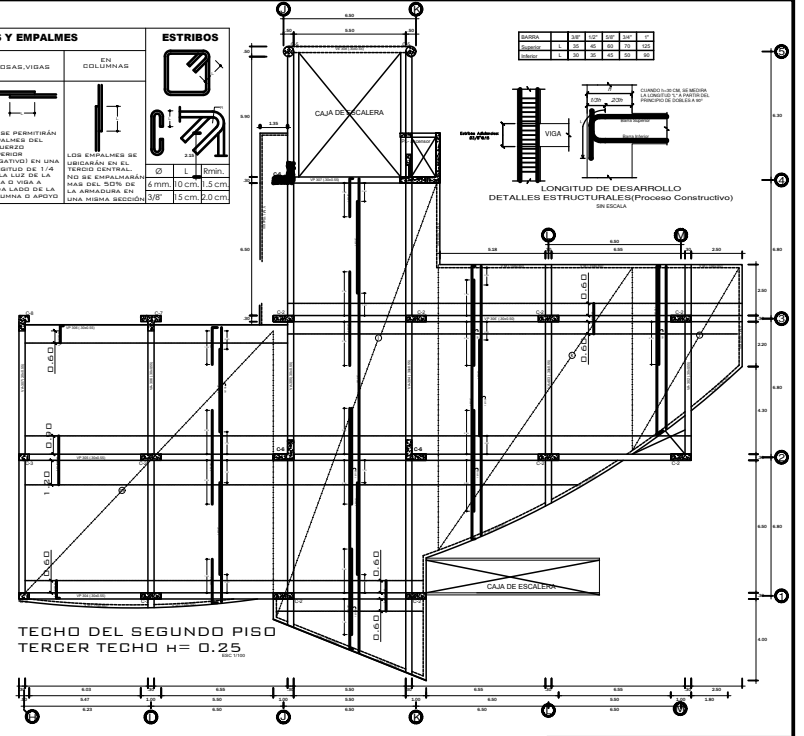
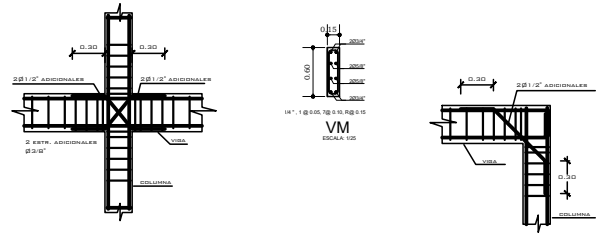
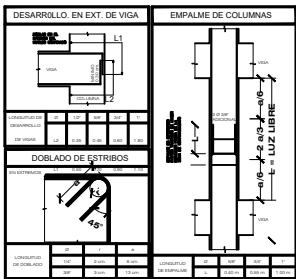
c- Para aligerados y vigas chulas, el acero inferior se empalmara sobre los apoyos dando la longitud de empalme igual a 25cm para fierro de 3/8" a 20 cm para fierros de de 1/2" a 5/8"



TRASLAPES Y EMPALMES			
REFUERZO	LONGITUD	TIPO	NOTAS
5 mm	30		
3/8"	40		
1/2"	50		NO SE EMPALMAN EN LAS ZONAS DE EMPALME SUPERIOR
5/8"	60		NO SE EMPALMAN EN LAS ZONAS DE EMPALME SUPERIOR



DETALLE TIPICO DE ALIGERADO h=0.25 m.
SEGUN V/6



PROYECTO:
CENTRO CIVICO MUNICIPAL CULTURAL TURISTICO IA
BERCUD. PROVINCIA DE CHIRIQUINO - JUBIA

REALIZADA: Sra. Liv M. Haug Landino

ESTRUCTURAS: IGOR RUGERERD

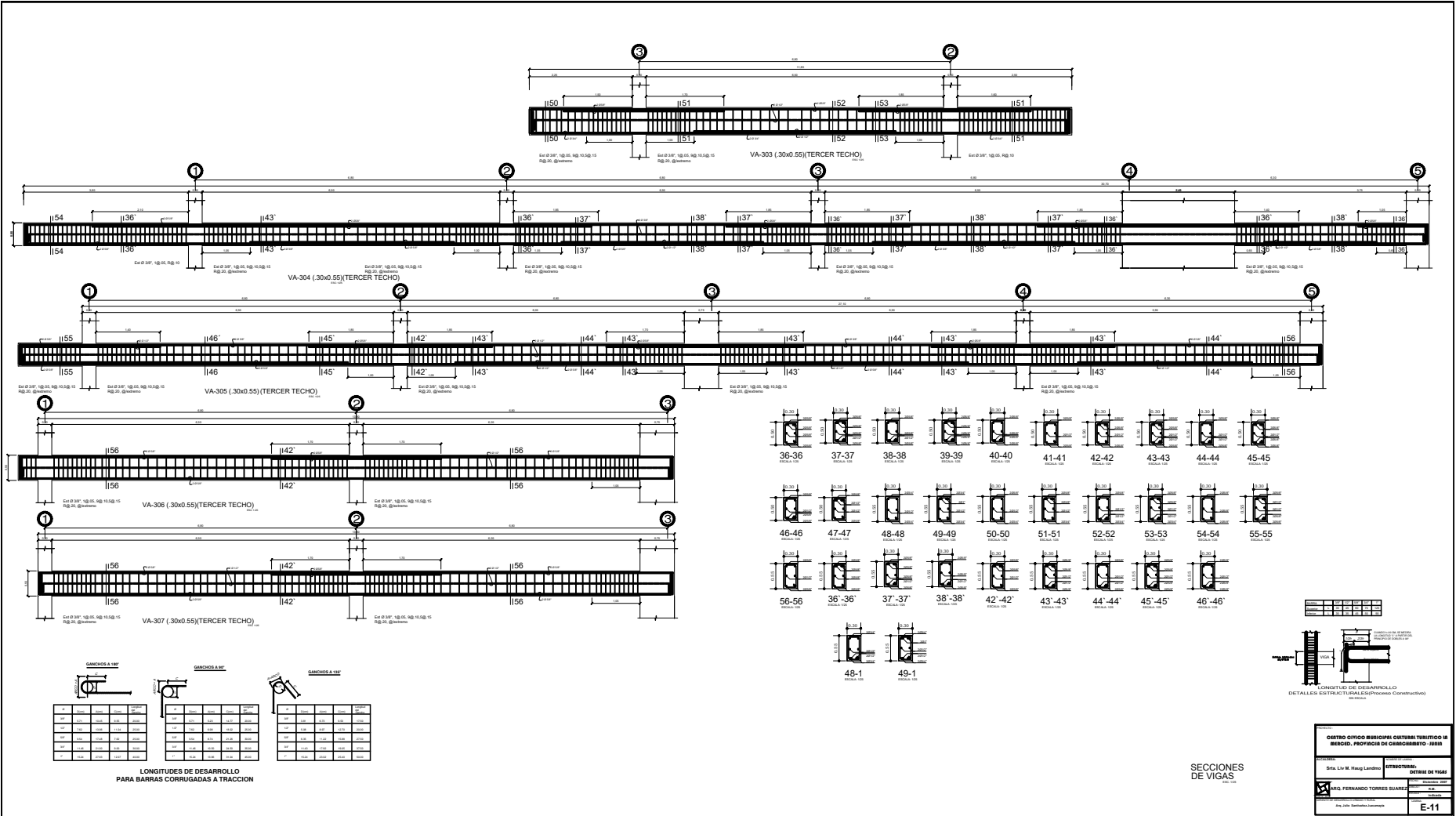
PROYECTADO: ARG. FERNANDO TORRES SUAREZ

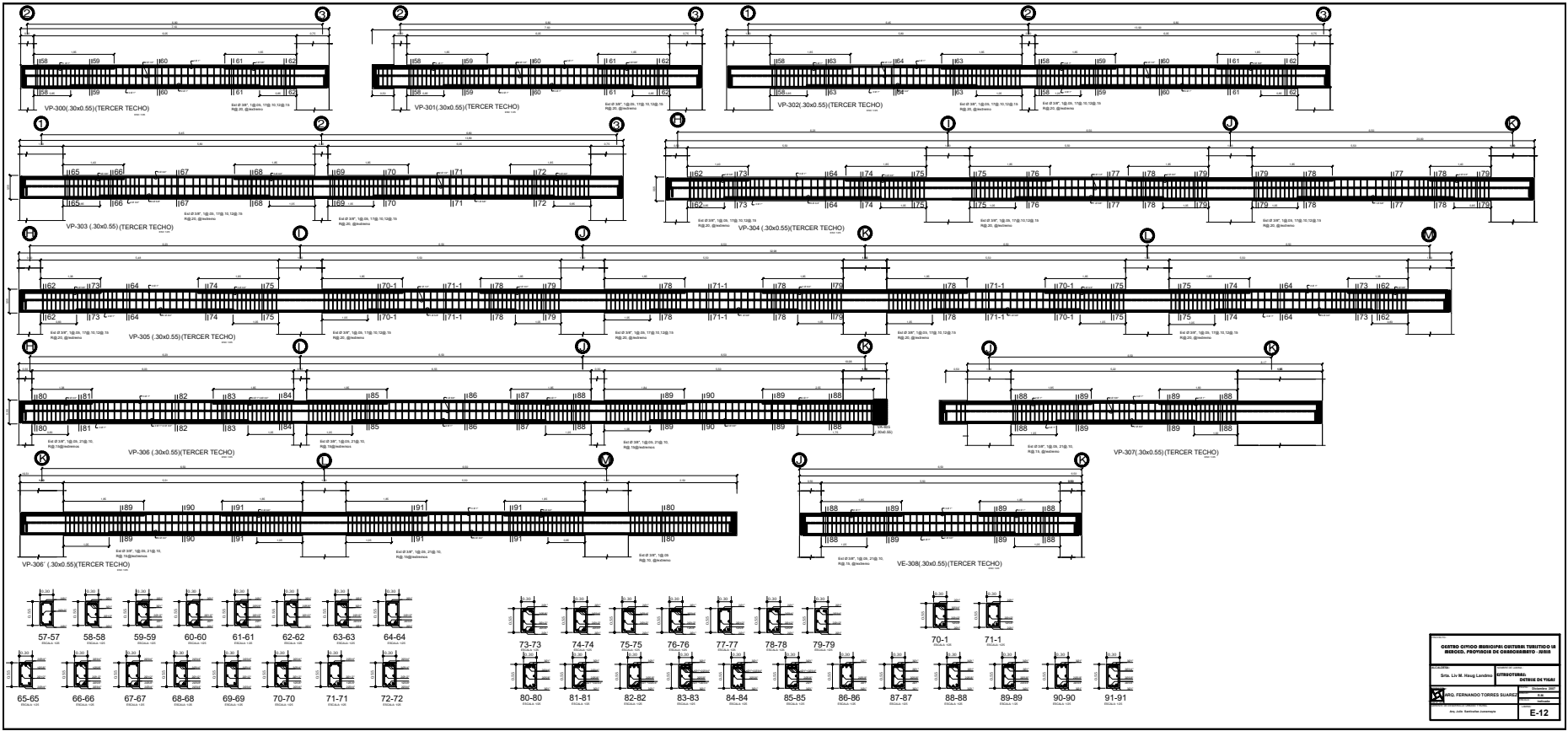
FECHA: Diciembre 2007

ESTADO: INDICADA

ESCALA: E-10

Arg. Julio Bermudez (asistente)





CENTRO CÍVICO MUNICIPAL OBTENER TÍTULO DE MAESTRO. PROYECTO DE CONSERVACIÓN - 1998	
DISEÑO: J. M. DE ALBA LÓPEZ <input checked="" type="checkbox"/> MAESTRO FERNANDO TORRES SUAREZ ESCALA: 1:100	INTERIORES DETALLE DE VENTANA E-12