

# **ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL**

**REFORZAMIENTO DE UNA ESTRUCTURA DE ACERO DE 8  
PISOS.**

**ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y REFORZAMIENTO DE ESTRUCTURA  
APORTICADA DE 8 PISOS EN ACERO, MEDIANTE DIAGONALES  
RIGIDIZADORAS.**

**TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR PRESENTADO COMO  
REQUISITO PARA LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERA CIVIL**

**GÉNESIS DAYANA MATEUS MORALES**

**genesis.mateus@epn.edu.ec**

**dayanamateus204@hotmail.com**

**DIRECTOR: Ing. María Belén Correa Vallejo M.Sc**

**maria.corream@epn.edu.ec**

**DMQ, marzo 2023**

## **CERTIFICACIONES**

Yo, Génesis Dayana Mateus Morales declaro que el trabajo de integración curricular aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

---

**Génesis Dayana Mateus Morales**

Certifico que el presente trabajo de integración curricular fue desarrollado por Génesis Dayana Mateus Morales, bajo mi supervisión.

---

**Ing. María Belén Correa Vallejo**

**DIRECTOR**

Certificamos que revisamos el presente trabajo de integración curricular

---

**Nombre\_revisor1**

**REVISOR1 DEL TRABAJO DE  
INTEGRACIÓN CURRICULAR**

---

**Nombre\_revisor2**

**REVISOR2 DEL TRABAJO DE  
INTEGRACIÓN CURRICULAR**

## **DECLARACIÓN DE AUTORÍA**

A través de la presente declaración, afirmamos que el trabajo de integración curricular aquí descrito, así como el (los) producto(s) resultante(s) del mismo, son públicos y estarán a disposición de la comunidad a través del repositorio institucional de la Escuela Politécnica Nacional; sin embargo, la titularidad de los derechos patrimoniales nos corresponde a los autores que hemos contribuido en el desarrollo del presente trabajo; observando para el efecto las disposiciones establecidas por el órgano competente en propiedad intelectual, la normativa interna y demás normas.

Génesis Dayana Mateus Morales

Ing. María Belén Correa Vallejo

Marco Polo Arboleda Moreno

Paulina Alejandra Jiménez Erazo

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo a mis padres y madrina, pues no cabe duda que Dios me bendijo con tan bellos seres. Este trabajo que lo hice con esfuerzo y dedicación es el primero de muchos porque gracias a su apoyo tuve la mejor herramienta para defenderme que es la educación. Este es solo un escalón más, hay mucho camino que recorre, pero sin duda de su mano será más llevadero y a lo largo de este, juntos disfrutaremos de los resultados.

***Génesis Dayana Mateus Morales***

## AGRADECIMIENTO

El haber culminado este proyecto y etapa de vida se lo agradezco principalmente a mis padres Olga Morales y Hugo Mateus, que son el pilar y guía de mi vida, pues con firmeza y amor supieron inculcar en mí valores. Por ser quienes siempre sostuvieron mi mano y porque creyeron en mí.

Agradezco a mi mami Hilda, que desde el día 1 se volvió en mi madre de corazón y siempre ha sido un apoyo, un refugio y sobre todo el ser que me enseña que en la vida nunca hay que rendirse porque los obstáculos son pruebas a superar.

Agradezco a mi tío Jofre Morales, que a pesar de la distancia siempre estuvo al pendiente de cómo iba avanzando en la carrera y cuando era necesario me animaba cuando tenía momentos de debilidad.

A los docentes de la FICA por los conocimientos, experiencia y vivencias tanto en lo académico como en lo laboral brindadas en las aulas de clase, pero sobre todo a mi tutora del TIC, la Ing. María Belén Correa, le agradezco por haberme brindado su tiempo, dedicación y comprensión, que fueron elementos vitales para culminar este proyecto.

A la Socióloga María Elena Cruz, por confiar en mí y darme la oportunidad de ser su ayudante de catedra, fue una experiencia enriquecedora.

Al Ing. Pablo Tipán, Ing. Byron Tipán y a la Arq. Olga Bazurto por abrirme las puertas de su empresa y brindarme su confianza, por ser los mejores jefes pues me enseñaron cosas nuevas sobre la marcha.

A Ing. Jorge Ramírez por ser ese amigo fuera de la común que siempre supo darme un consejo y guiar, nunca podré olvidar que fuiste tú quien me llevo a la Poli porque querías que yo también fuera politécnica, pues se cumplió.

A mis amigos de aula: Pablo, Dany, Alexis y Dany Ibay gracias por el apoyo, las risas y sobre todo por comprender a esta loca personita, ustedes hicieron que algunos días amargos sean más llevaderos.

# ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIONES.....	I
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	V
ÍNDICE DE FIGURAS .....	IX
ÍNDICE DE TABLAS .....	XIII
RESUMEN .....	XVI
ABSTRACT .....	XVII
1. DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO .....	18
1.1. Objetivo general .....	19
1.2. Objetivos específicos .....	19
1.3. Alcance .....	19
1.4. Marco teórico .....	20
1.5. Análisis sísmico lineal .....	20
1.5.1. Generalidades .....	20
1.5.2. Parámetros necesarios para el método .....	20
1.5.3. Método basado en las fuerzas.....	20
1.5.4. Análisis estático lineal.....	21
1.5.5. Análisis dinámico espectral.....	21
1.6. Análisis sísmico No lineal.....	22
1.6.1. Generalidades .....	22
1.6.2. Procedimiento.....	22
1.6.3. Diseño basado en desempeño .....	23

1.6.4.	Diseño por capacidad .....	27
1.6.5.	Análisis Pushover .....	30
1.7.	Reforzamiento estructural .....	31
1.7.1.	Generalidades .....	31
1.7.2.	Técnicas de reforzamiento.....	32
1.7.3.	Tipos de arriostramiento .....	34
1.7.4.	Diagonales rigidizadoras.....	36
1.8.	Análisis de precios unitarios .....	39
2.	METODOLOGÍA .....	41
2.1.	Descripción del proyecto .....	41
2.1.1.	Ubicación .....	41
2.1.2.	Propuesta arquitectónica .....	42
2.2.	Prediseño de elementos estructurales .....	49
2.2.1.	Definir propiedades mecánicas de los materiales.....	49
2.2.2.	Estimación de cargas .....	50
2.2.3.	Definir elementos estructurales .....	59
2.3.	Modelación computacional.....	74
2.3.1.	Secciones de elementos.....	74
2.3.2.	Consideraciones de la modelación .....	79
2.3.3.	Definición de cargas .....	82
2.3.4.	Combinación de carga.....	88
2.4.	Análisis Estructural.....	88
2.4.1.	Análisis estático lineal.....	88
2.4.2.	Análisis dinámico espectral .....	89
2.4.3.	Revisiones sismo resistentes.....	90
2.5.	Análisis estático No Lineal .....	94
2.5.1.	Carga gravitacional no lineal .....	95

2.5.2.	Carga lateral incremental.....	95
2.5.3.	Definición de rotulas plásticas .....	99
2.5.4.	Modelo PUSH-Y .....	102
2.5.5.	Punto de desempeño - Método del espectro de capacidad en Y ...	104
2.5.6.	Modelo PUSH-X .....	105
2.5.7.	Punto de desempeño – Método del espectro de capacidad en X...	107
2.6.	Reforzamiento estructural .....	109
2.6.1.	Propuestas de reforzamiento.....	111
2.6.2.	Modelación computacional edificio reforzado .....	113
2.6.3.	Análisis estructural edificio reforzado .....	115
2.6.4.	Análisis estático No Lineal.....	121
2.7.	Diseño estructural .....	129
2.7.1.	Diseño de edificio sin reforzamiento .....	129
2.7.2.	Diseño de edificio con reforzamiento.....	132
2.7.3.	Detallamiento estructural .....	135
2.7.4.	Evaluación económica.....	135
3.	RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	139
3.1.	Resultados .....	139
3.1.1.	Derivas inelásticas.....	139
3.1.2.	Nivel de Desempeño .....	139
3.1.3.	Curva de capacidad.....	140
3.1.4.	Cortante en la base de la estructura.....	141
3.1.5.	Ductilidad.....	142
3.2.	Conclusiones.....	143
3.3.	Recomendaciones.....	144
4.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	145
5.	ANEXOS	



- 5.1. ANEXO I. DISEÑO DE SECCIONES DE VIGAS PRINCIPALES, SECUNDARIAS Y COLUMNAS
- 5.2. ANEXO II. DISEÑO DE DIAGONAL
- 5.3. ANEXO III. DEMANDA CAPACIDAD DE LOS MODELOS
- 5.4. ANEXO IV. ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS
- 5.5. ANEXO V. PLANOS DE LA PLANTA ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO DE ACERO DE 8 PISOS.
- 5.6. ANEXO VI. PLANOS ESTRUCTURALES DEL EDIFICIO DE ACERO DE 8 PISOS

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b>	Espectro de respuesta de la norma NEC 15 .....	22
<b>Figura 2</b>	Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño .....	25
<b>Figura 3</b>	Relación fuerza-deformación generalizada para el acero .....	27
<b>Figura 4</b>	Espectro de capacidad .....	29
<b>Figura 5</b>	Distribución de cargas para análisis Pushover .....	29
<b>Figura 6</b>	Representación bilineal de la curva de capacidad) .....	30
<b>Figura 7</b>	Reforzamiento externo de elementos de concreto. ....	33
<b>Figura 8</b>	Ejemplos de disipadores por fluencia, (a) ADAS y (b) TADAS .....	34
<b>Figura 9</b>	Tipos comunes de PEAC .....	34
<b>Figura 10</b>	Tipos comunes de PAE .....	35
<b>Figura 11</b>	Comportamiento inelástico de PAE .....	36
<b>Figura 12</b>	Representación del cortante basal .....	38
<b>Figura 13</b>	Zonas protegidas de una diagonal .....	39
<b>Figura 14</b>	Componentes del Análisis de Precios Unitarios .....	40
<b>Figura 15</b>	Fachadas de la edificación .....	43
<b>Figura 16</b>	Distribución de la planta baja .....	44
<b>Figura 17</b>	Distribución departamento tipo 1 .....	45
<b>Figura 18</b>	Distribución del departamento tipo 2 .....	47
<b>Figura 19</b>	Distribución de la planta tipo .....	48
<b>Figura 20</b>	Mapa y valores del factor Z en función de la zona sísmica. ....	53
<b>Figura 21</b>	Configuraciones Estructurales recomendadas .....	56
<b>Figura 22</b>	Coeficientes de irregularidad en planta .....	57
<b>Figura 23</b>	Detalle de la Placa deck Novalosa 55 .....	59
<b>Figura 24</b>	Panel crítico y propuesta de posición de las vigas secundarias .....	60
<b>Figura 25</b>	Distribución de vigas secundarias .....	62
<b>Figura 26</b>	Panel crítico para prediseño de vigas secundarias .....	63
<b>Figura 27</b>	Diagramas de cortante y momento de una viga simplemente apoyada .....	64
<b>Figura 28</b>	Selección de viga principal .....	68
<b>Figura 29</b>	Cargas que llegan a la viga principal .....	69
<b>Figura 30</b>	Selección de columna para prediseño .....	71

<b>Figura 31</b> Check list, Ejemplo vigas principales .....	78
<b>Figura 32</b> Moment frame beam connection type .....	79
<b>Figura 33</b> Ubicación de las reducciones de sección de vigas principales .....	79
<b>Figura 34</b> Frame Releases .....	80
<b>Figura 35</b> Ubicación de los frame releases.....	80
<b>Figura 36</b> Empotramiento en la base y localización de End length offsets .....	81
<b>Figura 37</b> Modo de unión de la viga secundaria con la Parte superior de la principal.....	81
<b>Figura 38</b> Sobrecarga Plantas 1-7.....	82
<b>Figura 39</b> Sobrecarga Cubierta .....	83
<b>Figura 40</b> Carga viva Plantas 1-7 .....	83
<b>Figura 41</b> Carga viva cubierta.....	84
<b>Figura 42</b> Distribución carga Live 1 .....	84
<b>Figura 43</b> Distribución carga Live 2 .....	85
<b>Figura 44</b> Espectro elástico e inelástico .....	86
<b>Figura 45</b> Creación de cargas sísmicas .....	89
<b>Figura 46</b> Definición de la función del espectro de respuesta .....	90
<b>Figura 47</b> Deriva en la dirección X .....	91
<b>Figura 48</b> Deriva en la dirección Y.....	91
<b>Figura 49</b> Cuadro de definición de Load cases: Cargas gravitacionales no lineales "CGNL" .....	95
<b>Figura 50</b> Cuadro de definición de Load cases: PUSH-Y .....	97
<b>Figura 51</b> Cuadro de parámetros para el punto de control de aplicación de carga .....	98
<b>Figura 52</b> Rango de pasos guardados debido a múltiples estados .....	98
<b>Figura 53</b> Detalle de parámetros no lineales .....	99
<b>Figura 54</b> Asignación de rótulas en vigas en dirección "Y" .....	100
<b>Figura 55</b> Ubicación rótulas plástica en vigas sentido "Y" .....	100
<b>Figura 56</b> Caracterización y asignación de rótulas en columnas .....	101
<b>Figura 57</b> Ubicación rótulas plástica en columnas.....	102
<b>Figura 58</b> Formación de rótulas plásticas para la dirección Y .....	102
<b>Figura 59</b> Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo raro en"Y" ..	104

<b>Figura 60</b> Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo ocasional en "Y"	104
<b>Figura 61</b> Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo extraño en "Y"	105
<b>Figura 62</b> Formación de rótulas plásticas para la dirección X	106
<b>Figura 63</b> Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo raro en "X"	107
<b>Figura 64</b> Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo frecuente en "X"	108
<b>Figura 65</b> Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo extraño en "X"	108
<b>Figura 66</b> Propuesta de arriostramientos en los ejes A - E – 3	112
<b>Figura 67</b> Vista 3D Del edificio con la propuesta de reforzamiento	112
<b>Figura 68</b> Creación de cargas sísmicas edif. reforzado	115
<b>Figura 69</b> Definición de la función del espectro de respuesta edif, reforzado	116
<b>Figura 70</b> Deriva en la dirección X edif. reforzado	117
<b>Figura 71</b> Deriva en la dirección Y edif. reforzado	117
<b>Figura 72</b> Condiciones para definir una diagonal	121
<b>Figura 73</b> Asignación de Hinges diagonales.....	122
<b>Figura 74</b> Formación de rótulas plásticas para la dirección Y edif. reforzado	122
<b>Figura 75</b> Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo raro en "Y" reforzado	124
<b>Figura 76</b> Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo frecuente en "Y" reforzado	124
<b>Figura 77</b> Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo extraño en "Y" reforzado	125
<b>Figura 78</b> Formación de rótulas plásticas para la dirección X edif. reforzado ...	126
<b>Figura 79</b> Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo raro en "X" reforzado	127
<b>Figura 80</b> Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo frecuente en "X" reforzado	128
<b>Figura 81</b> Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo extraño en "X" reforzado	128
<b>Figura 82</b> Demanda capacidad vigas principales piso 3	129

<b>Figura 83</b> Demanda capacidad vigas secundarias piso 3 .....	130
<b>Figura 84</b> Demanda capacidad Columnas .....	130
<b>Figura 85</b> Demanda capacidad vigas principales piso 5 edif. reforzado .....	133
<b>Figura 86</b> Demanda capacidad vigas secundarias piso 5 edif. reforzado.....	133
<b>Figura 87</b> Demanda capacidad Columnas edif. reforzado .....	134
<b>Figura 88</b> Demanda capacidad de las diagonales de reforzamiento .....	134
<b>Figura 89</b> Pantalla del Sistema Oficial de Contratación Pública .....	137
<b>Figura 90</b> Comparación de derivas inelásticas .....	139
<b>Figura 91</b> Nivel de desempeño en la dirección X .....	139
<b>Figura 92</b> Nivel de desempeño en la dirección Y .....	140
<b>Figura 93</b> Curva de capacidad dirección X.....	140
<b>Figura 94</b> Curva de capacidad dirección Y .....	141
<b>Figura 95</b> Comparación de cortante basal, dirección X .....	141
<b>Figura 96</b> Comparación de cortante basal, dirección Y .....	142
<b>Figura 97</b> Comparación de la ductilidad .....	142

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Intervalos de recurrencia y probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos .....	23
<b>Tabla 2</b> Niveles de desempeño.....	24
<b>Tabla 3</b> Relación entre niveles de desempeño y Desplazamientos objetivos ....	25
<b>Tabla 4</b> Objetivos de rehabilitación .....	26
<b>Tabla 5</b> Relación fuerza-deformación del acero y niveles de desempeño. ....	28
<b>Tabla 6</b> Términos asociados al método de espectro de capacidad .....	31
<b>Tabla 7</b> Elementos del Costo directo .....	41
<b>Tabla 8</b> Cuadro de áreas planta baja .....	44
<b>Tabla 9</b> Cuadro de áreas Departamento tipo 1 .....	46
<b>Tabla 10</b> Cuadro de áreas Departamento tipo 2.....	47
<b>Tabla 11</b> Cuadro de áreas planta tipo.....	49
<b>Tabla 12</b> <i>Propiedades a tensión del acero estructural</i> .....	50
<b>Tabla 13</b> Carga muerta: Peso materiales .....	51
<b>Tabla 14</b> Resumen de carga muerta .....	52
<b>Tabla 15</b> Carga viva: sobrecargas mínimas .....	52
<b>Tabla 16</b> Detalle cargas vivas del edificio .....	53
<b>Tabla 17</b> Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico .....	54
<b>Tabla 18</b> Tipos de suelo y factores de sitio Fa. ....	54
<b>Tabla 19</b> Tipos de suelo y factores de sitio Fd .....	55
<b>Tabla 20</b> Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs .....	55
<b>Tabla 21</b> Factor de reducción de resistencia. ....	58
<b>Tabla 22</b> Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	58
<b>Tabla 23</b> Propiedades de la sección simple NOVALOSA 55 mm .....	60
<b>Tabla 24</b> Propiedades de la sección compuesta.....	60
<b>Tabla 25</b> Máxima longitud sin apuntalar Novalosa 55.....	61
<b>Tabla 26</b> Carga viva no factorada Novalosa 55 .....	61
<b>Tabla 27</b> Cargas de servicio .....	62
<b>Tabla 28</b> Condiciones peralte de vigas secundarias.....	66
<b>Tabla 29</b> Lista de ecuaciones de las propiedades de la sección Tipo I .....	67

<b>Tabla 30</b> Ejemplo de sección viga secundaria .....	67
<b>Tabla 31</b> Secciones de prediseño de vigas secundarias .....	68
<b>Tabla 32</b> Condiciones de apoyo y momentos .....	69
<b>Tabla 33</b> Ejemplo de sección viga principal .....	70
<b>Tabla 34</b> Secciones de prediseño de vigas principales .....	71
<b>Tabla 35</b> Fragmento de la tabla 4-22 Available Critical Stress for Compression Members. ....	73
<b>Tabla 36</b> Secciones de prediseño de columnas .....	74
<b>Tabla 37</b> Secciones de vigas principales .....	74
<b>Tabla 38</b> Límites de secciones sísmicamente compactas vigas principales .....	75
<b>Tabla 39</b> Tipo de secciones vigas principales .....	75
<b>Tabla 40</b> Secciones de vigas secundarias .....	76
<b>Tabla 41</b> Límites de secciones compactas de vigas secundarias .....	76
<b>Tabla 42</b> Tipo de secciones vigas secundarias .....	77
<b>Tabla 43</b> Secciones de columnas .....	77
<b>Tabla 44</b> Límites de secciones compactas de columnas .....	77
<b>Tabla 45</b> Tipo de secciones de columnas .....	78
<b>Tabla 46</b> Características y coeficientes para la ciudad de Quito .....	85
<b>Tabla 47</b> Rangos para definir el valor del coeficiente k.....	87
<b>Tabla 48</b> Derivas inelásticas .....	92
<b>Tabla 49</b> Verificación de los modos de vibración .....	92
<b>Tabla 50</b> Participación de masa modal .....	93
<b>Tabla 51</b> Cortante estático y dinámico .....	94
<b>Tabla 52</b> Cortante estático y dinámico corregido .....	94
<b>Tabla 53</b> Efectos P-Delta dirección "Y" .....	96
<b>Tabla 54</b> Datos de desplazamientos, cortante basal y formación de rótulas plástica en Y .....	103
<b>Tabla 55</b> Datos de desplazamientos, cortante basal y formación de rótulas plástica en X.....	106
<b>Tabla 56</b> Resumen de Cortante, Desplazamiento y Ductilidad del Modelo sin reforzar .....	109
<b>Tabla 57</b> Resumen de filosofía de diseño sismorresistente .....	109
<b>Tabla 58</b> Nivel de desempeño del edificio sin reforzar .....	111

<b>Tabla 59</b> Características y coeficientes para la ciudad de Quito pórticos arriostrados .....	113
<b>Tabla 60</b> Rangos para definir el valor del coeficiente k .....	114
<b>Tabla 61</b> Derivas inelásticas edif. reforzado .....	118
<b>Tabla 62</b> Verificación de los modos de vibración edif. reforzado .....	118
<b>Tabla 63</b> Participación de masa modal edif. Reforzado .....	119
<b>Tabla 64</b> Cortante estático y dinámico del edificio reforzado .....	120
<b>Tabla 65</b> Cortante estático y dinámico corregido edificio reforzado .....	120
<b>Tabla 66</b> Desplazamientos, cortante basal y formación de rótulas plástica en Y .....	123
<b>Tabla 67</b> Datos de desplazamientos, cortante basal y formación de rótulas plástica en X .....	126
<b>Tabla 68</b> Resumen de Cortante, Desplazamiento y Ductilidad del Modelo sin reforzar .....	129
<b>Tabla 69</b> Secciones de diseño vigas principales .....	131
<b>Tabla 70</b> Secciones de diseño vigas secundarias .....	131
<b>Tabla 71</b> Secciones de diseño columnas .....	132
<b>Tabla 72</b> Secciones de vigas principales y secundarias a colocarse por planta	132
<b>Tabla 73</b> Detalle de materiales del edificio sin reforzamiento .....	136
<b>Tabla 74</b> Detalle de materiales del edificio con reforzamiento .....	136
<b>Tabla 75</b> Presupuesto referencial edificio sin refuerzo .....	138
<b>Tabla 76</b> Presupuesto referencial del edificio con reforzamiento .....	138



## RESUMEN

El presente proyecto tiene como objetivo principal plantear una propuesta de reforzamiento estructural basada en diagonales rigidizadoras a un edificio de 8 plantas en acero estructural con un sistema de pórticos resistentes a momentos especiales, ubicado en la ciudad de Quito debido a que el mismo no cumple con los criterios de sismo resistencia establecido en la NEC-15.

A partir de una configuración arquitectónica se realizó un análisis estático lineal y dinámico espectral, con el propósito de obtener el análisis estructural y los parámetros necesarios para realizar una revisión sismo resistente. La revisión en mención se basó especialmente en: torsión en planta, modos de vibración, participación de masa modal, cortante dinámico mínimo y limitación de daños. Una vez realizado el análisis sísmico lineal se determinó cuantitativamente que el edificio de 8 plantas de acero estructural no cumple con los criterios de sismorresistencia de la NEC-15. Además, se realizó un análisis no lineal basado en la metodología Pushover que permitió evaluar el nivel de desempeño de la estructural, obteniendo como resultado que el edificio no cumple con los criterios mínimos de desempeño para una estructura básica. Para evaluar el nivel de desempeño el edificio fue sometido a tres eventos sísmicos que son: sismo ocasional, de diseño y extraño, estos fueron escalados en función a su periodo de retorno y probabilidad de excedencia a partir del sismo de diseño.

Por lo tanto, se plantea una propuesta de reforzamiento incluyendo diagonales rigidizadoras al sistema estructural, convirtiéndolo así en un sistema de pórticos resistentes a momentos especiales con arriostramientos. El edificio con reforzamiento (CR) también fue sometido a un análisis estático lineal y dinámico espectral, cumpliendo con todas las revisiones sismo resistentes. También se determinó el nivel desempeño con un análisis no lineal, cumpliendo con el nivel de estructura básica.

El reforzamiento estructural con diagonales rigidizadoras que se plantea en este documento, no solo es una solución acertada a nivel estructural sino también a nivel económico. En el primer caso debido a que el edificio (CR) incrementa la rigidez de toda la estructura y disminuye los desplazamientos que serán reflejados en la limitación de daño frente amenazas sísmicas; para el segundo caso el costo de reforzamiento estructural no excede el diez por ciento del valor inicial del edificio sin reforzamiento (SR).

**PALABRAS CLAVE:** Reforzamiento, Acero, Diagonales, Pushover, Desempeño estructural, Nivel de desempeño

## ABSTRACT

The main objective of this project is to propose a structural reinforcement based on stiffening diagonals for an 8-story structural steel building with a system of frames resistant to special moments, located in Quito city because it does not comply with the earthquake resistance criteria established in the NEC-15.

Starting from an architectural configuration, a static linear and dynamic spectral analysis was carried out, with the purpose of obtaining the structural analysis and the necessary parameters to carry out an earthquake resistant review. The revision in question was based especially on: plan torsion, vibration modes, modal mass participation, minimum dynamic shear and damage limitation. Once the linear seismic analysis was carried out, it was quantitatively determined that the 8-story structural steel building does not meet the NEC-15 seismic resistance criteria. In addition, a non-linear analysis based on the Pushover methodology was carried out, which allowed evaluating the level of performance of the structure, obtaining as a result that the building does not meet the minimum performance criteria for a basic structure. To evaluate the level of performance, the building was subjected to three seismic events: occasional, design and strange earthquakes, these were scaled based on their return period and probability of exceedance from the design earthquake.

Therefore, the reinforcement proposal, including stiffening diagonals to the structural system, thus turning it into a system of frames resistant to special moments with bracing. The building with reinforcement (CR) was also subjected to a static linear and dynamic spectral analysis, complying with all seismic resistant reviews. The performance level was also determined with a non-linear analysis, complying with the basic structure level.

The structural reinforcement with stiffening diagonals that this document proposes not only a successful solution at a structural level but also at an economic level. In the first case, because the building (CR) increases the rigidity of the entire structure and decreases the displacements that will be reflected in the limitation of damage against seismic threats; for the second case, the cost of structural reinforcement does not exceed ten percent of the initial value of the building without reinforcement (SR).

**KEYWORDS:** Reinforcing, Steel, Diagonals, Pushover, Structural performance, Performance level

## 1. DESCRIPCIÓN DEL COMPONENTE DESARROLLADO

En el presente proyecto se pretende generar una propuesta de reforzamiento estructural con diagonales rigidizadoras para un edificio de uso comercial-residencial de 8 pisos. El mismo que estará estructurado en base a un sistema de pórticos en acero resistentes a momentos especiales, ubicado en el Distrito Metropolitano de Quito.

Para ello, se analizará el comportamiento estructural de la edificación en el rango lineal y no lineal, en el primer caso el edificio será sometido a un análisis estático lineal y dinámico espectral; en el segundo caso se analizará su comportamiento estructural siguiendo el procedimiento Pushover. Es así, que se verá en la necesidad de utilizar algún software especializado en el análisis estructural, que permita disminuir y optimizar el tiempo en la obtención de resultados. Tanto en el análisis lineal y no lineal los fenómenos sísmicos se transforman en cargas laterales que son aplicadas directamente en la base de la estructura, las mismas que tratan de simular el efecto de un sismo que pueden llegar a presentarse a lo largo de la vida útil de la edificación.

El edificio será sometido a los análisis mencionados en primer lugar sin ningún tipo de reforzamiento lateral, analizando así su comportamiento estructural en el rango lineal y no lineal. A continuación, se procederá a generar una propuesta de reforzamiento lateral utilizando diagonales rigidizadoras y nuevamente el edificio deberá ser sometido a los mismos análisis.

El edificio sin reforzamiento lateral y la propuesta de reforzamiento con diagonales rigidizadoras, deberán cumplir con las todas revisiones sismo resistentes establecidas por la NEC-15. Además, del análisis no lineal mediante procedimiento Pushover, se podrá determinar el punto de desempeño del edificio sin reforzamiento y con reforzamiento, que a su vez permitirá conocer el estado estructural de este, después de una amenaza sísmica.

En el siguiente paso se procederá a realizar el diseño de los elementos estructurales cumpliendo con los criterios de la **NEC-SE-AC** y el **AISC-360-16**, con el fin de obtener las dimensiones definitivas de los todos los elementos y proceder a realizar los planos estructurales del edificio y cuantificar los materiales. Seguido se realizará el análisis de precios unitarios y determinar el presupuesto referencial del edificio. Finalmente, se procede a realizar la comparación con base al comportamiento estructural lineal, no lineal y viabilidad económica del mismo.

## 1.1. Objetivo general

- Realizar un análisis estructural y reforzamiento de una estructura aporticada de 8 pisos en acero estructural, ubicado en el Distrito Metropolitano de Quito mediante diagonales rigidizadoras.

## 1.2. Objetivos específicos

- Elaborar una configuración arquitectónica de un edificio de 8 pisos para viviendas ubicada en la ciudad de Quito, utilizando un sistema estructural basado en pórticos de acero resistente a momentos especiales ante las solicitaciones de cargas sísmicas y gravitacionales.
- Obtener una modelación numérica computacional de un edificio aporticado de 8 pisos con la ayuda de algún software de análisis estructural, considerando las ventajas, desventajas y limitaciones de este, para tener modelos que se aproximen a la realidad.
- Ejecutar un análisis sísmico; estático lineal y dinámico espectral los mismos que deberán cumplir con todas las revisiones sismo resistentes especificadas en la NEC-SE-DS.
- Realizar un análisis estático no lineal siguiendo el procedimiento Pushover para estudiar el comportamiento estructural en el rango no lineal y evaluar el desempeñosísmico del edificio.
- Establecer el reforzamiento estructural mediante diagonales rigidizadoras.
- Determinar el diseño estructural del edificio bajo los criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-AC y AISC-360-16.
- Calcular el presupuesto del edificio mediante el análisis de precios unitarios.

## 1.3. Alcance

Generar una propuesta de reforzamiento estructural con diagonales rigidizadoras para un edificio de uso residencial-comercial de 8 pisos, basado en un sistema estructural de pórticos en acero resistentes a momentos especiales, ubicado en la ciudad de Quito.

La viabilidad del reforzamiento radicará en el comportamiento estructural frente a los fenómenos sísmicos en el rango lineal, no lineal y costo de este.

Para ello, es necesario realizar las siguientes etapas:

- Desarrollar una propuesta arquitectónica del edificio que será destinado para uso comercial en la primera planta y el resto para uso residencial.
- Generar un modelo computacional que permita simular el edificio en condiciones muy similares a las reales.
- Realizar los análisis en el rango lineal y no lineal del edificio sin reforzamiento estructural y con reforzamiento basado en diagonales rigidizadoras.
- Diseñar los elementos estructurales que conforman la edificación cumpliendo con todos los criterios de la NEC-SE-AC y la AISSC-360-16.
- Realizar los planos estructurales del edificio y cuantificar los materiales.
- Determinar el presupuesto referencial del edificio en base al análisis de precios unitarios.
- Analizar y comparar los resultados en base comportamiento estructural en el rango lineal, no lineal y viabilidad económica.

## **1.4. Marco teórico**

### **1.5. Análisis sísmico lineal**

#### **1.5.1. Generalidades**

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15 indica que el diseño basado en fuerzas (DBF) es obligatorio para todo tipo de estructuras y que éstas deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas provenientes de las combinaciones de las fuerzas horizontales actuantes para determinar los efectos relacionados. [1]

#### **1.5.2. Parámetros necesarios para el método**

Para el desarrollo de los métodos de análisis lineal se necesitan parámetros que tienen que ver con el sitio donde se ubica la estructura, parámetros como la zona sísmica, los factores de sitio, coeficientes de importancia y de irregularidades tanto en planta como en elevación y el factor de reducción de respuesta sísmica. Esto está detallado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC15. [1]

#### **1.5.3. Método basado en las fuerzas**

Se trata de un método tradicional que se fundamenta en un diseño elástico, que es un sistema estructural de acción reducida de aceleración, en donde el desplazamiento se debe encontrar en un intervalo aceptable.

Dentro de la Norma Ecuatoriana de la Construcción se cuenta con el método DBF como el principal para la ejecución del diseño sismorresistente para todo tipo de estructuras, este método supone al sismo como si se tratase de fuerzas laterales u horizontales donde se genera una acumulación de masa esto a nivel de la losa en cada uno de los pisos que comprende la estructura de análisis, se debe recordar que la fuerza sísmica considerada tiene una relación proporcional al número de plantas, es entonces que esta fuerza será mayor en los pisos más altos lo que conlleva a tener desplazamientos laterales mucho más grandes en dichos sectores. Bajo estas condiciones se deberá asumir que las fuerzas que actúan en la dirección principal de cada eje de forma no concurrente, deben ser combinadas y así obtener la fuerza actuante sobre la estructura en estudio. [1]

#### **1.5.4. Análisis estático lineal**

En el análisis estático lineal se usa una pseudo carga lateral cuya magnitud se ha seleccionado para que, cuando sea aplicada al modelo elástico de la estructura, entregue valores de desplazamiento de diseño aproximados al desplazamiento máximo previsto para el sismo de diseño, ver [2]. El procedimiento tiene como eje la respuesta de desplazamiento del edificio, ya que los desplazamientos resultantes son el mejor indicador de los daños en la zona no lineal de la respuesta de la estructura. Si el edificio responde inelásticamente al sismo de diseño, como es común, las fuerzas internas reales que se obtendrían en el edificio que fluye serán menores que las calculadas cuando se usa la pseudo carga lateral [2].

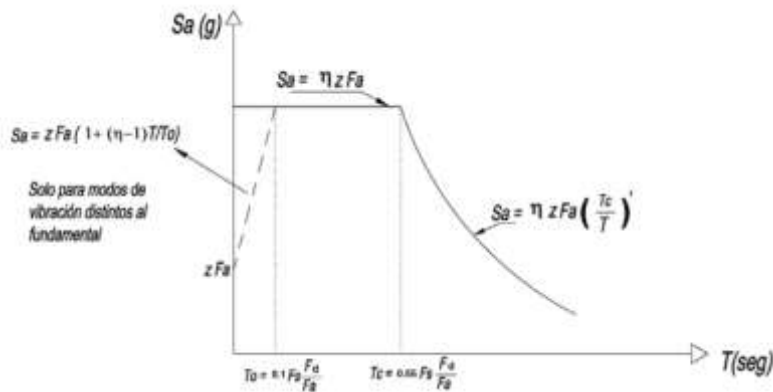
“Las fuerzas internas calculadas usualmente excederán las que el edificio puede desarrollar debido a la respuesta inelástica anticipada de los componentes y elementos”. [2]

El análisis estático lineal se debe aplicar a todas las estructuras como requisito mínimo para el diseño, esto lo indica la norma NEC15.

#### **1.5.5. Análisis dinámico espectral**

El análisis dinámico lineal o análisis modal espectral se lleva a cabo usando espectros de respuesta linealmente elásticos (**Figura 1**), que no son modificados para tomar en cuenta la respuesta no lineal anticipada. De manera similar al análisis estático lineal, se espera que el análisis modal espectral produzca desplazamientos aproximados a los máximos esperados durante el sismo de diseño, pero que genere fuerzas internas que superen las que se obtendrían en un edificio que fluye.

“Las fuerzas internas calculadas suelen ser mayores a las que el edificio puede soportar debido a la respuesta inelástica anticipada de los componentes y elementos”. [2]



**Figura 1** Espectro de respuesta de la norma NEC 15

**Fuente:** NEC-SE-DS: Peligro sísmico, diseño sismorresistente

## 1.6. Análisis sísmico No lineal

### 1.6.1. Generalidades

En general, el análisis estático no lineal es más fiable para caracterizar el comportamiento de una estructura que los procedimientos lineales. Sin embargo, no es exacto y no puede tener en cuenta de manera precisa los cambios de la respuesta dinámica a medida que la estructura degrada su rigidez o tomar en cuenta efectos de los modos superiores. Cuando se utiliza el análisis estático no lineal que tiene una respuesta modal significativamente superior, el análisis lineal dinámico se emplea también para verificar la idoneidad del diseño. [3]

### 1.6.2. Procedimiento

Los procedimientos estáticos no lineales convierten los modelos de múltiples grados de libertad en modelos equivalentes de un grado de libertad y representan el movimiento sísmico del suelo con espectros de respuesta en lugar de registros de sismos anteriores. [3]

Estos procedimientos producen estimaciones de la demanda máxima de desplazamiento global. Las derivas de los pisos y las acciones de los componentes se relacionan posteriormente con el parámetro de demanda global mediante la curva de capacidad o Pushover usando por lo general el modelo equivalente de un grado de libertad. Esto es similar al análisis no lineal dinámico simplificado usando modelos de un grado de libertad. En contraste al uso de análisis no lineales dinámicos usando múltiples registros sísmicos, el uso de los procedimientos estáticos no lineales implican mayor incertidumbre debido a los procedimientos empíricos usados para estimar el desplazamiento máximo. Esto se cumple incluso si se usan espectros de múltiples registros de sismos. [3]

### 1.6.3. Diseño basado en desempeño

El desempeño de una estructura se cuantifica en función a la cantidad de daño que presenta la misma asociado a un movimiento sísmico y el impacto que generan estos daños en las actividades posteriores al incidente, esta concepción también se puede extender a los elementos no estructurales, dado que pueden convertirse en un obstáculo que impida el correcto funcionamiento de la estructura.[4]

#### 1.6.3.1. Nivel de amenaza sísmica

La amenaza sísmica debido al movimiento de la tierra está íntimamente ligada a la ubicación de la obra civil con relación a características geológicas y fallas regionales y propias del lugar de implantación. Por otro lado, el alcance de estas condiciones puede afectar al desempeño de la estructura, dependiendo de la magnitud del sismo, la dirección de propagación de la ruptura de falla, la distancia a la fuente; bajo estas consideraciones estos elementos de la amenaza sísmica deben ser considerados e investigados.

Para la aplicación práctica del diseño basado en el desempeño, es necesario escoger un rango de severidad sísmica para definir un desempeño particular de la estructura deseada. Este conjunto de sismos discretos, que toman el nombre de movimientos sísmicos de diseño y estos varían según el lugar de implantación de la obra, como los niveles sociales y económicamente aceptables de daño para los propietarios y usuarios de la estructura.

Los movimientos sísmicos de diseño se expresan en intervalos de recurrencia medio o de una probabilidad de excedencia.

La **Tabla 1** muestra las probabilidades de excedencia y los intervalos de recurrencia para los cuatro movimientos sísmicos de diseño estimados por el comité VISION 2000.

**Tabla 1** Intervalos de recurrencia y probabilidades de excedencia para los cuatro movimientos

Fuente:SEOAC (1995)

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	950 años	10% en 100 años

#### 1.6.3.2. Niveles de desempeño

Al considerar los niveles de desempeño se toma en cuenta los siguientes aspectos: si existen daños en elementos estructurales y no estructurales, los riesgos a los que están expuestos



los usuarios de la estructura, teniendo en cuenta si los servicios básicos se encuentran operativos o no. [4]

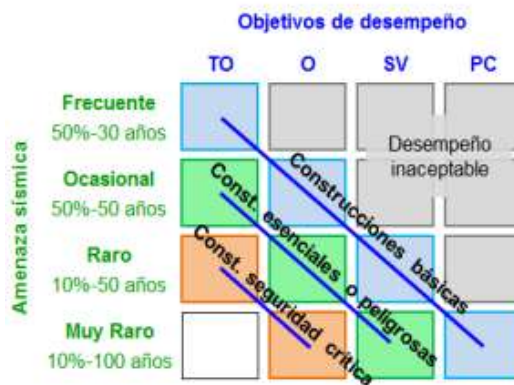
Teniendo en cuenta lo anterior, la ingeniería basada en desempeño establece los siguientes niveles de desempeño expuestos en la **Tabla 2**:

**Tabla 2** Niveles de desempeño

**Fuente:** Medina, R. y Music, J. (2018).

Niveles	Descripción
Totalmente operacional	El daño de los elementos estructurales y no estructurales se considera despreciable o nulo.
Operacional	Se presentan agrietamientos en los elementos estructurales, considerando un daño leve.
Seguridad de vida	Existe una pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente a cargas laterales. El daño en elementos tiene un nivel moderado, por lo que el sistema permanece funcional.
Pre-colapso	El daño es severo en los elementos estructurales, a tal punto que se puede llegar a considerar la demolición de la estructura.

Para relacionar los niveles de amenaza sísmica (Datos probabilísticos) con el desempeño y el daño estructural (definidos de forma determinística y cualitativa), se hace uso de una matriz mostrada en la **Figura 2**, la cual se considera 3 tipos de construcciones en función a su importancia o destino. Un ejemplo que se puede hacer si se considera una construcción básica o usual, se espera que, ante un sismo frecuente dicha estructura cuente con un nivel de desempeño totalmente operativo y si se tiene un sismo muy raro se busca solamente evitar el colapso.[5]



**Figura 2** Relación entre amenaza sísmica y niveles de desempeño

**Fuente:** Javier Crisafulli (2014)

Para ejecutar la implementación práctica del diseño por desempeño se requiere de una definición precisa de carácter cuantitativo, que asocie el daño con los diferentes niveles de desempeño. Bajo esta premisa, es conveniente relacionar el daño con indicadores de deformación de la estructura como: deformaciones o desplazamientos específicos. [5]

Varias propuestas de diseño por desempeño consideran como parámetro principal la distorsión de piso, es así que en la siguiente tabla se presenta la relación entre los niveles de desempeño y el desplazamiento objetivo.[4]

**Tabla 3** Relación entre niveles de desempeño y Desplazamientos objetivos

**Fuente:** Javier Crisafulli (2014)

Niveles de Desempeño	Desplazamiento objetivo $\frac{D_t}{H}$ (%)
Totalmente operacional	menor a 0.2%
Operacional	0.2% a 0.5%
Seguridad de vida	0.5% a 1.5%
Pre-colapso	1.50% a 2.5%
Colapso	mayor a 2.5%

La **Tabla 3** muestra los posibles rangos de desplazamientos objetivos que están asociados a niveles de desempeño en los cuales se puede encontrar una estructura ante un evento sísmico determinado.

El desplazamiento objetivo contempla las siguientes variantes:

$D_t$ : Desplazamiento lateral máximo del nivel superior del edificio con respecto a la base.

$H$ : Altura del edificio

### 1.6.3.3. Nivel de desempeño NEC-15

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción en su capítulo Riesgo Sísmico, Evaluación, Rehabilitación de Estructuras, el objetivo de rehabilitación se define a partir de uno o más pares de amenazas sísmicas y de niveles de desempeño, estos pares representarán los niveles de daño que presenten los elementos estructurales y no estructurales, cuando la edificación se encuentre bajo efectos de sismos de diferente período de retorno (probabilidad de excedencia). [6]

La relación que tienen los niveles de desempeño y nivel de terremoto según la NEC-SE-RE se encuentran detallados en la **Tabla 4**.

**Tabla 4** Objetivos de rehabilitación

**Fuente:** NEC-SE-RE (2015)

		Niveles de Desempeño Esperados en el Edificio			
		Nivel Operacional (1-A)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel de Seguridad de Vida (3-C)	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)
NIVEL DE TERREMOTO	50% / 50 años	a	b	c	d
	20% / 50 años	e	f	g	h
	ISE-1 (10% / 50 años)	i	j	k	l
	ISE-2 (2% / 50 años)	m	n	o	p

1.- Cada celda en esta matriz representa un Objetivo de Rehabilitación discreta

2.- Los objetivos de rehabilitación de esta tabla pueden ser usados para representar los siguientes 3 objetivos de rehabilitación:

Objetivo Básico de Seguridad	k y p
Objetivos Avanzados	k y m, n, o o p e i o j
	k y p y a, b, e, o f
	m, n, o sólo
Objetivos Limitados	k sólo
	p sólo
	c, d, g, h, o l sólo

### 1.6.3.4. Punto de desempeño

La respuesta estructural se encuentra determinada por el punto en el cual se da la intersección de la curva de capacidad y el espectro de respuesta no reducido ( $R=1$ ), es decir, el punto de desempeño representa el máximo desplazamiento esperado en la edificación ante un evento sísmico.

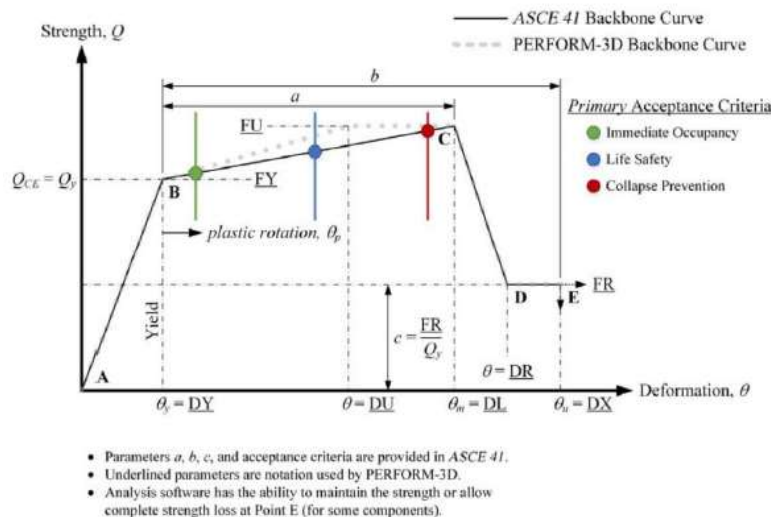
### 1.6.4. Diseño por capacidad

El método se desarrolló en Nueva Zelanda para estructuras de hormigón, en la actualidad es aceptado mundialmente y los principios también se aplican a estructuras de acero. Este método se fundamenta en la formulación de una jerarquía de la resistencia de los elementos de una estructura, que permite la formación de mecanismos de deformación plástica o de colapso, evitando así fallas frágiles.[5]

Para lograr este objetivo se seleccionan ciertos elementos o zonas de las estructuras, mismos que son detallados y diseñados para disipar energía de forma dúctil y estable. Estas zonas críticas, se las suele llamar “rótulas plásticas”. Para los pórticos las rótulas plásticas se ubican en lugares en donde la disipación de energía es por flexión, pero si se trata de otro tipo de estructuras se pueden generar en zonas en las cuales se produce fluencia por corte, tracción, tracción-compresión o incluso a dispositivo diseñados exclusivamente como disipadores de energía.[5]

Se debe garantizar que las rótulas plásticas se formen primero en las vigas antes que, en las columnas, puesto que si se generan primero en las columnas conllevaría a que se produzca el colapso de la estructura.[7]

Al ejecutar un análisis no lineal las rótulas plásticas no están presentes en todas las vigas al mismo tiempo, este desarrollo se suele dar hacia arriba del edificio en ondas que abarcan unos cuantos pisos.[8]



**Figura 3** Relación fuerza-deformación generalizada para el acero

**Fuente:** Harris & Speicher (2018)

Según el ASCE 41-17 se pueden hacer una relación entre la fuerza deformación para el acero que se relaciona con los niveles de desempeño, considerando las siguientes relaciones expuestas en la **Figura 3**.

**Tabla 5** Relación fuerza-deformación del acero y niveles de desempeño.

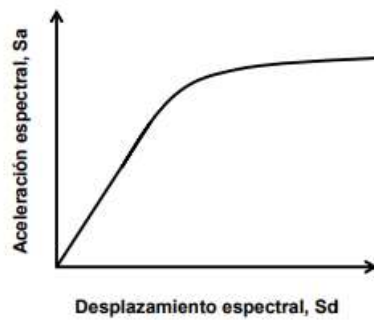
Fuente: Modificado de ASCE-17

Punto	Nivel de desempeño	Daño
<b>A</b>	Totalmente operacional	No existen daños en la edificación
<b>B</b>	Operacional	La estructura puede permanecer habilitada. Los elementos no estructurales presentan daños moderados y pocos daños en elementos estructurales
<b>C</b>	Seguridad	La estructura no se mantiene funcional, dados que los elementos presentan afectaciones moderadas.
<b>D</b>	<u>Pre-colapso</u>	La estabilidad de la estructura se encuentra comprometida, dejando a la edificación próxima al colapso, ya no se puede garantizar la seguridad de los ocupantes. La reparación de la estructura no es factible en términos ingenieriles y económicos.

La rótula plástica se forma a partir de que el elemento alcanza su rotación o desplazamiento de fluencia, representado en la **Tabla 5** como el punto B, este punto se determina en función al tipo de elemento como puede ser compacto o sísmicamente compacto.

#### 1.6.4.1. Curva de capacidad

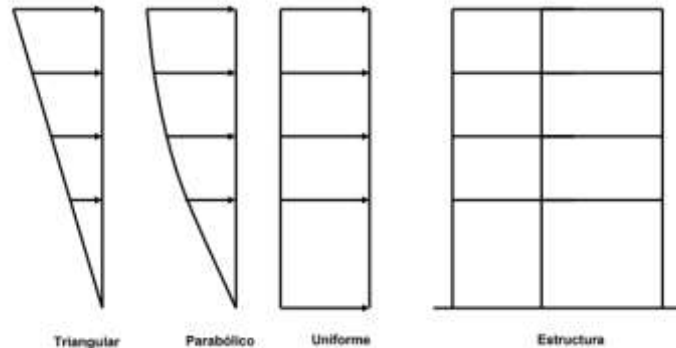
Al ejecutar el análisis paso a paso se establece un desplazamiento para cada uno de los incrementos de carga a los que se ve sujeta la estructura mediante un proceso iterativo, estos pasos consideran el desempeño de la estructura en el rango no lineal. Este proceso considera la relación entre el desplazamiento del último nivel con las fuerzas cortantes en la base de la estructura para cada incremento, generando la curva de capacidad (**Figura 4**) de la edificación en análisis, para determinar los desplazamientos o fuerzas en los cuales se presenta la fluencia de los elementos o el colapso de ser el caso. [9]



**Figura 4** Espectro de capacidad

**Fuente:** Rosangel Moreno (s.f)

A lo largo del análisis, el cortante en la base se va incrementando de forma progresiva, pero el patrón de fuerzas sísmicas se mantiene constante a lo largo de la altura de la estructura. Con el fin de tener una representación más real de esfuerzos sísmicos, se emplea una distribución de las fuerzas sísmicas laterales, semejantes a las fuerzas sísmicas estáticas equivalentes, mismas que siguen la forma del modo de vibración o también suelen considerarse formas más sencillas como: una distribución uniforme, de triángulo invertido o parabólica. Se puede observar la **Figura 5**. [9]



**Figura 5** Distribución de cargas para análisis Pushover

**Fuente:** Rosangel Moreno (s.f)

#### 1.6.4.2. Espectro de capacidad bilineal

Según Rosangel Moreno [9], a fin de tener parámetros objetivos y cuantificables que permitan interpretar el comportamiento de la estructura, se representa al espectro de capacidad a partir de una curva bilineal simplificada[9], misma que se define por dos puntos de control los cuales son:

- **Capacidad de cedencia ( $D_y, A_y$ ):** punto que representa el desplazamiento en el cual la respuesta de la estructura empieza a ser no lineal.

- **Capacidad última (Du,Au):** punto que hace referencia al desplazamiento en el que el sistema estructural global a alcanzado el colapso.



**Figura 6** Representación bilineal de la curva de capacidad

**Fuente:** Rosangel Moreno (s.f)

La **Figura 6** muestra los puntos que componen la curva simplificada bilineal representando el espectro de capacidad.

Donde:

*D*: Son los desplazamientos

*A*: Es la aceleración

*y*: Es el subíndice de cedencia

*u*: Es el subíndice de la capacidad última

#### - **Verificación del Desempeño**

Para determinar si una estructura alcanza un objetivo esperado, debe comprobarse la respuesta obtenida a partir del análisis no lineal y la determinación de la demanda, contra los límites establecidos para los niveles de desempeño seleccionados.

#### **1.6.5. Análisis Pushover**

##### - **Método del espectro de capacidad**

El método obtiene el desplazamiento máximo por medio de la intersección entre la curva de capacidad y el espectro de demanda reducido. A pesar de que los análisis elásticos dan un buen indicio de la capacidad elástica de la estructura porque pueden apuntar donde sucede la fluencia de los elementos, éstos no predicen el mecanismo de falla ni toman en cuenta la redistribución de fuerzas debida a la fluencia de los elementos. El análisis inelástico permite saber cómo trabaja la estructura en realidad, identificando el modo de falla y el colapso progresivo. [3]

El método del espectro de capacidad es un procedimiento estático no lineal que entrega de forma gráfica la capacidad de la estructura, la cual se compara con la demanda del sismo. La demanda es una representación del comportamiento del suelo ante la excitación sísmica y la capacidad es la habilidad para resistir dicha demanda. Este método es una herramienta muy usada en la evaluación de edificios existentes. [3]

Para poder entender el método, el ATC-40 en la **Tabla 6** se definen los siguientes términos:

**Tabla 6** Términos asociados al método de espectro de capacidad

**Elaborado por:** Génesis Mateus

<b>Capacidad</b>	Está íntimamente ligada con la resistencia y la deformación de los elementos estructurales. Se usa el método del Pushover para definir la capacidad pasado el límite elástico. Este modelo matemático se modifica a fin de considerar la reducción resistencia de los componentes individuales que alcanzan la fluencia.  Esto se repite hasta que la estructura sea inestable o se alcance un límite pre establecido.
<b>Demanda</b>	Durante un sismo el movimiento del suelo genera desplazamientos complejos en las estructuras. Si se define una estructura y un determinado movimiento del terreno, la demanda de desplazamiento es la máxima respuesta esperada del edificio durante el movimiento del suelo.
<b>Desempeño</b>	Se parte de tener los desplazamientos y la curva de capacidad, se puede definir el punto de máxima respuesta o punto de desempeño de una estructura. Se suele esperar que es punto sea igual a que se determina si se hace uso del método de los coeficientes.

## 1.7. Reforzamiento estructural

### 1.7.1. Generalidades

En la actualidad, una cantidad significativa de edificios ubicados en zonas de actividad sísmica en todo el mundo no cumplen con los requerimientos de diseño sismorresistente que exigen los códigos modernos, de modo que son vulnerables y podrían resultar dañados ante la acción de un sismo. [10]

Es así que las obras civiles están sujetas a causas que pueden llegar a cambiar el comportamiento de la estructura, esto conduce a la implementación de refuerzos.

Se pueden mencionar las siguientes causas:

- Cambio de uso de la edificación, en donde se somete a la estructura a soportar más carga para la que fue diseñada o que la distribución de estas varíe en cuanto a las asunciones iniciales.
- Asentamientos diferenciales, se producen por problemas en el suelo que no se tomaron en cuenta en el estudio de estos, dando lugar a fallas en la cimentación.



- Errores dentro del diseño
- Problemas debido a la degradación y deterioro de los materiales, se puede dar por el mismo paso del tiempo o por encontrarse en un entorno con agentes químico o naturales que afecten sus características.
- Errores en el proceso constructivo, asociados a la falta de personal calificado o a una mala fiscalización.
- Modificación y eliminación parcial o total de ciertos elementos estructurales.
- Modificaciones ante respuesta sísmica.
- Modificación de la normativa de la construcción, códigos y reglamentos.

Estos factores conducen a una evaluación de la estructura y a determinar las posibles técnicas de refuerzo con diferentes materiales y métodos que ayuden a mejorar la seguridad y confiabilidad de la estructura.

## **1.7.2. Técnicas de reforzamiento**

### **1.7.2.1. Reforzamiento con FRP (Fiber Reinforced Polymers)**

Los Fiber Reinforced Polymers, denominados comúnmente FRP o materiales fibroreforzados de matriz polimérica, constituyen una amplia gama de materiales compuestos consistentes en una matriz polimérica de naturaleza orgánica (resina epoxídica) con la que se impregna un refuerzo de fibra larga y continua de elevadas propiedades mecánicas. [11]

Las FRP consta de tres componentes:

#### **Fibras**

Este componente del material se encarga de dar las propiedades estructurales, pues cuenta con una resistencia y rigidez mayor a la de la matriz. Aquellas que se usan como refuerzo son continuas, con una direccionalidad dada y pequeñas. [12], [13]

#### **Matriz**

Su función es la de proteger a las fibras de la corrosión y abrasión, además de mantenerlas unidas. Este componente también se encarga de repartir la carga sobre las fibras. [12], [13]

La matriz puede ser de tipo termoplástico o el de uso más común el termoendurecido. Se sabe que la matriz usada influye significativamente en las propiedades mecánicas del material (FRP), tales como propiedades de cortante y compresión, así como en el módulo y resistencia transversal. [12], [13]

## **Adhesivos**

Material usado para adherir el material a la superficie, este sirve como medio para la correcta transferencia de carga por cortante entre el elemento estructural y FRP, esto da paso a que se trabaje como si se tratase de una sección compuesta. [12], [13]

Se menciona que estos métodos resultan más económicos que los tradicionales en cuanto a tiempo e instrumentos, así como costes derivados de eventuales interrupciones de servicio de la estructura y a la consideración de la vida útil de la misma estructura después de la intervención. [13]



**Figura 7** Reforzamiento externo de elementos de concreto.

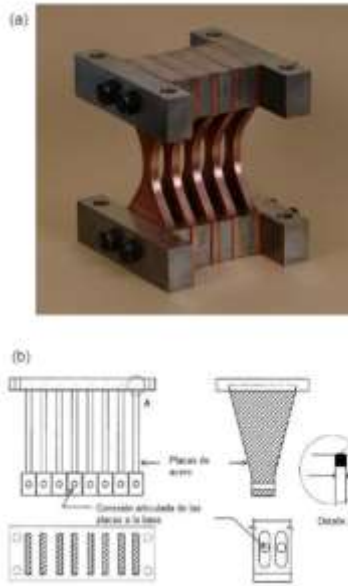
**Fuente:** Rolando Castillo (2010)

Si se observa la **Figura 7** se tiene el uso de FRP para reforzar de una unión de viga columna (a) y el literal b se trata del refuerzo de una viga corta, ambos casos en estructuras de concreto.

### **1.7.2.2. Utilización de dispositivos disipadores de energía pasivos controlados por desplazamientos tipo TADAS**

En las décadas de los 80 y 90, se desarrollaron dos disipadores de energía por fluencia de material, cuyo comportamiento histerético es similar, estos son: TADAS (Triangular plate added damping and stiffness) y ADAS (Added damping and stiffness). Los disipadores TADAS fueron desarrollados por Tsai en 1993, estos poseen una forma triangular cuya base es  $b$ , altura  $h$  y espesor de la placa  $t$ . [14]

La **Figura 8** muestra la estructura de estos dispositivos de disipación de energía por fluencia.



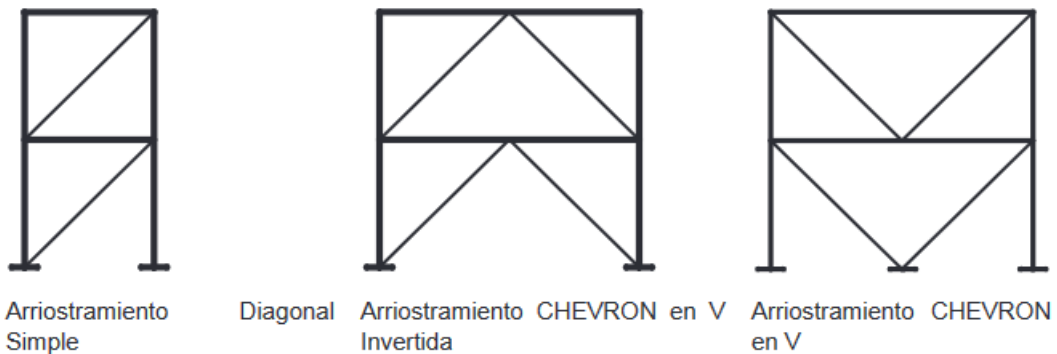
**Figura 8** Ejemplos de disipadores por fluencia, (a) ADAS y (b) TADAS

**Fuente:** Javier Crisafulli (2014)

### 1.7.3. Tipos de arriostramiento

#### 1.7.3.1. Arriostramiento concéntrico

Este tipo de arriostramiento (**Figura 9**) implica que los extremos de las riostras estén conectados a la unión del marco. Este tipo de arriostramiento ayuda a incrementar la rigidez de la estructura, ayudando así a la reducción de la deriva lateral. Estas riostras pueden interferir con el diseño arquitectónico de la edificación. [15]



**Figura 9** Tipos comunes de PEAC

**Fuente:** NEC-SE-AC (2014)

### 1.7.3.1.1. Mecanismo de disipación de energía de Pórticos Arriostrados Concéntricamente (PEAC)

La Norma Ecuatoriana de a construcción para estructuras de acero menciona que este tipo de pórticos “deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño”. [15]

Por la disposición de los elementos que conforman este tipo de pórticos se genera una armadura, cuya geometría se encuentra primordialmente sujeta a cargas axiales en el rango elástico. [15]

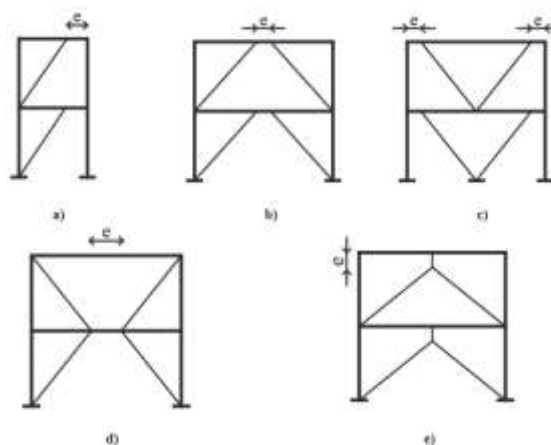
Cuando este sistema estructural se encuentre sometido a las fuerzas producidas por el sismo de diseño se espera que las diagonales conjuntamente con sus conexiones desarrollen grandes deformaciones inelásticas cíclicas en tensión y compresión en la zona de post pandeo. [15]

### 1.7.3.2. Arriostramiento excéntrico

Este tipo de arriostramientos está formado por diagonales en donde uno o ambos extremos no se unen a los enlaces o puntos finales de otros elementos que conforman el marco del pórtico (**Figura 10**). Si se cuenta con una conexión excéntrica quiere decir que la diagonal transfiere fuerzas horizontales por medio de una cizalla, ya sea a otra diagonal o a una columna.

De acuerdo a la NEC-SE-AC tienen el objetivo de:

- ...resistir las cargas laterales por medio de una combinación de acción de pórtico y acción de armadura. De esta manera, los PAE pueden considerarse como un sistema híbrido entre pórticos resistentes a momento y pórticos arriostrados concéntricamente. [15]



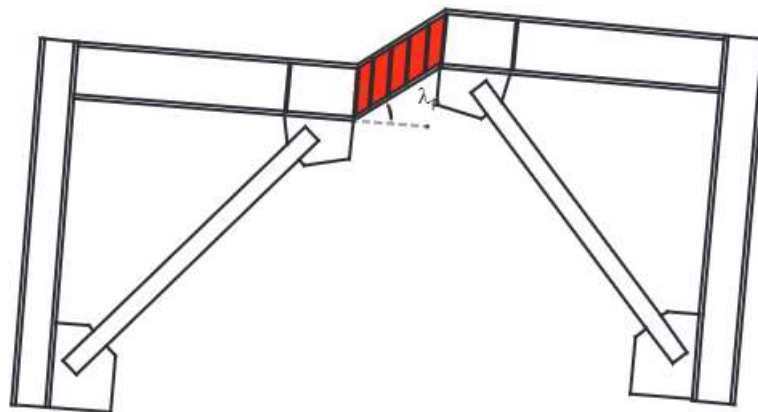
**Figura 10** Tipos comunes de PAE

**Fuente:**NEC-SE-AC (2014)

### 1.7.3.2.1. Mecanismo de disipación de energía Pórticos Arriostrados Excéntricamente (PAE)

Según la NEC-SE-AC en este tipo de pórticos los vínculos “deben ser capaces de resistir deformaciones inelásticas significativas cuando estén sujetos a las fuerzas resultantes producidas por el sismo de diseño”. [15]

Al observar la **Figura 11** se evidencia como el vínculo a ingresado en el rango inelástico.



**Figura 11** Comportamiento inelástico de PAE

**Fuente:** NEC-SE-AC (2014)

Se debe diseñar las columnas, los arriostramientos y los segmentos de viga que queden fuera de los vínculos, de tal manera que permanezcan dentro del rango elástico ante las máximas fuerzas generadas en el vínculo debido al endurecimiento por deformación y su ingreso en la zona de fluencia. [15]

Una consideración importante que menciona la NEC-SE-AC respecto de los pórticos PAE es:

.... En edificios que exceden los cinco pisos de altura, se permite diseñar el último entrepiso del PAE como PEAC. En este caso, para efectos de determinar el coeficiente de reducción de respuesta sísmica,  $R$ , el entrepiso debe considerarse como parte del sistema de PAE. [15]

### 1.7.4. Diagonales rigidizadoras

#### 1.7.4.1. Generalidades

De acuerdo con lo indicado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción se tiene que se trata de un sistema resistente de una estructura que está compuesta por pórticos especiales resistentes y por diagonales rigidizadoras, que pueden ser concéntricas o

excéntricas dispuestas correctamente en el espacio, estas están diseñadas para resistir fuerzas sísmicas. Se debe mencionar que una adecuada disposición es posicionar los arriostramientos lo más simétrico posible.

#### **1.7.4.2. Funcionamiento de las diagonales**

Si de diagonales se habla se debe mencionar que son elementos estructurales que se diseñan para resistir fuerzas horizontales, que son consecuencia de las acciones generadas por viento o sismo. En cuanto a su diseño se debe tener en cuenta de que los arriostramientos cumplan con las exigencias mínimas establecidas por normas internacionales y nacionales. Los arriostramientos deben ser diseñados de tal manera que desarrollen ductilidad y disipar energía de todos los elementos estructurales, esto por medio de deformaciones inelásticas, que se llegan a producir durante un evento telúrico.

Un mecanismo eficiente para la disipación de energía es contar con una unión columna fuerte – viga débil, ya que la disipación se produce de forma localizada en vigas, conexiones y arriostramientos. [16]

#### **1.7.4.3. Respuesta sísmica de las diagonales concéntricas**

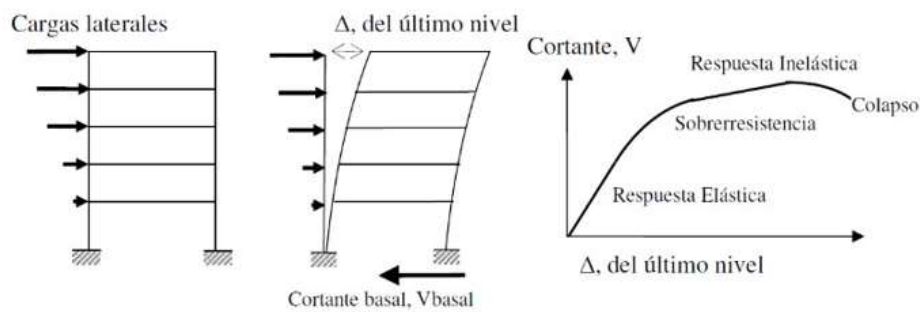
El comportamiento de este sistema de diagonales puede afectarse debido al pandeo de los elementos que se encuentran en compresión. Por otro lado, los arriostramientos sujetos a efectos de tracción se deben diseñar para soportar entre el 30% hasta el 70% de la fuerza generada por un sismo actuando sobre un determinado plano.[16]

Si la estructura se ve sometida a cargas horizontales producto de un sismo, las diagonales deben estar dispuestas de tal forma que la respuesta del sistema es prácticamente simétrica en cuanto a rigidez y resistencia se refiere; por lo que es aconsejable contar con un número par de diagonales a esto se le debe sumar que los elementos cuenten con secciones iguales y un ángulo de inclinación.[16]

Si se cuenta con arriostramientos que cumplan las condiciones antes mencionadas se producen esfuerzos de compresión y tracción de manera alterna, generando una variación en la rigidez y resistencia, pero al mismo tiempo se logra una respuesta en ambos sentidos. [16]

“...Para que la estructura se considere pórtico con diagonales se requiere que el sistema de diagonales absorba al menos el 75% del cortante basal en cada dirección...”[1]

Se debe considerar que el cortante basal es la fuerza producida por cargas horizontales sea viento o sismo, aplicada en la base de la edificación (**Figura 12**)



**Figura 12** Representación del cortante basal

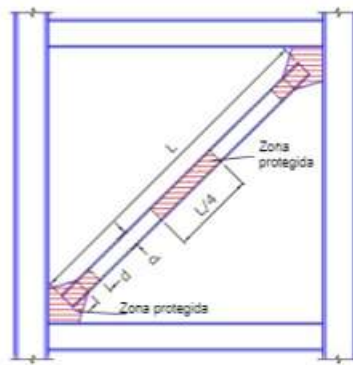
**Fuente:** Carlos A. Saavedra (2016) [17]

Los arriostramientos deben estar colocados perimetralmente en todo el edificio y de forma simétrica de tal manera que se avale resistencia y rigidez, más allá de cumplir con los criterios estructurales, se debe también cumplir con las condiciones funcionales de la estructura, tales como la ubicación de ventanas y puertas. Dentro de las consideraciones se debe tomar en cuenta el costo económico y la estética con la que cuente la edificación para que se ajuste a su entorno urbanístico. [16]

Para lograr un funcionamiento adecuado de las diagonales se recomienda que estas tengan una inclinación de entre  $30^\circ$  y  $60^\circ$ , esto ayuda al momento de ejecutar las conexiones entre las diagonales y el pórtico.[16]

Para tener un diseño estructural correcto y un comportamiento sismorresistente de las diagonales, se debe garantizar que a pesar de las riostras puedan sufrir algún daño, el resto de los elementos estructurales tales como columnas y vigas se encuentren diseñados para que resistan cargas gravitacionales.[16]

Mientras ocurre un evento telúrico, el sistema de riostras concéntricas presenta deformaciones inelásticas, de tal forma que se da una disipación de energía a partir de la fluencia de las barras en tensión y las barras bajo acciones de compresión presentan pandeo, dando así lugar a la formación de rotulas plásticas en el centro y extremos de la diagonal. Llegando a llamar a dichas superficies o secciones del elemento como zonas protegidas.[16]



**Figura 13** Zonas protegidas de una diagonal

**Fuente:** Crisafulli (2018)

#### **1.7.4.4. Respuesta sísmica de las diagonales excéntricas**

Este sistema de diagonales es más adecuado para edificios esbeltos y altos, el proceso de disipación de energía tiene lugar debido a la fluencia del acero debido a la excentricidad que se produce en la viga, Es así que las fuerzas axiales que se producen en las diagonales son transmitidas por esfuerzos de flexión y corte, esto en función a la longitud de la excentricidad. [16]

Las fuerzas axiales que se dan en los arriostramientos como resultado del sismo, se transmiten por medio de vigas y columnas a través de la excentricidad que presenta la estructura. La excentricidad se debe ubicar con cuidado, pues de esta depende la ductilidad y la rigidez elástica de la estructura, en tal virtud no se recomienda ubicar en las columnas del sistema dado que se puede llegar a formar un mecanismo llamado piso flexible.

Es este tipo de sistema de arriostramiento, las rótulas plásticas se forman en los extremos de los arriostramientos, esto como efecto del aumento de los esfuerzos de flexión y corte generados por un sismo.

Los arriostramientos se diseñan de tal manera que permanezcan en el intervalo elástico, evitando así que exista pandeo, mientras que la actividad inelástica se acumula en zonas del arriostramiento en las cuales no existe afectación en la estabilidad y resistencia de la estructura. [16]

### **1.8. Análisis de precios unitarios**

Es un método usado con frecuencia en países latinos, considerado como una buena práctica en la gestión de proyectos según la teoría de la triple restricción que comprende: alcance tiempo y costo.[18]

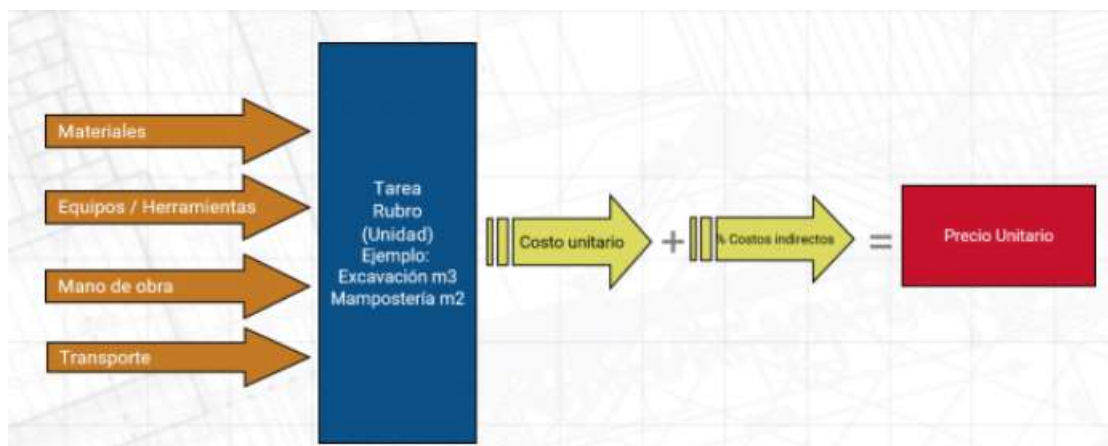
El Análisis de Precios Unitarios (APU), se trata de un desglose por unidad de medida, creado para cada rubro que conforma la obra de construcción. Se debe de recordar que se



trata de un proceso aproximado, pues cada proyecto es un mundo diferente. El APU está sujeto a la experiencia del analista y que es dinámico porque todo en el tiempo va cambiando y mejorando a fin del que el análisis sea más certero.[18], [19]

El APU contiene dentro de su estructura la cantidad y costo de cada uno materiales a usarse y rendimientos. Estos datos permiten definir los componentes del rubro tales como: mano de obra, equipos, transporte, materiales y costos indirectos.[18]

A continuación, se presenta un diagrama que muestra el contenido que tiene el APU, en función a la tarea o rubro a ejecutarse y como esto orienta a tener un valor económico.



**Figura 14** Componentes del Análisis de Precios Unitarios

**Fuente:** InterPro (2021)

### Costo directo

Se definen como todos los costos que se pueden medir y asignar inequívocamente a un rubro tales como: mano de obra, materiales, equipo o herramientas y el transporte, mismos que se detallan en la **Tabla 7**. Estos componentes se cuantifican en función de una unidad de medida determinada.[19]–[21]

**Tabla 7** Elementos del Costo directo

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Elementos	Descripción
Mano de obra	Se trata de un componente fundamental, pues es el responsable de ejecutar las actividades necesarias que un proyecto requiere. Siendo entonces el esfuerzo físico y mental que ejerce un trabajador a cambio de una remuneración económica. Se clasifica en: <u>Mano de obra directa</u> : grupo de trabajadores que generan productos terminados a partir de materia prima. <u>Mano de obra indirecta</u> : trabajadores que ofrecen apoyo o ejecutan actividades administrativas. <u>Mano de obra de gestión</u> : personal de cargos ejecutivos y directivos.
Maquinaria y equipo	Se trata del alquiler o compra de las máquinas o equipos durante un periodo determinado. Estos pueden favorecer o perjudicar el rendimiento del proyecto.
Materiales	Se definen como las materias primas, productos y subproductos empleados en la construcción de obras civiles. <u>Materia prima</u> : son los elementos que se llevan a obra en su estado natural como: el agua, piedras, arena etc. <u>Productos</u> : son elementos elaborados de forma manual o con maquinaria como: los bloques, varillas o perfiles de acero, etc.

### **Costo indirecto**

Hace referencia al costo general necesario para poder realizar un proyecto, estos no pueden adjudicarse directamente con un rubro, pero se deben considerar para llegar a tener un producto final. Se pueden mencionar dentro de estos al pago de servicios básicos, pago de seguros, arriendo de oficinas, guardianía, etc.[19]

## **2. METODOLOGÍA**

### **2.1. Descripción del proyecto**

#### **2.1.1. Ubicación**

El presente proyecto se ubica en la ciudad de Quito, de acuerdo con lo dicho por Aguiar en el 2013, se trata de una ciudad alargada, cuya longitud es de aproximadamente 40 Km, cuyo contorno tiene fallas ciegas y volcanes. Una condición que se debe tener presente es que se llegará a tener un sismo de magnitud 6.0, las condiciones de contorno antes mencionadas sumado a las altas pendientes contribuirán al incremento del sismo a una magnitud de 7.0. [22]

Los suelos al ser de origen volcánico se pueden diferenciar dos tipos Cangahua y Machángara.

Los suelos de Cangahua están compuestos de que empezaron su proceso de sedimentación 1000 A.C., cenizas volcánicas y tobas. Estos elementos con el pasar de los años y la nitrificación han dado lugar a la formación de una roca blanda, dando al suelo cualidades de resistencia aptas para la construcción, pero débil ante la meteorización producida por el viento y el agua.[23]

Tomando en cuenta los estudios ejecutados para la construcción del Metro de Quito, en donde los sondeos al suelo indican que no se puede determinar con exactitud la profundidad a la que se localiza la roca en el DMQ, también se logró demostrar que los suelos de la ciudad de Quito en su mayoría son de tipo D de acuerdo con la clasificación del International Building Code del año 2003. Esto llevo a definir que los suelos de Quito no son tan resistentes, pero tampoco tan malos.[23]

## **2.1.2. Propuesta arquitectónica**

### **2.1.2.1. Generalidades**

En presente proyecto se plantea el desarrollo de una edificación con una tipología constructiva aporticada en acero de 8 pisos, con uso mixto (vivienda - comercial), ubicada en la ciudad de Quito, emplazada en un suelo tipo D. La edificación cuenta con una superficie de 324 m<sup>2</sup> y una altura de 26m. Cabe destacar que la distribución arquitectónica forma parte de las actividades de diseño de la edificación, y estará sujeta a los lineamientos definidos en el anexo único – Reglas técnicas de arquitectura y urbanismo para edificaciones de dicho uso; se asumirán condiciones urbanas y de implantación de proyecto ideales. Bajo estos términos la configuración arquitectónica de la edificación busca la funcionalidad, comodidad y confort de los usuarios y de la comunidad vecina, es así que se tiene una planta baja con locales comerciales de acceso público y siete plantas residenciales privadas, formadas por cuatro departamentos cada una, teniendo 28 departamentos en total. (Arboleda, Jiménez & Mateus, 2022)

A continuación, se presenta la fachada norte y oeste de la edificación, que indican las 8 plantas y sus diferentes niveles.



**Figura 15** Fachadas de la edificación

**Elaborado por:** Arboleda, Jiménez & Mateus, 2022

### 2.1.2.2. Planta Baja

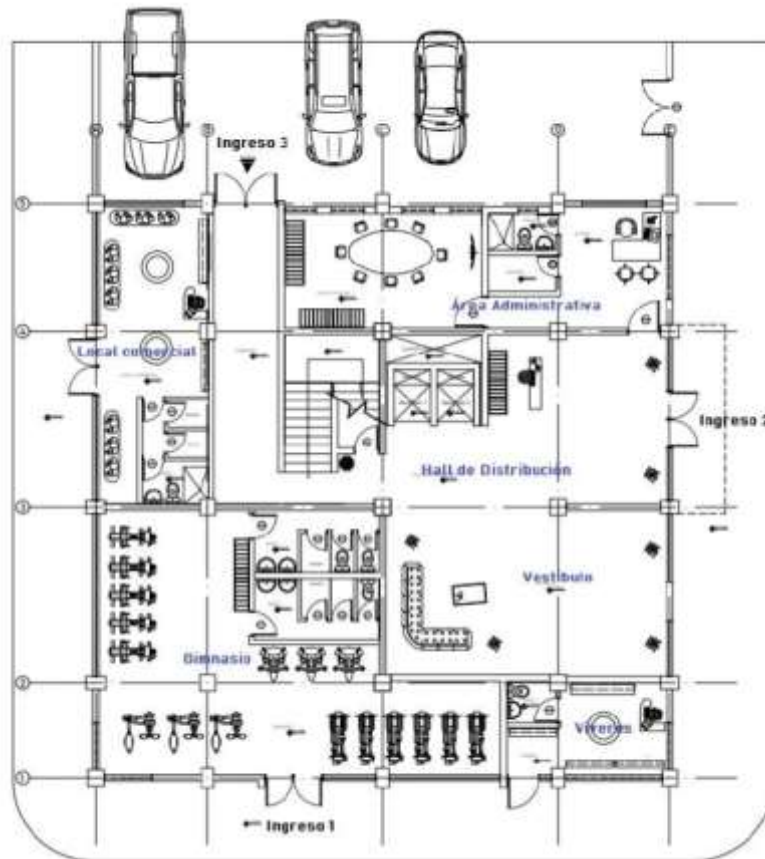
Esta primera planta consta de tres ingresos uno localizado en la fachada norte, otro al lado oeste de la de edificio la cual conecta a un vestíbulo donde se ubica la recepción y el tercer ingreso en la parte sur que conduce a los parqueaderos.

Este piso cuenta con zonas comerciales entre los que se puede encontrar: un local comercial destinado a la venta de prendas de vestir y calzado, junto a este se ubica un gimnasio completamente equipado y con vestidores diferenciados para hombres y mujeres, en estos existen una zona de lavabos y baños, en la parte inferior derecha se localiza un local cuya actividad económica es la venta víveres, insumos de aseo personal y productos varios. Esta planta alberga el área administrativa del edificio.

Las gradas y los ascensores están ubicados en la parte central con el fin de lograr una circulación fluida a lo largo de la edificación.

La zona de parqueaderos se localiza en la parte sur de la edificación esta cuenta con 25 lugares de estacionamiento, de los cuales 3 están destinados para personas con capacidades diferentes.

La **Figura 16** muestra la distribución de la planta baja, la cual tiene un uso comercial y administrativo, además es la planta de acceso hacia los pisos residenciales.



**Figura 16** Distribución de la planta baja  
**Elaborado por:** Arboleda, Jiménez & Mateus

**Tabla 8** Cuadro de áreas planta baja

**Fuente:** Jiménez & Mateus

Planta Baja	
Detalle	Área (m <sup>2</sup> )
Gimnasio	81.43
Local comercial	32.07
Local de viveres	14.22
Recepción	20.14
Hall de distribución	22.32
Vestíbulo	45.86
Área administrativa	43.33
Pasillo	4.06
Gradas	14.40
Ascensor	10.07
<b>Superficie útil</b>	<b>287.90</b>
<b>Superficie constructiva</b>	<b>324</b>

La tabla anterior muestra el detalle de las áreas por ocupación que componen la planta baja, la cual tiene un área útil de 287.90m<sup>2</sup> y una superficie constructiva de 324m<sup>2</sup>.

### 2.1.2.3. Departamento tipo 1

El acceso al departamento está directamente conectado a la sala en la que se puede colocar un sofá Chaise Longue, un sofá de una plaza, una mesa centrar, una mesa nido y un aparador para la televisión.

En este departamento la cocina y el comedor comparte el espacio, en donde la cocina está formada por: lavaplatos, seguido de un mesón y bajo estos se colocan espacios de almacenamiento para utensilios de cocina y alimentos, se tiene una cocina de 4 quemadores, a continuación, se localiza el comedor este puede ser de 4 o 6 personas, seguido de una refrigeradora. Para finalizar esta sección se encuentra el cuarto de lavado en donde cabe una lavadora y una secadora.

Este departamento tipo está formado por una habitación principal donde cabe una cama doble o matrimonial, dos veladores, un closet y un mueble para la televisión.

En cuanto a las unidades sanitarias tiene 2, una de uso exclusivo del cuarto principal cuenta con ducha, inodoro y lavabo, el otro baño es de uso social que tiene un inodoro y lavamanos. La distribución del departamento tipo 1 se muestra de manera gráfica en la **Figura 17**.



**Figura 17** Distribución departamento tipo 1  
**Elaborado por:** Arboleda, Jiménez & Mateus

Los datos de las áreas asociadas a los espacios de departamento tipo 1 se indican en la **Tabla 9**, de donde se extrae que el área constructiva es de 69.56m<sup>2</sup>.

**Tabla 9** Cuadro de áreas Departamento tipo 1

**Fuente:** Jiménez & Mateus

<b>Departamento tipo 1</b>	
<b>Detalle</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>
Dormitorio máster	15.22
Cocina – comedor	12.74
Baño social	1.75
Sala	22.74
Cuarto de lavado	1.59
Balcón	7.84
<b>Superficie útil</b>	<b>61.88</b>
<b>Superficie constructiva</b>	<b>69.56</b>

#### 2.1.2.4. Departamento tipo 2

El ingreso del departamento se encuentra conectado con la sala en las que se puede colocar dos sofás Chaise Longue, una mesa centrar y un aparador para la televisión, esta sala tiene un acceso directo al balcón. En lado izquierdo de la sala se encuentra ubicada la cocina y el comedor, en donde la cocina está formada por: lavavajillas, seguido de un mesón y bajo estos se colocan espacios de almacenamiento para alimentos y utensilios de cocina, se cuenta con una cocina de 4 quemadores, se localiza el comedor este puede ser de 4 o 6 personas y una refrigeradora.

Para finalizar esta sección se encuentra el cuarto de lavado en donde cabe una lavadora y secadora.

El departamento tipo 2 incluye: 1 dormitorio máster y un dormitorio. En la habitación principal cabe una cama doble o matrimonial, dos veladores, un closet y un aparador para el televisor.

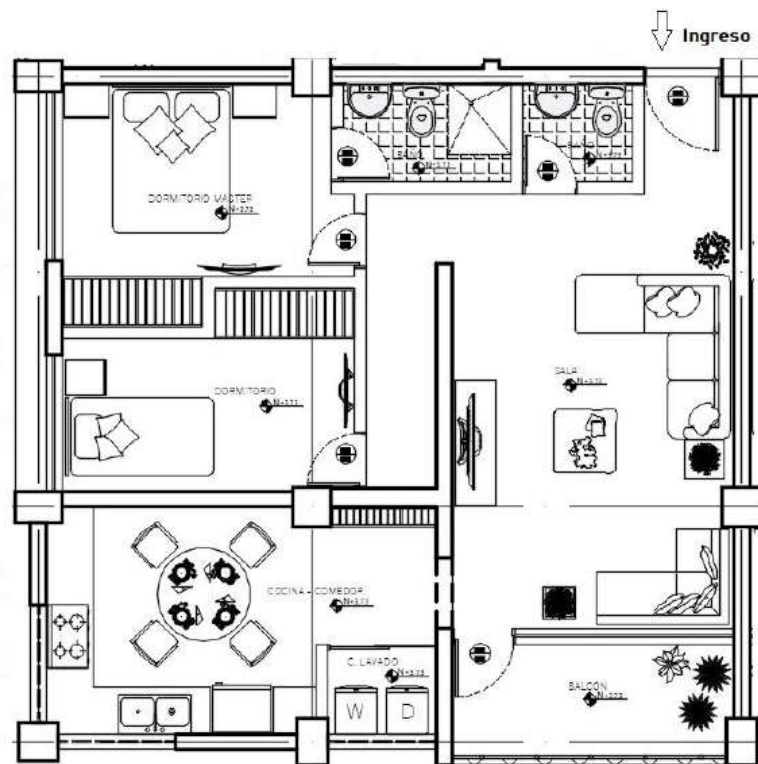
El dormitorio está destinado para niños o visitas en el cual se puede colocar una cama individual, velador y closet. Se debe mencionar que esta propuesta de dormitorios puede ser modificada por un mini estudio.

El departamento cuenta con 2 baños: uno social formado por baño y lavamanos y otro para uso exclusivo del dormitorio máster con las piezas sanitarias antes descritas más una ducha.

**Tabla 10** Cuadro de áreas Departamento tipo 2

**Fuente:**Jiménez & Mateus

Departamento tipo 2	
Detalle	Área (m <sup>2</sup> )
Dormitorio máster	12.86
Dormitorio	8.52
Cocina – comedor	12.50
Baño social	1.85
Sala	20.50
Pasillo	5.13
Cuarto de lavado	1.60
Balcón	5.52
<b>Superficie útil</b>	<b>68.48</b>
<b>Superficie constructiva</b>	<b>89.45</b>



**Figura 18** Distribución del departamento tipo 2

**Elaborado por:** Arboleda, Jiménez & Mateus

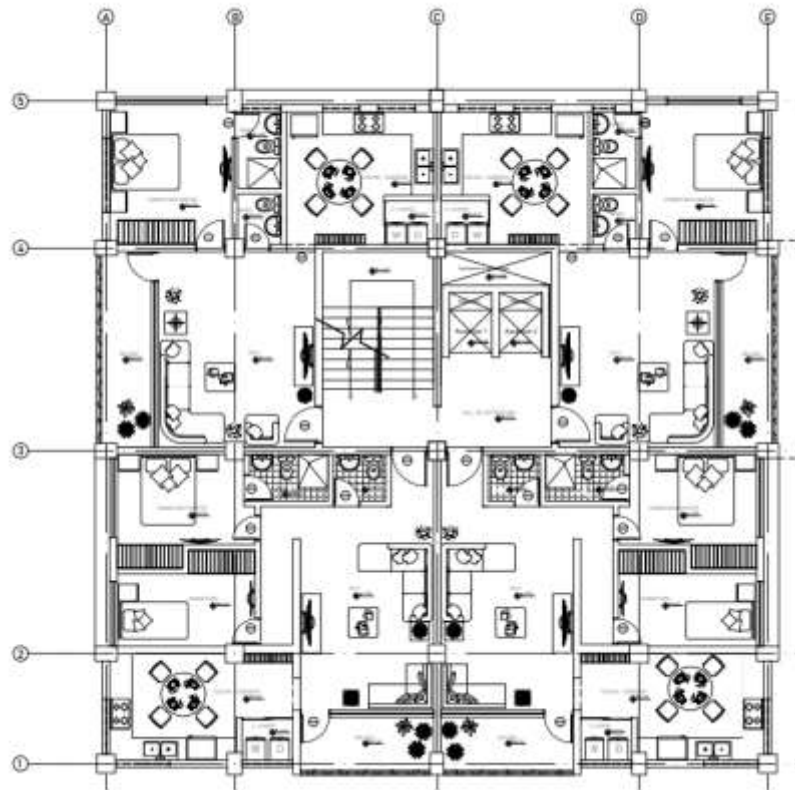
La **Figura 18** presenta la distribución del departamento tipo 2, se diferencia del anterior por contar con 2 habitaciones más y un balcón, pues este tiene 20 m<sup>2</sup> más de área constructiva, siendo esta de 89.45m<sup>2</sup> valor mostrado en la Tabla 10.



### 2.1.2.5. Planta tipo

Las 7 plantas superiores cuentan con dos tipos de departamentos detallados anteriormente, con accesos verticales localizados en el centro de la planta. Los departamentos tipo 1 tienen una superficie de  $61.88 \text{ m}^2$  y el departamento tipo 2 un área de  $68.48 \text{ m}^2$ , dando como resultado que el área total de la planta es de  $306.19 \text{ m}^2$ . Este detalle de áreas se indica en la **Tabla 11**.

La **Figura 19** presenta la distribución de los departamentos en la planta, teniendo en la parte superior 2 departamentos tipo 1 y en la parte inferior de la figura se ubican 2 departamentos tipo 2.



**Figura 19** Distribución de la planta tipo

**Fuentes:** Jiménez & Mateus

**Tabla 11** Cuadro de áreas planta tipo

**Fuente:**Jiménez & Mateus 2022

<b>Planta Tipo</b>	
<b>Detalle</b>	<b>Área (m<sup>2</sup>)</b>
Departamentos	260.72
Pasillos	22.03
Ascensor	10.07
Gradas	13.37
<b>Superficie útil</b>	<b>306.19</b>
<b>Superficie constructiva</b>	<b>324</b>

## **2.2. Prediseño de elementos estructurales**

### **2.2.1. Definir propiedades mecánicas de los materiales**

#### **2.2.1.1. Acero Estructural**

De acuerdo con la (NEC-SE-AC, Capítulo 5.1) para sistemas resistentes a cargas sísmicas (SRCS) el mínimo esfuerzo de fluencia especificado debe tener el acero utilizado en miembros en los cuales se espera un comportamiento inelástico no debe exceder de 345 MPa(50Ksi).

Los aceros estructurales son seleccionados en función a sus propiedades inelásticas y de soldabilidad y deben cumplir las siguientes predisposiciones:

- Una meseta de fluencia bien pronunciada en el diagrama de esfuerzos vs deformaciones unitarias.
- Una gran capacidad de deformación inelástica.
- Buena soldabilidad.

Para el presente proyecto se utilizará un acero ASTM A36 (NEC-SE-AC, Capítulo 5.2) con sus siguientes propiedades:

**Tabla 12** Propiedades a tensión del acero estructural

**Fuente:** Modificado de NEC-SE-AC (2014)

Especificación ASTM	Esfuerzo de fluencia (Fy)	Resistencia a la tensión (Fu)
ASTM A36	36ksi	58-80ksi

$$f_y = \frac{\text{Grado de acero}}{14.23} * 1000$$

**Ecuación 1** Conversión módulo de fluencia del acero

$$f_y = \frac{36}{14.23} * 1000 = 2529.86 \cong 2530 \left[ \frac{kg}{cm^2} \right]$$

### 2.2.1.2. Hormigón

- Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión  $f'_c$  especifica por (NEC-SE-HM, Capítulo 3.3.1), deberá tener un valor mínimo 21MPa.

- Módulo de elasticidad

$$E_c = 12500\sqrt{f'_c}$$

**Ecuación 2** Módulo de elasticidad del hormigón

**Fuente:**[24]

$$E_c = 12500\sqrt{210} = 181142.209 \left[ \frac{kg}{cm^2} \right]$$

### 2.2.2. Estimación de cargas

#### 2.2.2.1. Carga muerta

Según la NEC 15 se trata de las cargas permanentes formadas por el peso de todos los elementos estructurales que actúan permanentemente sobre la estructura, estos elementos pueden ser: paredes, muros, recubrimientos e instalaciones eléctricas, mecánicas, de máquinas, sanitarias y todo artefacto integrado a la estructura de manera permanente.

$$C_D = P_{propio} + S_{carga}$$

**Ecuación 3** Composición de la carga muerta

### **Peso propio ( $P_{propio}$ )**

Se considera el peso de la placa de la losa deck y Peso de la losa de hormigón vaciado sobre la placa deck.

### **Sobre carga ( $S_{carga}$ )**

Se toma en cuenta el peso que aporta las:

- ✓ Vigas secundarias que para el prediseño de asume un valor de 30 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Los recubrimientos, dado obtenido de la NEC 15, sección carga no sísmicas sección 4.1 en la tabla 8, página 23. Se toman datos de contrapiso y cielo raso.
- ✓ Instalaciones carga que suele recomendarse en un rango de (20-40) kg/m<sup>2</sup>, dado la ocupación se toma un valor de 30 kg/m<sup>2</sup>
- ✓ Mampostería, carga que se asume un valor de 290 kg/m<sup>2</sup>.

La **Tabla 13** contiene información acerca de la carga muerta de los materiales de la construcción propuestos por la NEC-SE-DC para recubrimientos y cielorrasos.

**Tabla 13** Carga muerta: Peso materiales

Fuente: NEC-SE-CG (2014)[25]

Material	Peso Unitario kN/m <sup>3</sup>
<b>G. Contrapisos y recubrimientos</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
Baldosa de mármol reconstituido, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.22
Baldosa de cerámica, con mortero de cemento: por cada cm, de espesor	0.20
Contrapiso de hormigón ligero simple, por cada cm, de espesor	0.16
Contrapiso de hormigón simple, por cada cm, de espesor	0.22
<b>H. Cielorrasos y Cubiertas</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
De yeso sobre listones de madera (incluidos los listones)	0.20
De mortero de cemento compuesto de cal y arena	0.55

El detalle de los componentes de carga muerta se muestra en la **Tabla 14**, donde el peso propio está asociado a la Losa deck y la sobrecarga se define en función al peso de vigas, mampostería, instalaciones y recubrimientos.

**Tabla 14** Resumen de carga muerta  
**Elaborado por:** Génesis Mateus

<b>CARGAS MUERTAS</b>		
CD=PP+SC		
PP		
P. placa:	7.47	kg/m <sup>2</sup>
P. losa:	180	kg/m <sup>2</sup>
	<b>187.47</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
PP:	0.187	T/m <sup>2</sup>
SC		
Recubrimiento y Cubierta :	40.8	kg/m <sup>2</sup>
Viga:	10	kg/m <sup>2</sup>
Instalaciones:	30	kg/m <sup>2</sup>
Mampostería:	290	kg/m <sup>2</sup>
	<b>370.8</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
SC:	0.371	T/m <sup>2</sup>
CD:	<b>558.24</b>	<b>Kg/m<sup>2</sup></b>

### 2.2.2.2. Carga viva

De acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción del 2015, estas son las sobrecargas que dentro del cálculo están asociadas a la ocupación a la que se destinará la edificación, considerando el peso de personas, equipos, muebles y accesorios móviles o temporales, entre otros.

Es así como, las losas que entran dentro del prediseño son las correspondientes a las 7 plantas tipo de la edificación, mismas que solamente contienen departamentos, por lo cual la ocupación que se va a dar es para vivienda.

Dentro de la **Tabla 15** y **Tabla 16** se encuentran los datos relacionados a la carga viva, en donde la primera contiene el dato por norma, mientras que la segunda la distribución de carga que se tendrá por planta.

**Tabla 15** Carga viva: sobrecargas mínimas  
**Fuente:** NEC-SE-CG (2014)[25][25]

Ocupación o tipo	Carga uniforme (kN/m <sup>2</sup> )	Carga concentrada (kN)
<b>Hospitales</b>		
Salas de quirófanos, laboratorios	2.00	4.50
Salas de pacientes	3.00	4.50
Corredores en pisos superiores a la planta baja	4.00	4.50
<b>Instituciones penales</b>		
Celdas	2.00	
Corredores	4.00	
<b>Pasarelas, guardavías y aparadoras de seguridad</b>	Véase sección <a href="#">4.6 ASCE/SEI 7-10</a>	
<b>Pozos y plataformas elevadas (excepto rutas de escape)</b>	3.00	
<b>Pisos y terrazas peatonales</b>	4.00	
<b>Pisos para cuarto de máquinas de elevadores (losas de 2500 mm<sup>2</sup>)</b>		1.42
<b>Residencias</b>		
Vivienda (familiares y similares)	2.00	
<b>Oficinas y residencias transitorias</b>		
Oficinas	3.00	
Salas de cómputo y sus corredores	4.00	

**Tabla 16** Detalle cargas vivas del edificio

**Elaborado por:** Mateus, 2022

Ocupación o uso	Carga uniforme (T/m <sup>2</sup> )
<b>Planta Baja</b>	
Gimnasio	0.49
Almacenes (venta al por menor)	0.49
<b>Planta Tipo</b>	
Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	0.20

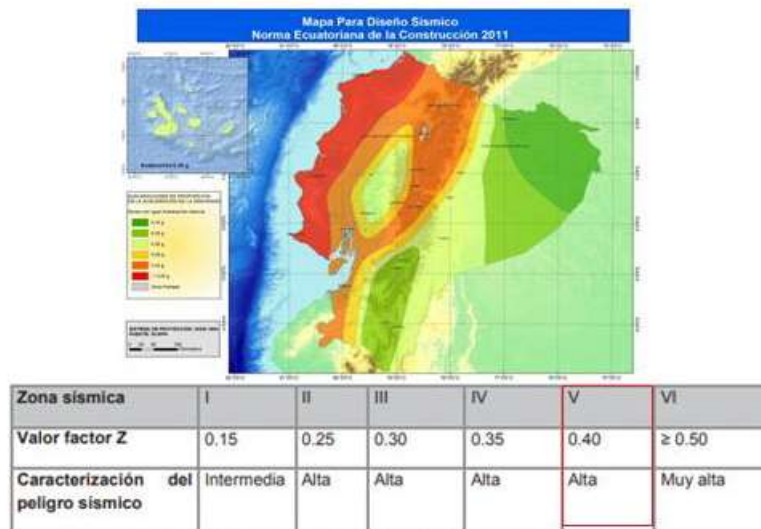
Se debe mencionar que la distribución de la carga viva y muerta sobre las losas se considerara la misma para las 7, ya que la última de ellas que se podría determinar cómo terraza, puede cambiar su ocupación a lo largo de la vida útil de la edificación.

### 2.2.2.3. Carga de sismo

#### 2.2.2.3.1. Zona Sísmica

Dentro del diseño de edificios normales, se aplica el valor de un coeficiente z que se define como la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño y se expresa en función de la gravedad. [1]

Múltiples fallas geológicas atraviesan a la ciudad de Quito, en una zona sísmica V según el mapa de zonificación sísmica de la Norma Ecuatoriana de la Construcción.



**Figura 20** Mapa y valores del factor Z en función de la zona sísmica.

**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

De la **Figura 20** se define que para el presente proyecto la zona sísmica: V con factor de Z=0.40, con una caracterización sísmica alta.

### 2.2.2.3.2. Tipo de suelo

En el Ecuador se definen 6 tipos de suelo que son descritos en la **Tabla 17**:

**Tabla 17** Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > V_s \geq 360$ m/s
D	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ kPa
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > V_s \geq 180$ m/s
E	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15.0$ $100 \text{ kPa} > S_u \geq 50$ kPa
	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
E	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa

El suelo que mejor se ajusta por su descripción a la ciudad de Quito es el perfil D.

### 2.2.2.3.3. Fa: Coeficiente de amplificación del suelo en una zona de período corto

De acuerdo con el tipo de suelo (tipo D en este caso) y la zonificación sísmica se procede a escoger el coeficiente de amplificación del suelo en una zona de período corto, esta relación se muestra en la **Tabla 18**, teniendo como resultado  $F_a = 1.20$ .

**Tabla 18** Tipos de suelo y factores de sitio  $F_a$ .

**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.5$
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección <a href="#">10.6.4</a>					

**2.2.2.3.4. Fd: amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca**

El coeficiente Fd amplifica las ordenadas del espectro de respuesta de desplazamiento, considerando los efectos de sitio. Usando la **Tabla 19** se define Fd= 1.4 para suelo tipo D y zona V.

**Tabla 19** Tipos de suelo y factores de sitio Fd

**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.6	1.5	1.4	1.35	1.3	1.25
D	1.9	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					

**2.2.2.3.5. Fs: comportamiento no lineal de los suelos**

Los valores del coeficiente Fs. consideran el comportamiento no lineal de los suelos, la degradación del periodo del sitio que depende de la intensidad y contenido de frecuencia de la excitación sísmica y los desplazamientos relativos del suelo, para los espectros de aceleraciones y desplazamientos. Con la ayuda de la **Tabla 20** y teniendo como dato un perfil de suelo tipo D y una zona sísmica V el valor de Fs es 1.50.

**Tabla 20** Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

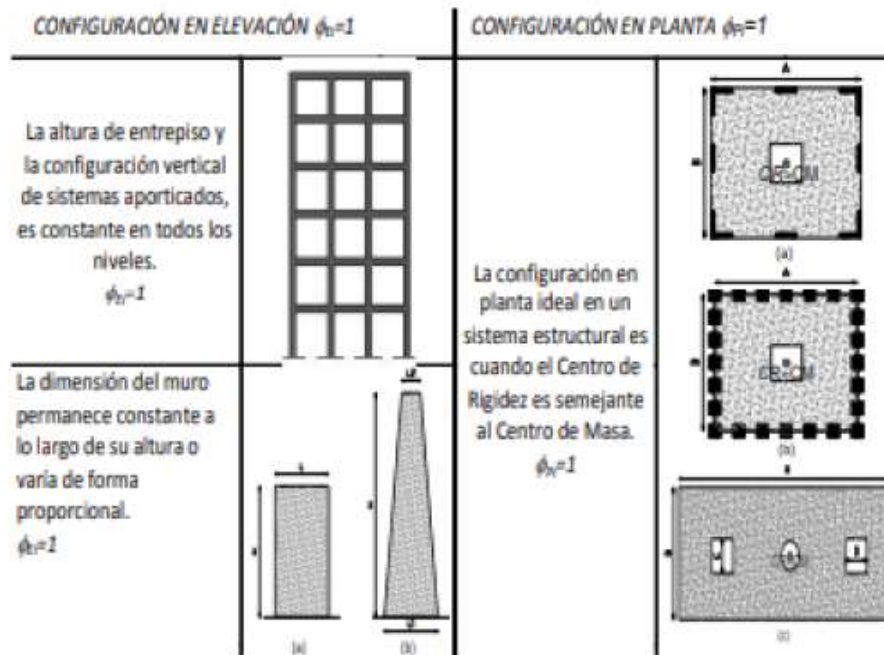
**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	1	1.1	1.2	1.25	1.3	1.45
D	1.2	1.25	1.3	1.4	1.5	1.65
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase <a href="#">Tabla 2</a> : Clasificación de los perfiles de suelo y <a href="#">10.6.4</a>					



### 2.2.2.3.6. Coeficiente de configuración en planta y elevación

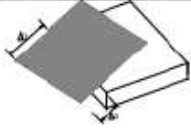


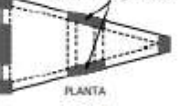
En el diseño de una estructura es importante que se promueva una configuración estructural simple y regular (**Figura 21** y **Figura 22**) que garantice un correcto comportamiento sísmico, ya que la alteración fuerte de resistencia y rigidez pueden ocasionar la acumulación de daño en algunos elementos estructurales.[1]



**Figura 21** Configuraciones Estructurales recomendadas

**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

Al ser una estructura cuya altura del entrepiso y la configuración vertical de sus sistemas aporticados, es constante en todos los niveles se asume un  $\phi_E=1$ .

<p><b>Tipo 1 - Irregularidad torsional</b>  <math>\phi_p=0.9</math>  <math>\Delta &gt; 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}</math></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><b>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas</b> <math>\phi_p=0.9</math>  <math>A &gt; 0.15B</math> y <math>C &gt; 0.15D</math></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><b>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso</b>  <math>\phi_p=0.9</math>  a) <math>CxD &gt; 0.5AxB</math>  b) <math>(CxD + CxE) &gt; 0.5AxB</math></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><b>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos</b>  <math>\phi_p=0.9</math></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>	

**Figura 22** Coeficientes de irregularidad en planta

**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

Se concluye que la estructura presenta una configuración en planta regular por lo que  $\Phi_p=1$ .

### 2.2.2.3.7. Ductilidad y factor de reducción sísmica R

Según la NEC-SE-DS, el factor de reducción sísmica R, implica una reducción de fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido con rótulas plásticas. La recomendación de la Norma Ecuatoriana de la construcción, para pórticos especiales sismo resistente, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas es un  $R=8$ , lo cual garantizaría una completa ductilidad de la estructura.

La **Tabla 21** muestra la descripción de los sistemas estructurales y el factor de reducción sísmica asociado a estos.

**Tabla 21** Factor de reducción de resistencia.

**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8

### 2.2.2.3.8. Factor de Importancia

Este factor tiene como fin aumentar la demanda sísmica de diseño para que las estructuras presenten menos daños durante la ocurrencia de un sismo y posteriormente sigan operativas.

La edificación a diseñarse se ubica en la categoría de otras estructuras pues su ocupación y uso es comercial – residencial, por como indica la **Tabla 22** el coeficiente de importancia para el proyecto es de 1.

**Tabla 22** Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.

**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

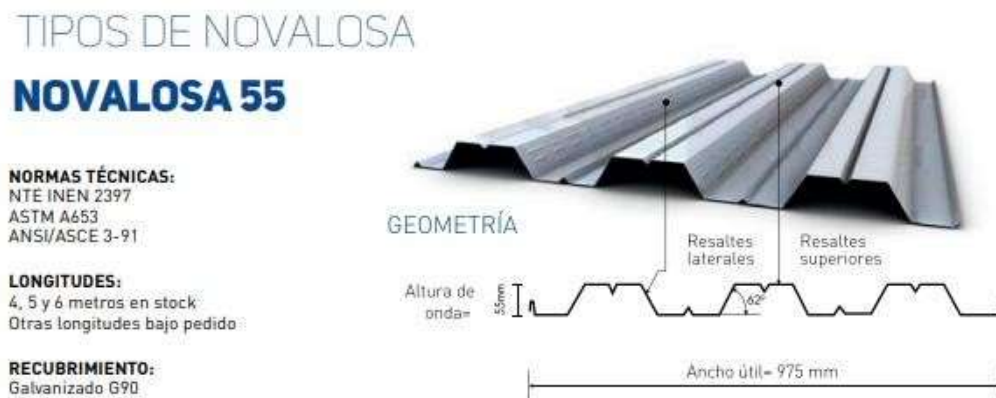
Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coficiente I
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres 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
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

## 2.2.3. Definir elementos estructurales

### 2.2.3.1. Losa Deck

Para la losa deck se busca la ficha técnica de un proveedor nacional, para definir sus propiedades tales como peso, volumen y resistencia de la placa.

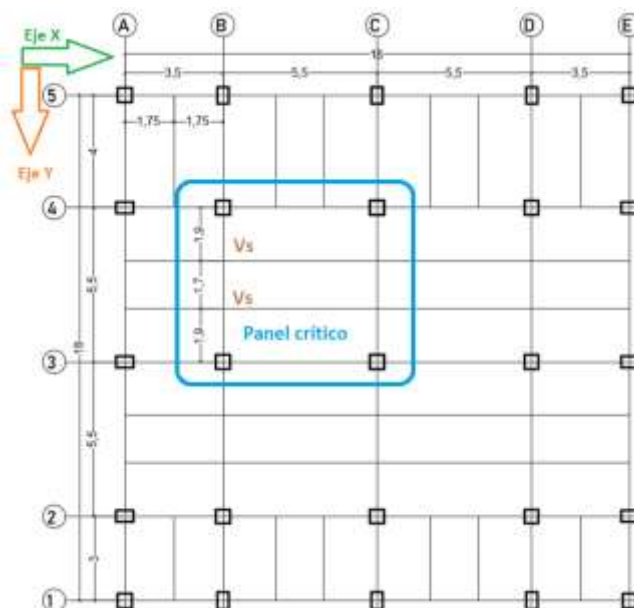
La **Figura 23** presenta un detalle de las características de la losa deck NOVALOSA 55. Definiendo las normas técnicas, las longitudes disponibles en el mercado, la altura de la cresta, el ángulo de inclinación de los resaltes superiores y el ancho útil de la placa.



**Figura 23** Detalle de la Placa deck Novalosa 55

**Fuente:** Fragmento de catálogo NOVACERO

Para definir cuál es la losa deck que mejor se ajusta a la edificación se determina el panel más crítico que tiene la planta tipo, proponiendo la colocación de una y dos vigas secundarias dependiendo del panel en el que se va a colocar como se muestra en la siguiente imagen.



**Figura 24** Panel crítico y propuesta de posición de las vigas secundarias

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Al seguir avanzando con la selección de la losa alivianada, se toma en cuenta la placa de Novalosa 55, cuyo espesor, peso, la inercia ante un momento positivo, módulos elásticos +/- y el área de acero que tiene por metro, se detallan en la **Tabla 23**.

**Tabla 23** Propiedades de la sección simple NOVALOSA 55 mm

**Fuente:** Fragmento de catálogo NOVACERO

Propiedades de la Sección Simple Novalosa 55mm					
Espesor Novalosa (mm)	Peso (kg/m <sup>2</sup> )	Ie+ (cm <sup>4</sup> /m)	Se+ (cm <sup>3</sup> /m)	Se- (cm <sup>3</sup> /m)	As (cm <sup>2</sup> /m)
0,76	7,47	36,89	11,46	12,81	9,03

Una vez determinado el espesor de placa, se procede a seleccionar un espesor de hormigón que ayude a resistir la carga a la que estará sujeta la losa y se exponen en la **Tabla 24**.

**Tabla 24** Propiedades de la sección compuesta

**Fuente:** Fragmento de catálogo NOVACERO

Propiedades de la Sección Compuesta Novalosa 55mm					
Espesor Novalosa (mm)	Espesor losa (a) (cm)	Volumen hormigón (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Peso hormigón (kg/m <sup>2</sup> )	I <sub>id</sub> (b) (cm <sup>4</sup> /m)	Φ <sub>s</sub> M <sub>no</sub> (c) (Ton.m)
0,76	5	0,07491	179,8	593,57	0,950
	6	0,08491	203,8	773,98	1,109
	8	0,10491	251,8	1238,75	1,442
	10	0,12491	299,8	1861,98	1,789
	12	0,14491	347,8	2667,20	2,145
	14	0,16491	395,8	3677,76	2,508
	16	0,18491	443,8	4916,88	2,875

La losa que se va prediseñar tiene uno y tres vanos sin apuntalar, teniendo como longitud admisible entre apoyos es de 1.853 a 2.257 m, separación que deben cumplir las vigas secundarias cuando se tiene un espesor de 5cm, datos extraídos del catálogo y que se muestran en la **Tabla 25**.

**Tabla 25** Máxima longitud sin apuntalar Novalosa 55

**Fuente:** Fragmento de catálogo NOVACERO

Máxima Longitud sin Apuntalar Novalosa 55mm (d) (m)			
Espesor losa (a) (cm)	e = 0,76 mm		
	1 vano	2 vanos	3 vanos
5	1,853	2,230	2,257
6	1,780	2,140	2,166
8	1,612	1,891	2,015
10	1,359	1,612	1,699
12	1,174	1,393	1,468
14	1,034	1,226	1,292
16	0,924	1,095	1,154

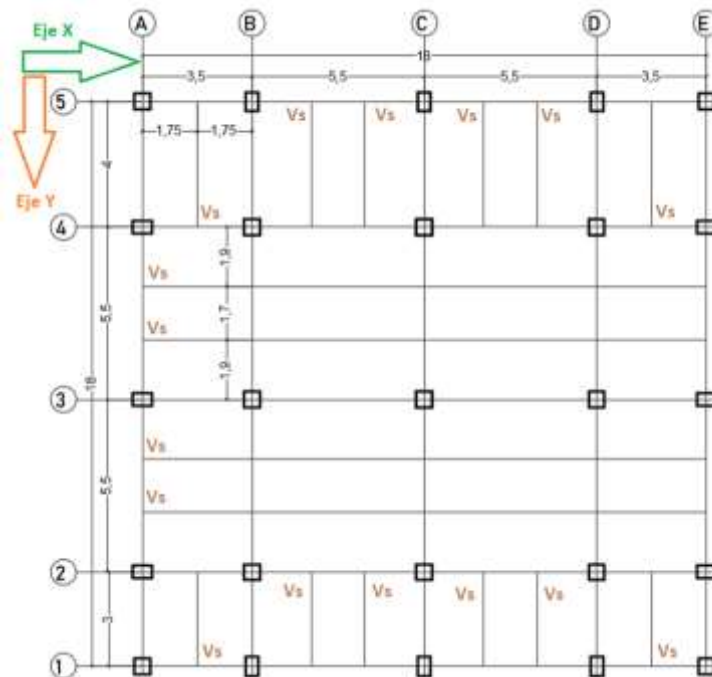
La **Tabla 26** muestra cual es la máxima carga viva que puede soportar la placa deck en función a la separación entre apoyos, dado que para el prediseño se tiene espacios entre 1.75 y 1.90 metros, el rango de carga viva que puede llegar a resistir la placa va desde 1714 a 1047 (kg/m<sup>2</sup>) aproximadamente.

**Tabla 26** Carga viva no factorada Novalosa 55

**Fuente:** Fragmento de catálogo NOVACERO

Carga Viva no Factorada Novalosa 55 mm (e) (kg/m <sup>2</sup> )														
Espesor placa colaborante (mm)	Espesor losa (a) (cm)	Separación entre apoyos (m)												
		1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0
0,76	5	1714	1325	1047	841	684	562	465	387	323	270	226	188	156
	6	2007	1552	1227	987	804	662	549	457	383	321	269	225	188
	8	2622	2031	1608	1295	1057	872	725	607	510	429	362	305	256
	10	3264	2530	2006	1618	1322	1093	910	763	643	543	460	389	329
	12	3924	3044	2415	1950	1596	1320	1102	925	781	661	561	476	404
	14	4596	3568	2833	2288	1875	1553	1297	1091	922	782	665	566	481
	16	5277	4099	3256	2632	2158	1788	1495	1259	1066	905	771	657	560

La siguiente imagen muestra la propuesta de la ubicación de las vigas secundarias que se tendrán en las plantas de la edificación.



**Figura 25** Distribución de vigas secundarias

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Se procede a verificar que las cargas de servicio a las que estarán sujetas las losas sean menores a las indicadas por el fabricante esto al comparar la **Tabla 26** y **Tabla 27**, esta última muestra la carga de servicio estimada para cada planta de la edificación.

**Tabla 27** Cargas de servicio

**Elaborado por:** Génesis Mateus

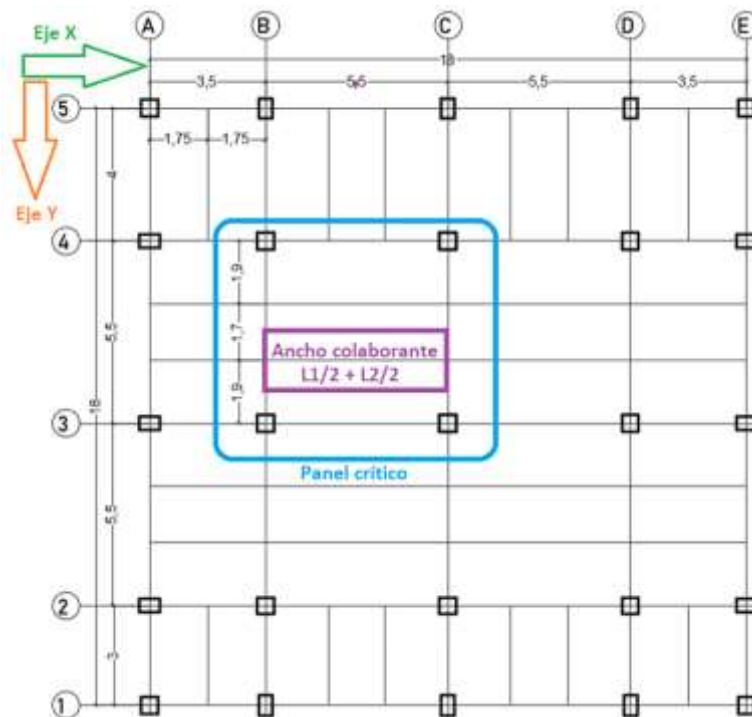
CARGAS		
CD:	558.24	Kg/m <sup>2</sup>
CV:	200.00	Kg/m <sup>2</sup>
<b>CS:</b>	<b>758.24</b>	Kg/m <sup>2</sup>

Tomando la carga admisible de la losa deck para una distancia de 2 m es 1047(kg/m<sup>2</sup>) y con una distancia 1.90 m entre vigas secundarias en el panel crítico con una carga de 758.24(kg/m<sup>2</sup>), siendo este menor, se considera la losa de 0.76 mm para el prediseño del modelo.

### 2.2.3.2. Vigas secundarias

La colocación de las vigas secundarias se da paralelo a lado de menor inercia, la planta de edificación es casi simétrica, por lo tanto, se evalúa la simetría en los vanos del eje "X" y eje "Y" respectivamente, por lo que se determina que el eje de menor inercia es el eje "X" y

se descarta el sentido “X” debido a que las luces de los vanos son simétricas al eje “C”, estas condiciones geométricas se pueden apreciar en **Figura 26**.



**Figura 26** Panel crítico para prediseño de vigas secundarias

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Se consideran dos vigas secundarias, con el fin de evitar los problemas de vibración.

Para las vigas secundarias se considera el ancho colaborante que este es igual a la mitad de la longitud se los extremos que llegan a la viga, esta consideración se muestra en la **Ecuación 4**.

$$A_{colaborante} = \frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}$$

**Ecuación 4** Ancho colaborante

$$A_{colaborante} = \frac{1.90}{2} + \frac{1.70}{2} = 1.80[m]$$

Se considera una carga de:

$$C_u = 1.2 * C_D + 1.6 * C_v$$

**Ecuación 5** Combinación de carga

$$C_u = 1.2 * 558.24 \left( \frac{kg}{m^2} \right) + 1.6 * 200 \left( \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$C_u = 989.89 [kg/m^2]$$

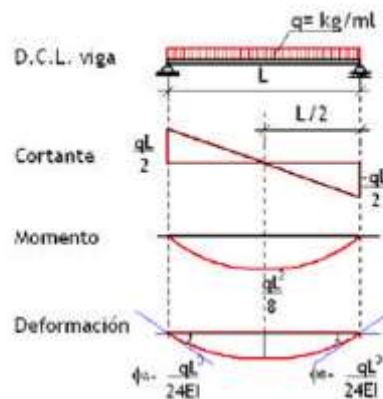


La carga ultima anterior debe ser distribuida en todo el ancho colaborante es por ello que se debe multiplicar el resultado obtenido de la **Ecuación 4** por la **Ecuación 5**.

$$C_u * Ancho_{colaborante} = 989.89 \left( \frac{kg}{m^2} \right) * 1.80(m)$$

$$C_{requerida} = q = 1781.80 \frac{kg}{m} \cong 1.78 \frac{T}{m}$$

Se determina el momento máximo positivo considerando una viga simplemente apoyada.



**Figura 27** Diagramas de cortante y momento de una viga simplemente apoyada

**Fuente:** Veas V. y Chang Lou J. (2000)

La **Figura 27** muestra las expresiones de cortante y momento de una viga simplemente apoyada, misma que serán usadas dentro del proceso de prediseño de las vigas secundarias.

$$M_u = \frac{q * L^2}{8}$$

**Ecuación 6** Momento máximo viga simplemente apoyada

$$M_u = \frac{1.78(T/m) * (5.5 m)^2}{8} = 6.73[T/m]$$

Se determina la reacción producida a partir de la expresión:

$$R = \frac{q * L}{2}$$

**Ecuación 7** *Reacción viga simplemente apoyada*

$$R = \frac{1.78(T/m) * (5.5 m)}{2} = 4.89[T]$$

**Módulo plástico**

En cuanto al diseño en acero se toma como referencia la AISC 360-16 [28] específicamente el capítulo F2, esto debido a que la edificación cuenta con canales flectados en relación a su eje mayor y secciones Tipo I.

El momento nominal se expresa:

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

**Ecuación 8** *Momento nominal*

De la **Ecuación 8** se debe conocer las siguientes variantes:

$F_y$ : Tensión de fluencia mínima según el tipo de acero utilizado, sus unidades kgf/cm<sup>2</sup> [MPa]

$Z_x$ : Módulo de sección plástico en torno al eje x, sus unidades cm<sup>3</sup> [mm<sup>3</sup>].

Bajo la consideración de la AISC en su capítulo F1 se debe cumplir la siguiente condición:

$$\phi * M_n \geq M_u$$

**Ecuación 9** *Momento nominal*

Si se considera:

$$\phi = 0,9 \text{ Método LRFD}$$

**Ecuación 10** *Coeficiente LRFD*

Partiendo de la **Ecuación 8**:

$$M_n = M_p = F_y * Z_x$$

Se reemplaza:

$$\frac{M_{\text{máx}}}{\phi} = F_y * Z_x$$

Al ejecutar el remplazo se tiene la expresión que define el módulo plástico:

$$Z_x = \frac{M_{\text{máx}}}{\phi \cdot F_y}$$

**Ecuación 11** Módulo plástico

**Peralte**

**Tabla 28** Condiciones peralte de vigas secundarias.

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Consideración	Expresión
Peralte para vigas simplemente apoyadas	$d \geq \frac{L}{24} \rightarrow d = \frac{550}{24} = 22.92(cm)$
Se deberá limitar las deformaciones excesivas	$d \geq \frac{f_y * L}{56300} \rightarrow d = \frac{2543 * 550}{56300} = 24.75(cm)$
Conviene adoptar un peralte adecuado para limitar las vibraciones, debidas al tránsito peatonal	$d \geq \frac{L}{20} \rightarrow d = \frac{550}{20} = 27.50(cm)$

La **Tabla 28** muestra las condiciones de peralte que deben cumplir las secciones que se prediseñarán para las vigas secundarias, es así que se define que el mínimo peralte es de 27.50 cm.

Se hace uso de una hoja de cálculo Excel para prediseñar varias secciones Tipo I verificando que el módulo plástico  $Z_x=294.05(cm^3)$  sea igual o mayor y teniendo secciones cuyo peralte sea igual o mayor a 27.50 (cm).

Dentro de la hoja de cálculo se tiene en cuenta las propiedades que se detallan en la **Tabla 29**:

**Tabla 29** Lista de ecuaciones de las propiedades de la sección Tipo I

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Parámetro	Ecuación
Peralte	$d = hw + 2 \cdot tf$
Altura Total	$ho = hw + 2 \cdot \frac{tf}{2}$
Área de sección transversal	$2 \cdot (bf + tf) + hw \cdot tw$
Peso del perfil	$Peso = A \cdot 0,785 \frac{kg}{cm^2 \cdot m}$
Centroide del perfil	$Y_{cg} = \frac{d}{2}$
Altura plástica	$hp = \frac{1}{tw} \cdot (A - 2 \cdot bf \cdot tf)$
Inercia respecto al eje X	$I_{xx} = \frac{bf \cdot (hw + 2 \cdot tf)^2}{12} - \frac{(bf - tw) \cdot hw^2}{12}$
Inercia respecto al eje Y	$I_{yy} = 2 \cdot \frac{tf \cdot bf^3}{12} - \frac{hw \cdot tw^3}{12}$
Inercia Polar	$J = 2 \cdot \frac{bf \cdot tf^3}{3} - \frac{hw \cdot tw^3}{3}$
Constante de alaveo	$C_w = \frac{I_{yy} \cdot ho^2}{4}$
Módulo elástico	$Y_{cg} = \frac{I_{xx}}{4}$
Módulo plástico	$Z_x = 2 \cdot \left( bf \cdot tf \cdot \frac{hw + tf}{2} + \frac{tw \cdot hw^2}{8} \right)$

En **Tabla 30** se muestra un ejemplo de viga secundaria, que cumple con el módulo de elasticidad y el peralte mínimo antes mencionados.

**Tabla 30** Ejemplo de sección viga secundaria

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Sección: V1		
Materiales		
A	36	KSI
Es	2037948	kg/cm <sup>2</sup>
fc	210	kg/cm <sup>2</sup>
Datos de Viga		
bf [cm]:	10	COM
tf [cm]:	0.5	
h [cm]:	25	COM
tw [cm]:	0.3	
Cb:	1	
Propiedades		
A	17.2	cm <sup>2</sup>
Peso:	13.50	kg/m
I <sub>x</sub> :	1846.43	cm <sup>4</sup>
I <sub>y</sub> :	83.39	cm <sup>4</sup>
S <sub>x</sub> :	147.71	cm <sup>3</sup>
S <sub>y</sub> :	16.68	cm <sup>3</sup>
Z <sub>x</sub> :	165.70	cm <sup>3</sup>
r <sub>x</sub> :	10.361	cm
r <sub>y</sub> :	2.202	cm

La **Tabla 31** contiene las medidas de las secciones de las vigas secundarias que serán usadas para generar el modelo.

**Tabla 31** Secciones de prediseño de vigas secundarias

**Elaborado por:** Génesis Mateus

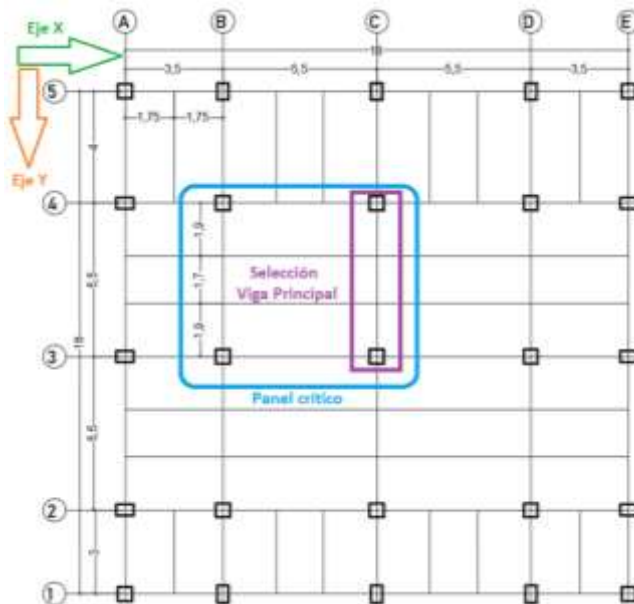
VIGAS SECUNDARIAS								
Marca	bf cm	tf cm	h cm	tw cm	L m	num u	PU kg/m	PESO Kg
V1	10	0.5	25	0.3	4	1	13.50	54.01
V2	12	0.7	30	0.3	5.5	1	19.92	109.58
V3	8	0.4	21	0.3	3	1	9.78	29.34
V4	10	0.5	25	0.3	5.5	1	13.50	74.26
V5	12	0.6	33	0.4	4	1	21.29	85.16
V6	8	0.4	21	0.3	5.5	1	9.78	53.80

### 2.2.3.3. Vigas principales

Para el dimensionamiento de estos elementos se considera las reacciones producidas por el apoyo de las vigas secundarias.

El prediseño de estos elementos se inicia con la selección de aquel miembro que de consideré más crítico, siendo en este caso aquellos de mayor longitud ( $L=5.50$  m) y localizados en los paneles centrales de la planta.

Esta selección se encuentra reflejada en la **Figura 28**.



**Figura 28** Selección de viga principal

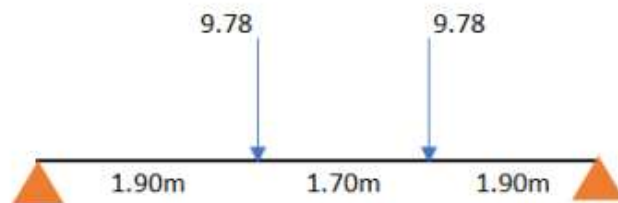
**Elaborado por:** Génesis Mateus

Se calcula la reacción que llega por las vigas secundarias que se apoyan sobre la viga de análisis con la **Ecuación 7**:

$$R = \frac{q * L}{2}$$

$$R_1 = \frac{1.78(T/m) * (5.5 m)}{2} = 4.89[T]$$

Como la viga de análisis tiene la misma longitud en otro sentido  $R_1=R_2= 4.89 (T)$



**Figura 29** Cargas que llegan a la viga principal

**Elaborado por:** Génesis Mateus

La **Figura 29** muestra las cargas puntuales que llegan a la viga principal debido a que existe un apoyo de las vigas secundarias a 1.90 m desde los apoyos (columnas).

Cociendo ya las reacciones que producen las vigas secundarias sobre las vigas principales se procede a determinar el máximo momento que puede tener el elemento bajo dos condiciones de apoyo. La primera es tratar a la viga como simplemente apoyada y el segundo caso como se estuviera biempotrada, estos cálculos se detallan por medio de la **Tabla 32**.

**Tabla 32** Condiciones de apoyo y momentos

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Viga simplemente apoyada	Viga biempotrada
$M_{AC} = P * x$ $M_{DB} = P * (L - x)$ $M_{m\acute{a}x} = P * \bar{a}$	$M_A = -\frac{P}{L} * (L - \bar{a})$ $M_{CD} = \frac{P * \bar{a}^2}{L}$
$M_{m\acute{a}x} = 9.78 * 1.90 = 18.58 [T * m]$	$M_A = \frac{9.78}{5.50} * (5.50 - 1.90) = -12.16 [T * m]$ $M_{CD} = \frac{9.78 * 1.90^2}{5.50} = 6.41 [T * m]$

De la tabla anterior se tiene que el momento máximo es el de una viga simplemente apoyada de 18.58 (T\*m). El Módulo Plástico se calcula tomando en cuenta los mismos parámetros del inciso 2.2.3.4 es decir según AISC [28] , F1 mediante la **Ecuación 11**:

$$Zx = \frac{Mmáx}{\phi \cdot Fy}$$

$$Zx = \frac{18.58 * 10^5}{0.90 * 2535} = 814.38 [cm^3]$$

### Peralte

La sección de la viga principal tendrá las mismas condiciones de peralte que de mencionaron en la **Tabla 28**.

Se hace uso de una hoja de cálculo Excel para prediseñar varias secciones Tipo I verificando que el módulo plástico  $Zx=814.38 (cm^3)$  sea igual o mayor y teniendo secciones cuyo peralte sea igual o mayor a 27.50 (cm).

**Tabla 33** Ejemplo de sección viga principal

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Sección:		VT1
Materiales		
A	36	KSI
Es	2037948	kg/cm2
fe	210	kg/cm2
Datos de Viga		
bf [cm]:	10	SCOM
tf[cm]:	0.7	
h[cm]:	22	SCOM
tw[cm]:	0.5	
Cb:	1	
Propiedades		
A	24.3	cm2
Peso:	19.08	kg/m
Ix:	1952.73	cm4
Iy:	116.88	cm4
Sx:	177.52	cm3
Sy:	23.38	cm3
Zx:	202.15	cm3
rx:	8.964	cm
ry:	2.193	cm

La **Tabla 33** se muestra un ejemplo de viga principal, que cumple con el módulo de elasticidad y el peralte mencionados en el párrafo anterior.

La siguiente tabla muestra las secciones que se ajustan a las condiciones de prediseño para las vigas principales y que se ingresarán al modelo.

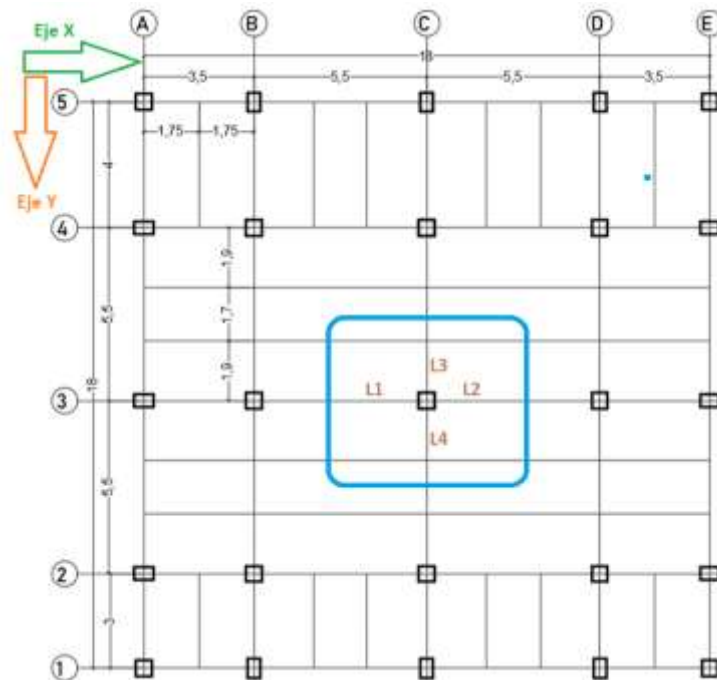
**Tabla 34** Secciones de prediseño de vigas principales

**Elaborado por:** Génesis Mateus

VIGAS PRINCIPALES								
Marca	bf cm	tf cm	h cm	tw cm	L m	num u	PU kg/m	PESO Kg
VT1	10	0.7	22	0.5	3.5	1	19.08	66.76
VT2	12	0.8	25	0.4	3.5	1	22.42	78.47
VT3	12	0.8	28	0.5	3.5	1	25.43	89.02
VT4	12	0.8	24	0.5	3.5	1	23.86	83.52
VT5	8	0.5	21	0.5	3.5	1	14.13	49.46
VT6	12	0.8	30	0.5	5.5	1	26.22	144.20
VT7	15	1	40	0.6	5.5	1	41.45	227.96
VT8	15	1	41	0.8	5.5	1	48.04	264.23
VT8P	17	1	42	0.8	5.5	1	51.81	284.96
VT9	15	1	37	0.8	5.5	1	45.53	250.42
VT10	12	0.8	30	0.5	4	1	26.22	104.88
VT11	14	1	35	0.6	5.5	1	37.52	206.38
VT12	14	1	30	0.6	3.5	1	35.17	123.09

### 2.2.3.4. Columna

Para el prediseño de este elemento estructural se define la columna con más carga dentro de la planta tipo, generalmente suele ser una viga central como se muestra en la **Figura 30**.



**Figura 30** Selección de columna para prediseño

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Posterior a seleccionar la columna se debe determinar el área cooperante de la siguiente manera:



$$A_{colaborante} = \left(\frac{L_1}{2} + \frac{L_2}{2}\right) * \left(\frac{L_3}{2} + \frac{L_4}{2}\right)$$

**Ecuación 12** Ancho colaborante para columnas

$$A_{colaborante} = \left(\frac{5.5}{2} + \frac{5.5}{2}\right) * \left(\frac{5.5}{2} + \frac{5.5}{2}\right) = 30.25 [m^2]$$

Se debe determinar el área muerta total, dado que ya se tiene un prediseño de vigas secundarias y principales las cuales generan un peso aproximado de 38 (Kg/m<sup>2</sup>).

$$D_t = C_{D\_edif} + W_{vigas}$$

**Ecuación 13** Carga muerta total sobre columna

$$D_t = 558.24 \frac{kg}{m^2} + 38 \frac{kg}{m^2} = 596.24 \left[\frac{kg}{m^2}\right]$$

Con este nuevo valor de carga, se calcula la carga última con la combinación de carga:

$$C_{ucolumna} = 1,2D + 1,6L$$

$$C_{ucolumna} = 1,2 * 596.24 \left[\frac{kg}{m^2}\right] + 1,6 * 200 \left[\frac{kg}{m^2}\right]$$

$$C_{ucolumna} = 1023.49 \left[\frac{kg}{m^2}\right]$$

Al observar las fachadas del diseño arquitectónico, se determina que la estructura cuenta con 8 pisos, por ello se determina Pu:

$$P_u = C_{ucolumna} * A_{colaborante} * \# \text{ de pisos}$$

**Ecuación 14** Carga última en columnas

$$P_u = 1023.49 \frac{kg}{m^2} * 30.25 m^2 * 8 * \frac{1T}{1000 kg}$$

$$P_u = 247.68 [T]$$

Se considera un incremento del 25% por sismo, por lo cual se tiene:

$$P_{us} = 247.68 * 1.25 = 309.60 [T]$$

P<sub>us</sub> es la carga que va a llegar por la columna central considerando los efectos del sismo.

Luego, se calcula la esbeltez, para un entrepiso de 3 m, se recomienda la siguiente expresión:

$$\frac{K * l}{r} = 50$$

**Ecuación 15** Esbeltez para columnas

Donde:

Las secciones a pre-dimensionar en la hoja de Excel deberán tener un área igual o mayor a 123.84 (cm<sup>2</sup>).

A continuación, se presenta las secciones de columnas tipo cajón que se usarán en el modelo y serán evaluadas.

*K*: es el factor de esbeltez

*l*: la longitud de la columna

*r*: el radio de giro.

Se extrae el siguiente fragmento de la tabla del AISC 360-16,[28]

**Tabla 35** Fragmento de la tabla 4-22 Available Critical Stress for Compression Members.

Fuente: AISC 360-16

Table 4-22 (continued) Available Critical Stress for Compression Members																
<i>F<sub>y</sub></i> = 30ksi			<i>F<sub>y</sub></i> = 36ksi			<i>F<sub>y</sub></i> = 42ksi			<i>F<sub>y</sub></i> = 46ksi			<i>F<sub>y</sub></i> = 50ksi				
<i>Kl/r</i>	<i>F<sub>cr</sub>/Ω<sub>c</sub></i>		<i>φ<sub>c</sub>F<sub>cr</sub></i>		<i>Kl/r</i>	<i>F<sub>cr</sub>/Ω<sub>c</sub></i>		<i>φ<sub>c</sub>F<sub>cr</sub></i>		<i>Kl/r</i>	<i>F<sub>cr</sub>/Ω<sub>c</sub></i>		<i>φ<sub>c</sub>F<sub>cr</sub></i>			
	ksi		ksi			ksi		ksi			ksi		ksi		ksi	
	ASD	LRFD	ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD		ASD	LRFD	ASD	LRFD	ASD	LRFD
41	19.2	28.9	41	19.7	29.7	41	22.7	34.1	41	24.6	37.0	41	26.5	39.8		
42	19.2	28.8	42	19.6	29.5	42	22.6	33.9	42	24.5	36.8	42	26.3	39.5		
43	19.1	28.7	43	19.6	29.4	43	22.5	33.7	43	24.3	36.6	43	26.2	39.3		
44	19.0	28.5	44	19.5	29.3	44	22.3	33.6	44	24.2	36.3	44	26.0	39.1		
45	18.9	28.4	45	19.4	29.1	45	22.2	33.4	45	24.0	36.1	45	25.8	38.8		
46	18.8	28.3	46	19.3	29.0	46	22.1	33.2	46	23.9	35.9	46	25.6	38.5		
47	18.7	28.1	47	19.2	28.9	47	22.0	33.0	47	23.8	35.7	47	25.5	38.3		
48	18.6	28.0	48	19.1	28.7	48	21.8	32.8	48	23.6	35.4	48	25.3	38.0		
49	18.5	27.9	49	19.0	28.6	49	21.7	32.6	49	23.4	35.2	49	25.1	37.7		
50	18.4	27.7	50	18.9	28.4	50	21.6	32.4	50	23.3	35.0	50	24.9	37.5		
51	18.3	27.6	51	18.8	28.3	51	21.4	32.2	51	23.1	34.8	51	24.8	37.2		
52	18.3	27.4	52	18.7	28.1	52	21.3	32.0	52	23.0	34.5	52	24.6	36.9		
53	18.2	27.3	53	18.6	28.0	53	21.2	31.8	53	22.8	34.3	53	24.4	36.7		
54	18.1	27.1	54	18.5	27.8	54	21.0	31.6	54	22.6	34.0	54	24.2	36.4		
55	18.0	27.0	55	18.4	27.6	55	20.9	31.4	55	22.5	33.8	55	24.0	36.1		
56	17.9	26.8	56	18.3	27.5	56	20.7	31.2	56	22.3	33.5	56	23.8	35.8		

De la tabla **Tabla 35** emparejando la relación de esbeltez y módulo de fluencia del acero en unidades de ksi y con el método se extrae el valor de Esfuerzo crítico (*F<sub>cr</sub>*) de 28,40 ksi, a cambio de unidades equivale a 2000 Kg/cm<sup>2</sup>.

Es momento de determinar el área requerida de la columna:

$$A_{req} = \frac{P}{\sigma}$$

**Ecuación 16** Área requerida de columna

$$A_{req} = \frac{309.60 T * \frac{1000kg}{1T}}{2000 \frac{kg}{cm^2}} = 154.80cm^2$$

La **Tabla 36** refleja la lista de columnas a usarse en la evaluación del modelo.

**Tabla 36** Secciones de prediseño de columnas

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Columnas				
Marca	b cm	h cm	e cm	PESO Kg
C1	43	43	1.8	756.80
C2	45	45	1.8	793.54
C3	40	50	1.8	793.54

## 2.3. Modelación computacional

### 2.3.1. Secciones de elementos

Para la modelación del edificio se toma en consideración que las secciones de las vigas principales deben ser sísmicamente compactas y las secciones de vigas secundarias al igual que las columnas deben de cumplir con ser compactas.

#### 2.3.1.1. Vigas principales

Del prediseño se obtienen las secciones detalladas en la **Tabla 37** que contiene medidas y peso de las posibles vigas principales a usarse en el modelo:

**Tabla 37** Secciones de vigas principales

**Elaborado por:** Génesis Mateus

VIGAS PRINCIPALES								
Marca	bf cm	tf cm	h cm	tw cm	L m	num u	PU kg/m	PESO Kg
VT1	10	0.7	22	0.5	3.5	1	19.08	66.76
VT2	12	0.8	25	0.4	3.5	1	22.42	78.47
VT3	12	0.8	28	0.5	3.5	1	25.43	89.02
VT4	12	0.8	24	0.5	3.5	1	23.86	83.52
VT5	8	0.5	21	0.5	3.5	1	14.13	49.46
VT6	12	0.8	30	0.5	5.5	1	26.22	144.20
VT7	15	1	40	0.6	5.5	1	41.45	227.96
VT8	15	1	41	0.8	5.5	1	48.04	264.23
VT8P	17	1	42	0.8	5.5	1	51.81	284.96
VT9	15	1	37	0.8	5.5	1	45.53	250.42
VT10	12	0.8	30	0.5	4	1	26.22	104.88
VT11	14	1	35	0.6	5.5	1	37.52	206.38
VT12	14	1	30	0.6	3.5	1	35.17	123.09

**Tabla 38** Límites de secciones sísmicamente compactas vigas principales

Elaborado por: Génesis Mateus

Ala	Alma
$\frac{0.5 * b_f}{t_f} \leq 0.30 * \sqrt{E_s/f_y}$	$\frac{h}{t_w} \leq 2.45 * \sqrt{E_s/f_y}$
<i>Ecuación 17 Límite para ala sísmicamente compacta</i>	<i>Ecuación 18 Límite para alma sísmicamente compacta</i>

La **Tabla 38** muestra las ecuaciones que definen el límite de la relación entre ancho del patín y su espesor para el caso del ala y para el alma la relación entre la altura y espesor de la misma, definiendo si son sísmicamente compactas.

Ejemplo de cálculo:

Para efectos de cálculo se toma en cuenta la VT2.

Ala	Alma
$0.30 * \sqrt{\frac{2.04x10^6}{2530}} = 8.52$	$2.45 * \sqrt{\frac{2.04x10^6}{2530}} = 69.57$
$\frac{0.5 * b_f}{t_f} = \frac{0.5 * 12}{0.8} = 8.33$	$\frac{h}{t_w} = \frac{25}{0.4} = 62.50$
$8.33 < 8.52$	$62.50 < 69.57$
<i>Sección sísmicamente compacta</i>	<i>Sección sísmicamente compacta</i>

**Tabla 39** Tipo de secciones vigas principales

Elaborado por: Génesis Mateus

VIGAS PRINCIPALES									
Marca	bf cm	tf cm	h cm	tw cm	Límite Ala	Límite ala	Condiciones		Tipo de sección
							Ala	Alma	
VT1	10	0.7	22	0.5	8.519	69.570	7.14	44.00	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT2	12	0.8	25	0.4	8.519	69.570	7.50	62.50	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT3	12	0.8	28	0.5	8.519	69.570	7.50	56.00	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT4	12	0.8	24	0.5	8.519	69.570	7.50	48.00	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT5	8	0.5	21	0.5	8.519	69.570	8.00	42.00	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT6	12	0.8	30	0.5	8.519	69.570	7.50	60.00	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT7	15	1	40	0.6	8.519	69.570	7.50	66.67	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT8	15	1	41	0.8	8.519	69.570	7.50	51.25	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT8P	17	1	42	0.8	8.519	69.570	8.50	52.50	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT9	15	1	37	0.8	8.519	69.570	7.50	46.25	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT10	12	0.8	30	0.5	8.519	69.570	7.50	60.00	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT11	14	1	35	0.6	8.519	69.570	7.00	58.33	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT12	14	1	30	0.6	8.519	69.570	7.00	50.00	Sísmicamente compacta Ala y alma

### 2.3.1.2. Vigas secundarias

La **Tabla 40** muestra la lista de vigas secundarias resultado de un prediseño desarrollado, mismas que estarán sujetas a verificación para definir si son secciones compactas en este apartado.

**Tabla 40** Secciones de vigas secundarias

**Elaborado por:** Génesis Mateus

VIGAS SECUNDARIAS								
Marca	bf cm	tf cm	h cm	tw cm	L m	num u	PU kg/m	PESO Kg
V1	10	0.5	25	0.3	4	1	13.50	54.01
V2	12	0.7	30	0.3	5.5	1	19.92	109.58
V3	8	0.4	21	0.3	3	1	9.78	29.34
V4	10	0.5	25	0.3	5.5	1	13.50	74.26
V5	12	0.6	33	0.4	4	1	21.29	85.16
V6	8	0.4	21	0.3	5.5	1	9.78	53.80

**Tabla 41** Límites de secciones compactas de vigas secundarias

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Ala	Alma
$\frac{0.5 * b_f}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{E_s/f_y}$	$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{E_s/f_y}$
<i>Ecuación 19 Límite para ala compacta</i>	<i>Ecuación 20 Límite para alma compacta</i>

En la **Tabla 41** muestra las ecuaciones que definen el límite de la relación entre ancho del patín y su espesor para el caso del ala y para el alma la relación entre la altura y espesor de la misma, definiendo si son secciones compactas.

Ejemplo de cálculo:

Se toma como sección de análisis V1.

Ala	Alma
$0.38 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 10.79$	$3.76 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 106.76$
$\frac{0.5 * b_f}{t_f} = \frac{0.5 * 10}{0.5} = 10$	$\frac{h}{t_w} = \frac{25}{0.3} = 83.33$
$10 < 10.79 \rightarrow$ Sección compacta	$83.33 < 106.76 \rightarrow$ Sección compacta

**Tabla 42** Tipo de secciones vigas secundarias

**Elaborado por:** Génesis Mateus

VIGAS SECUNDARIAS									
Marca	bf	tf	h	tw	Límite Ala	Límite ala	Condiciones		Tipo de sección
	cm	cm	cm	cm			Ala	Alma	
V1	10	0.5	25	0.3	10.790	106.768	10.00	83.33	Compacta ala y alma
V2	12	0.7	30	0.3	10.790	106.768	8.57	100.00	Compacta ala y alma
V3	8	0.4	21	0.3	10.790	106.768	10.00	70.00	Compacta ala y alma
V4	10	0.5	25	0.3	10.790	106.768	10.00	83.33	Compacta ala y alma

La tabla anterior muestra que las secciones de vigas secundarias cuentan con el alma y el ala compactas por lo cual la sección es compacta y cumple con los requerimientos iniciales.

### 2.3.1.3. Columnas

Dentro de la **Tabla 43** se presenta un detalle de las secciones de columnas que componen el edificio, resultado de un prediseño. Estas secciones de columnas deben ser evaluadas para definir si cuentan con secciones compactas.

**Tabla 43** Secciones de columnas

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Columnas			
Marca	b	h	e
	cm	cm	cm
C1	43	43	1.8
C2	45	45	1.8
C3	40	50	1.8

**Tabla 44** Límites de secciones compactas de columnas

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Base	Altura
$\frac{b - 2e}{e} \leq 1.40 \sqrt{E_s/f_y}$	$\frac{h - 2e}{e} \leq 1.40 \sqrt{E_s/f_y}$
<i>Ecuación 21 Límite base compacta</i>	<i>Ecuación 22 Límite altura compacta</i>

En la **Tabla 44** muestra las ecuaciones que definen el límite de la relación entre la base de la sección con su espesor y de la altura de la sección con su espesor, esto porque se trata de una sección tipo cajón, determinando así se esta es compacta.

Ejemplo de cálculo:

Se toma como sección de análisis C1.

Base	Altura
$1.40 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 39.75$	$1.40 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{2530}} = 39.75$
$\frac{b - 2e}{e} = \frac{43 - 2 * 1.8}{1.8} = 21.89$	$\frac{h - 2e}{e} = \frac{43 - 2 * 1.8}{1.8} = 21.89$
$21.89 < 39.75 \rightarrow$ Sección compacta	$21.89 < 39.75 \rightarrow$ Sección compacta

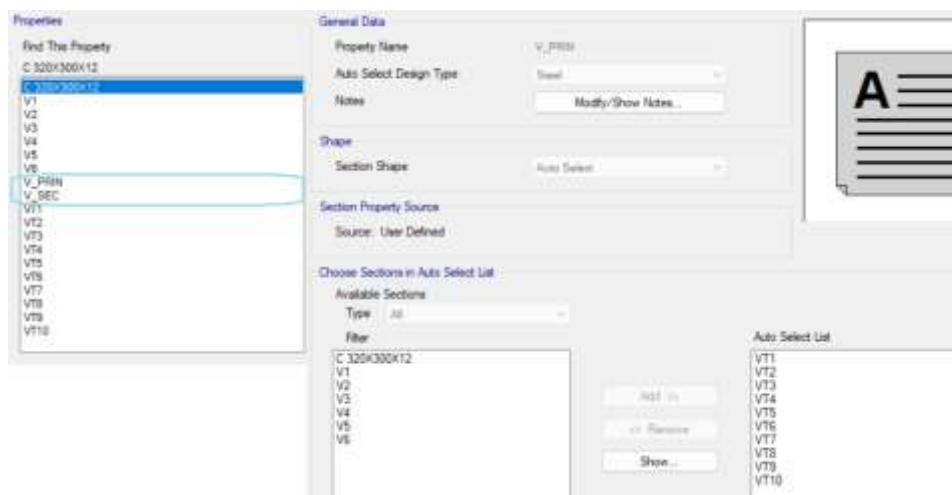
**Tabla 45** Tipo de secciones de columnas

Elaborado por: Génesis Mateus

Columnas								
Marca	b	h	e	Límite base	Límite altura	Condiciones		Tipo de sección
	cm	cm	cm			Base	Altura	
C1	43	43	1.8	39.754	39.754	21.89	21.89	Compacta base y altura
C2	45	45	1.8	39.754	39.754	23.00	23.00	Compacta base y altura
C3	40	50	1.8	39.754	39.754	20.22	25.78	Compacta base y altura

La **Tabla 45** muestra que las secciones tipo cajón de las columnas cumplen con la condición de ser secciones compactas.

Las secciones antes detalladas para vigas principales y secundarias fueron añadidas en el modelo a manera de Check list como se muestra en la **Figura 31** con el propósito de seleccionar automáticamente la sección que mejor se ajuste a las condiciones de fuerzas y momentos en el diseño estructural.



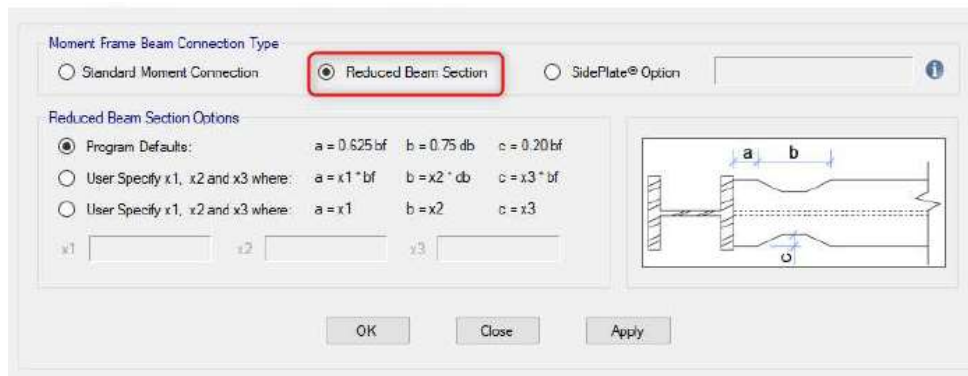
**Figura 31** Check list, Ejemplo vigas principales

Fuente: Software. Génesis Mateus

## 2.3.2. Consideraciones de la modelación

### 2.3.2.1. Reducción de inercia vigas principales

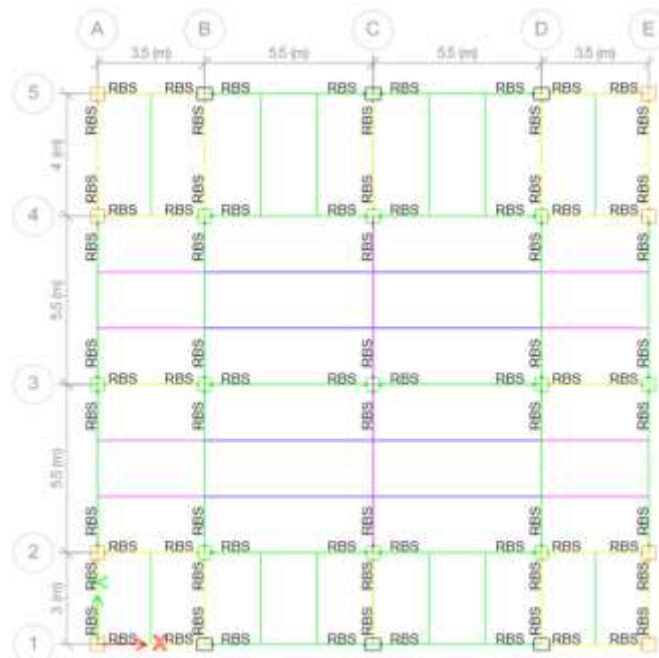
Para garantizar dentro del modelo la condición de columna fuerte viga débil, se seleccionan las vigas principales y se establece una reducción de inercia RBS (**Figura 32**) como se muestra a continuación.



**Figura 32** Moment frame beam connection type

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

La **Figura 33** muestra la reducción que van a presentar las vigas principales cerca de las columnas.



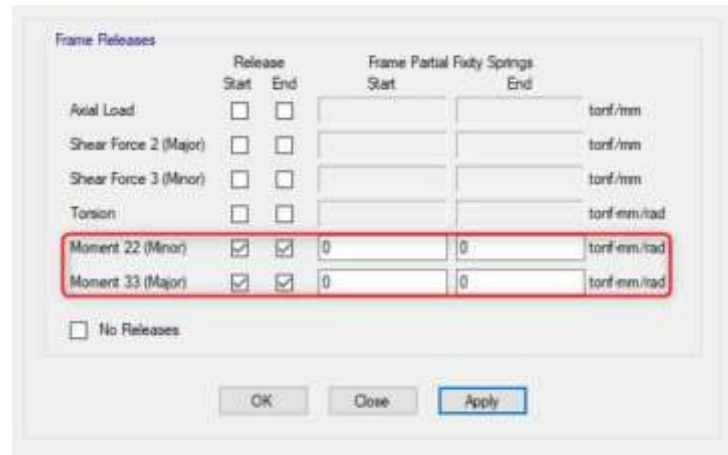
**Figura 33** Ubicación de las reducciones de sección de vigas principales

**Fuente:** Software. Génesis Mateus



### 2.3.2.2. Conexión a corte vigas secundarias

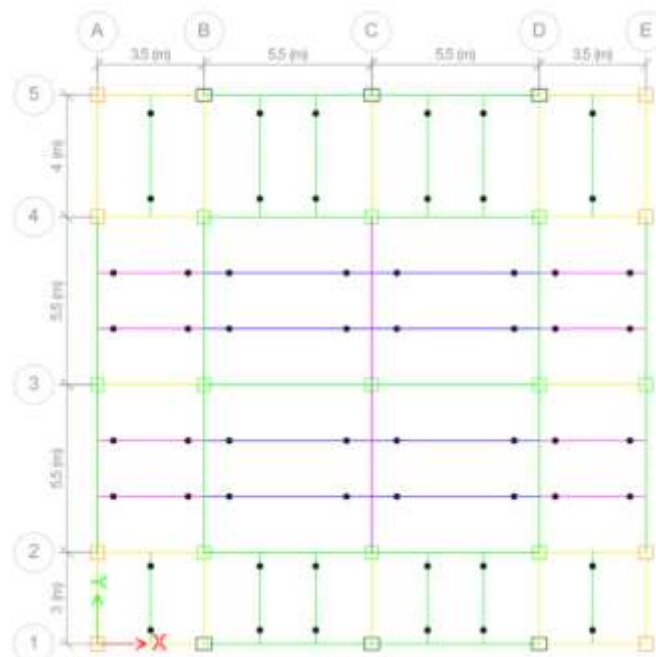
Para que las vigas secundarias estén simplemente apoyadas sobre las vigas principales y que no transfieran ningún tipo de momento se debe modelar considerando las siguientes características detalladas dentro del recuadro rojo mostrado en la **Figura 34**.



**Figura 34** Frame Releases

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

En la **Figura 35** se detalla la liberación de momento en las vigas secundarias para garantizar una conexión a corte con las vigas principales.

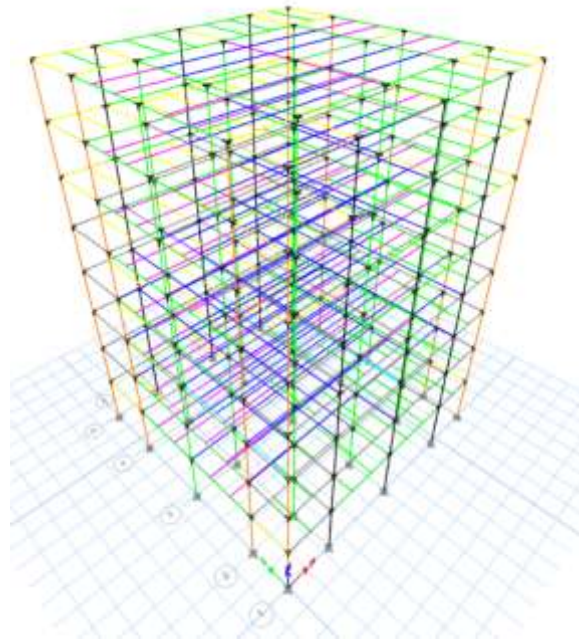


**Figura 35** Ubicación de los frame releases

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

### 2.3.2.3. Nudos rígidos y empotramiento de la base

Se considera una condición de nudo rígido en la modelación haciendo uso de la herramienta End length offsets. Además, la base de la estructura se encuentra empotrada. Estas condiciones se encuentran representadas en la **Figura 36**.

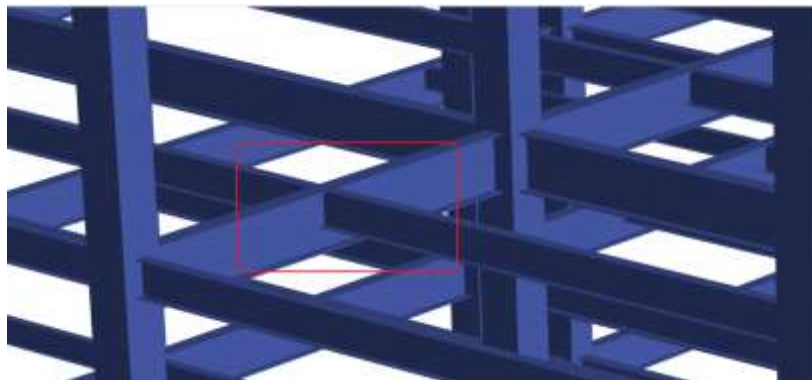


**Figura 36** Empotramiento en la base y localización de End length offsets

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

### 2.3.2.4. Nivel vigas secundarias

Con la herramienta Intertion point se modificó el nivel de las vigas secundarias, para garantizar una adecuada modelación, al ubicar las vigas secundarias al mismo nivel de los patines superiores de las vigas principales.



**Figura 37** Modo de unión de la viga secundaria con la Parte superior de la principal

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

La **Figura 37** muestra en una vista 3D de la adecuada conexión entre los patines superiores de la viga secundaria y principal.

### 2.3.3. Definición de cargas

#### 2.3.3.1. Carga muerta

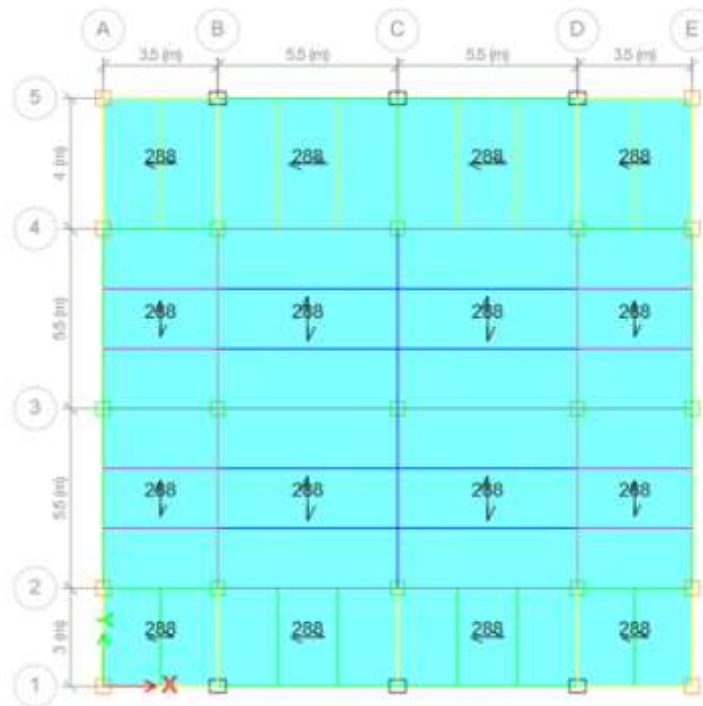
$$C_D = PP + SC$$

#### Ecuación 23 Componentes de la carga muerta

Donde:

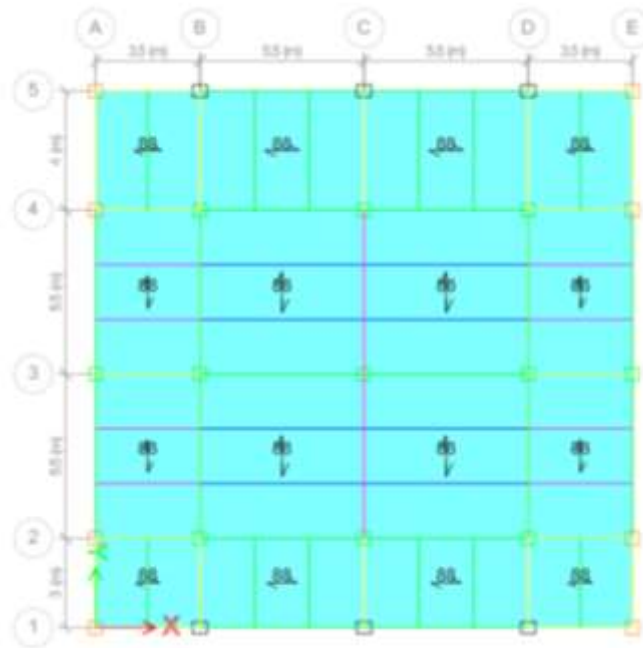
PP: Peso Propio, se calculará por defecto en el software computacional

SC: Sobrecarga, dentro de la modelación se tiene dos condiciones de sobrecarga; una en las losas tipo que son del piso 1 al 7 con un valor de 288 kg/m<sup>2</sup> y en la planta 8 o cubierta de 88kg/m<sup>2</sup>, estos cambios se pueden apreciar en la **Figura 38** y **Figura 39** respectivamente.



**Figura 38** Sobrecarga Plantas 1-7

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

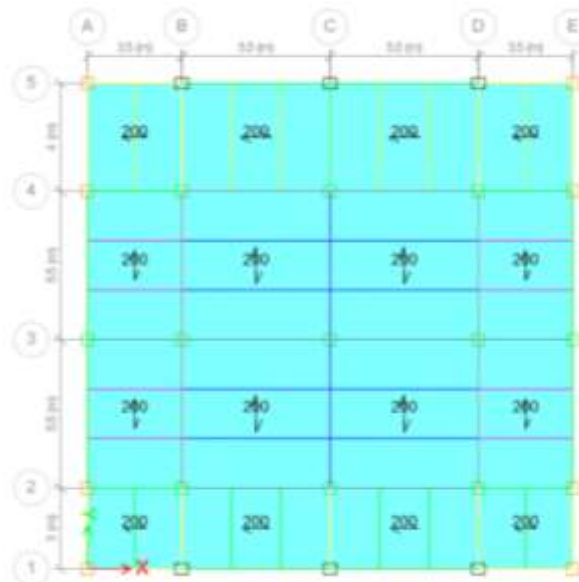


**Figura 39** Sobrecarga Cubierta

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

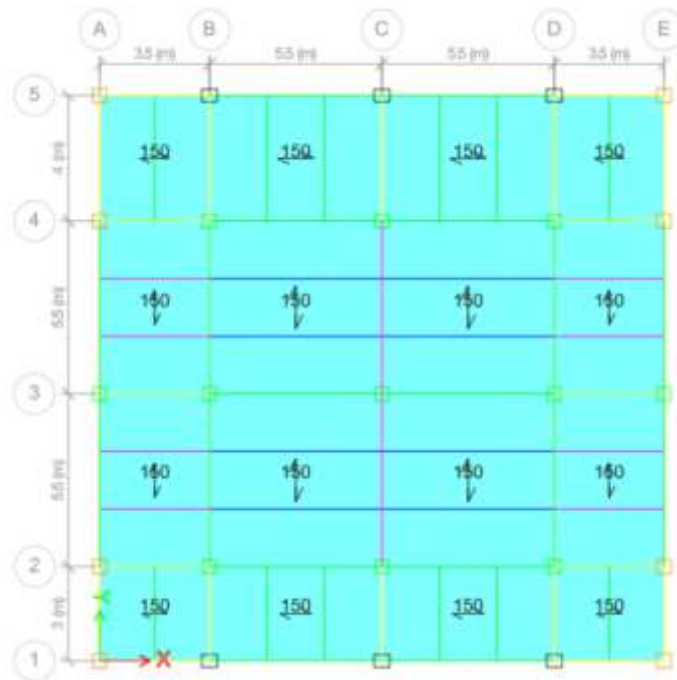
### 2.3.3.2. Carga viva

En el modelo se tiene dos condiciones de carga viva para las losas tipo que son del piso 1 al 7 con un valor de  $200 \text{ kg/m}^2$  y en la planta 8 o cubierta de  $150 \text{ kg/m}^2$ , esta configuración de carga se observa en la **Figura 40** y **Figura 41**.



**Figura 40** Carga viva Plantas 1-7

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

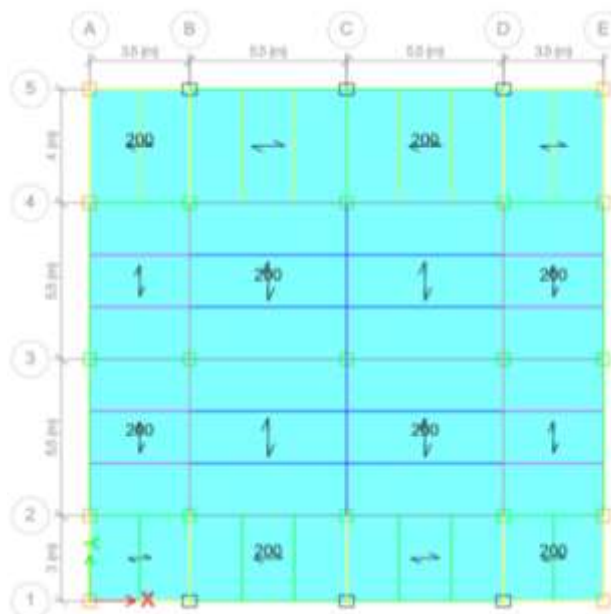


**Figura 41** Carga viva cubierta

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

### 2.3.3.2.1. Condiciones de carga viva

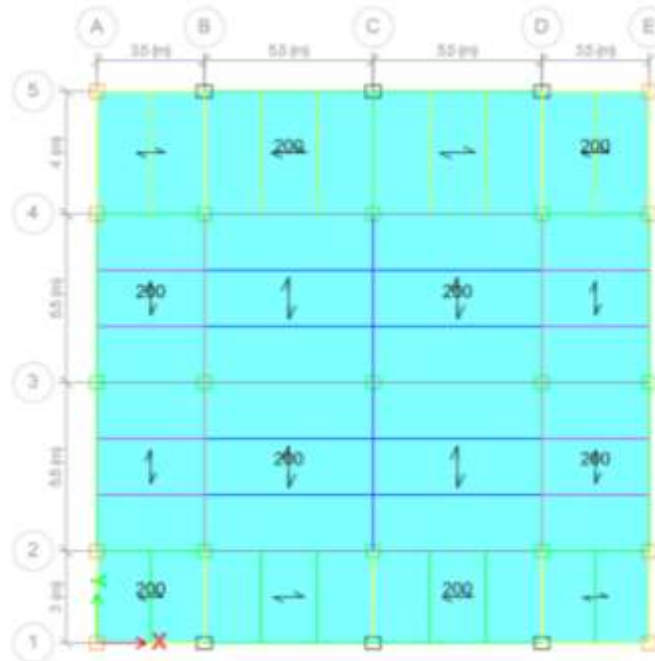
**Live 1** es una distribución de la carga viva que se tiene para todas las plantas impares, alternando la carga entre los paneles de las losas como se muestran en la **Figura 42**.



**Figura 42** Distribución carga Live 1

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

**Live 2** es una distribución de la carga viva que se tiene para todas las plantas pares a excepción de cubierta como se muestra en **Figura 43**, alternando la carga entre los paneles de las losas.



**Figura 43** Distribución carga Live 2

**Fuente: Software.** Génesis Mateus

Se debe mencionar que en la cubierta las carga live1 y live2 se aplicarán sobre los mismos paneles que se indican en cada caso, pero con un valor de 150 kg/m<sup>2</sup>.

### 2.3.3.3. Cargas sísmicas

La **Tabla 46** cuenta con datos según la ubicación del edificio para definir un espectro de diseño.

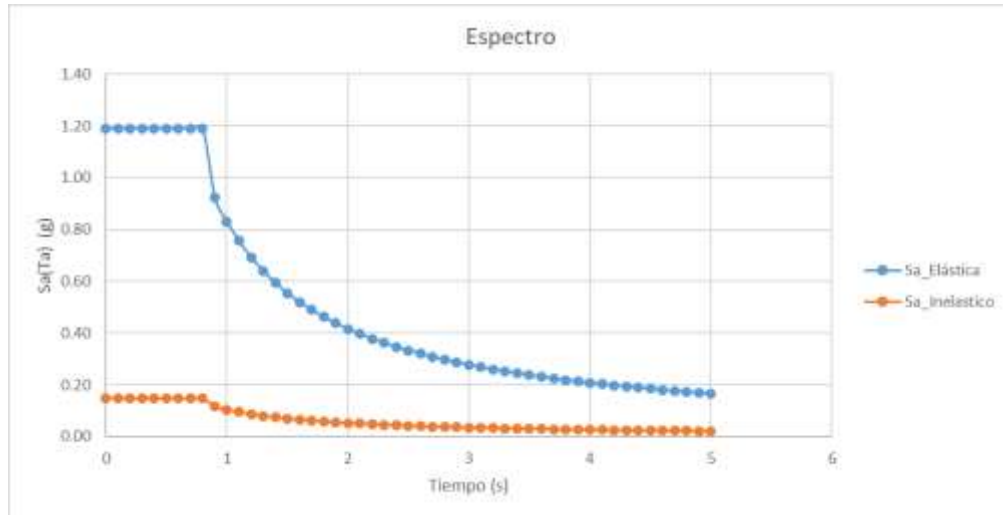
**Tabla 46** Características y coeficientes para la ciudad de Quito

**Elaborador por:** Génesis Mateus

Detalle	Parámetro
Ubicación	Quito
Tipo de suelo	D
Zona:	V
Coefficiente de zona:	0.4
Coefficiente Fa:	1.20
Coefficiente Fs:	1.28
Coefficiente Fd:	1.19
Coefficiente r:	1
Coefficiente n:	2.48
Factor de importancia I:	1
Factor de Reducción sísmica R:	8
ØP	1
ØE	1
Ct:	0.072
Alpha:	0.80

### 2.3.3.3.1. Espectro elástico e inelástico

La **Figura 44** se puede observar el espectro de aceleraciones elástico de la estructura y el espectro inelástico asociado a un  $R=8$ .



**Figura 44** Espectro elástico e inelástico

Elaborado por: Génesis Mateus

### 2.3.3.3.2. Periodo $T_o$

La NEC-SE-DS menciona que se trata del “periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño”. [1]

$$T_o = 0.10 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

**Ecuación 24** Valor de  $T_o$

$$T_o = 0.10 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20} = 0.13[s]$$

### 2.3.3.3.3. Periodo $T_c$

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a}$$

**Ecuación 25** Valor de  $T_c$

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20} = 0.70[s]$$

### 2.3.3.3.4. Periodo de vibración

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

**Ecuación 26** Periodo fundamental de la estructura

Donde:

Ct: Coeficiente que depende del tipo de edificio

hn: Altura máxima de la edificación

$$T_a = 0.072 * 26^{0.80} = 0.975 [s]$$

### 2.3.3.3.5. Aceleración del periodo de la estructura $S_a$ ( $T_a$ )

$$S_a = \eta z F_a$$

$$S_a = \eta z F_a * \left(\frac{T_c}{T_a}\right)$$

**Ecuación 27** Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.20 = 1.19[g]$$

$$S_a = \eta z F_a * \left(\frac{T_c}{T_a}\right)$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.20 * \left(\frac{0.70}{0.975}\right) = 0.854[g]$$

### 2.3.3.3.6. Cortante basal

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_e}$$

**Ecuación 28** Coeficiente de cortante basal

$$V = \frac{1 * 0.85}{8 * 1 * 1} = 0.106\%$$

### 2.3.3.3.7. Coeficiente K, *Building Height*

El periodo fundamental de la estructura es  $T_a = 0.975$  (s), al relacionar este valor con los rangos dados en la **Tabla 47**, según la NEC-SE-DS.

**Tabla 47** Rangos para definir el valor del coeficiente k

**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

Valores de T (s)	k
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

Por lo tanto, el valor de k está definido por la expresión:

$$k = 0.75 + 0.50 * T$$

**Ecuación 29** Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura.

$$k = 0.75 + 0.50 * 0.975$$



$$k = 1.237$$

### 2.3.4. Combinación de carga

De acuerdo con la NEC-SE-CG en la sección de combinaciones para el diseño por últimas resistencias inciso a, se tienen las siguientes combinaciones:

$$C_1 = 1.4 * C_D$$

$$C_2 = 1.2 * C_D + 1.6 * C_L$$

$$C_3 = 1.2 * C_D + C_L \pm E$$

$$C_4 = 0.9 * C_D \pm E$$

Es importante mencionar que se debe evaluar la carga viva en los distintos casos de carga mencionados en el inciso 2.3.3.2.1. Además, se debe tomar en cuenta las direcciones principales del edificio al considerar la carga sísmica.

$$C_L = \begin{bmatrix} Live \\ Live1 \\ Live2 \end{bmatrix}$$

$$E = \begin{bmatrix} SX1 \\ SX2 \\ SY1 \\ SY2 \end{bmatrix}$$

## 2.4. Análisis Estructural

### 2.4.1. Análisis estático lineal

#### 2.4.1.1. Cargas sísmicas estáticas

Se debe definir los patrones de carga para el sismo estático en la dirección X y dirección Y con excentricidad positiva y negativa.

Es por ello que se crearan los siguientes casos:

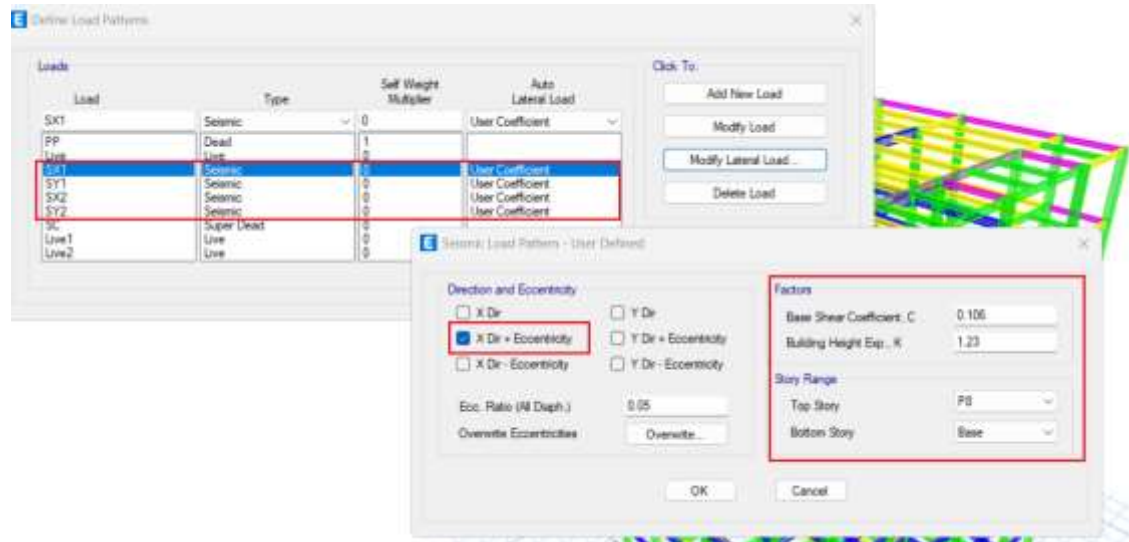
SX1: Sismo estático en la dirección X con excentricidad positiva

SX2: Sismo estático en la dirección X con excentricidad negativa

SY1: Sismo estático en la dirección Y con excentricidad positiva

SY2: Sismo estático en la dirección Y con excentricidad negativa

En la **Figura 45** se muestra un ejemplo de cómo definir el Load Patterns para cada uno de los sismos estáticos, en donde se define por el usuario el valor de  $C= 0.106$  y  $k=1.23$ , además que se selecciona la dirección y la excentricidad según el caso.



**Figura 45** Creación de cargas sísmicas

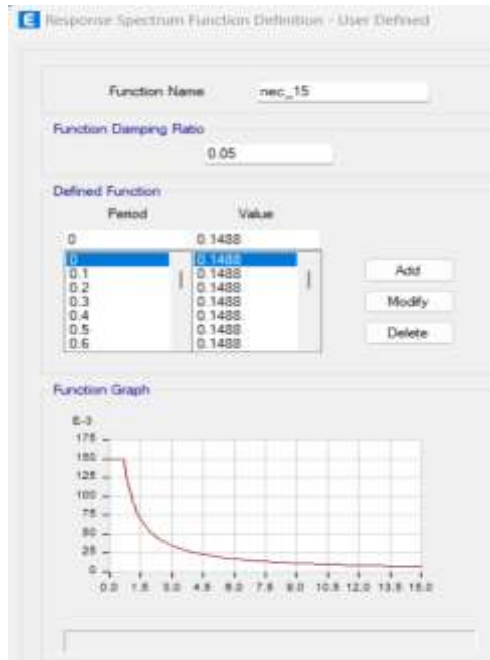
**Fuente:** Software. Génesis Mateus

## 2.4.2. Análisis dinámico espectral

### 2.4.2.1. Cargas sísmicas dinámicas

Para este apartado se deberá elaborar el espectro de respuesta inelástico e introducirlo al software computacional. Cada punto del espectro inelástico de aceleraciones se deberá almacenar en un archivo .txt y proporcionarle al software computacional.

La **Figura 46** muestra el espectro de respuesta ingresado en función a los parámetros y cálculos definidos en la sección 2.3.3.3 de este documento.



**Figura 46** Definición de la función del espectro de respuesta

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

### 2.4.3. Revisiones sismo resistentes

Una vez finalizado el proceso de asignación de elementos estructurales, definición de cargas, tipo de análisis y consideraciones de modelación, se procede a realizar el modelamiento estructural cuyos resultados deberán cumplir con todos los criterios de sismo resistencia establecidos por la NEC-SE-DS, que detallan a continuación.

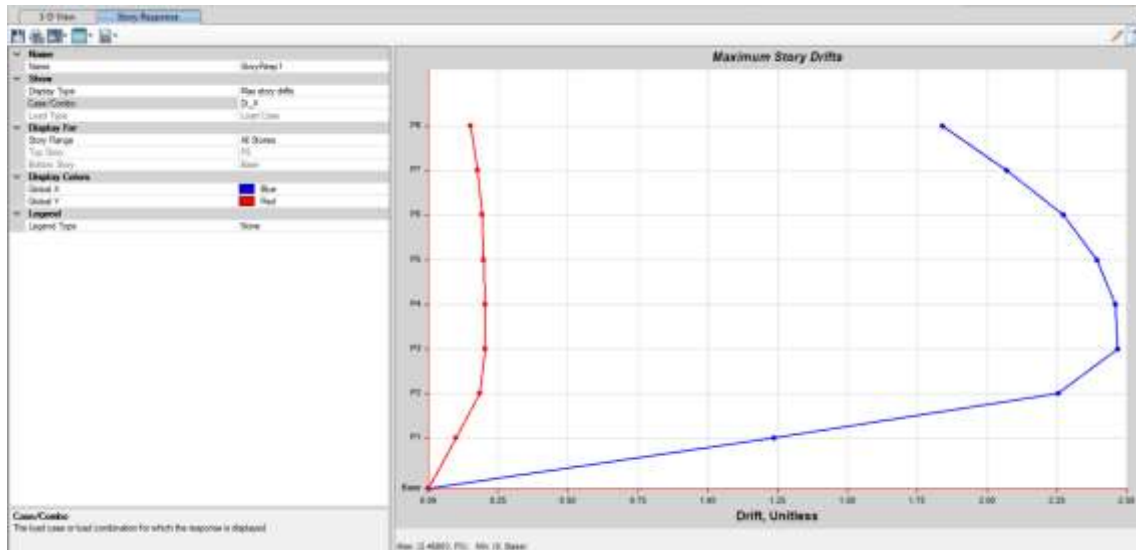
#### 2.4.3.1. Deriva

Mediante la deriva inelástica máxima se pretende hacer un control de deformaciones, para esta revisión se usará el mayor valor de respuesta inelástica mediante la **Ecuación 30** detallada a continuación:

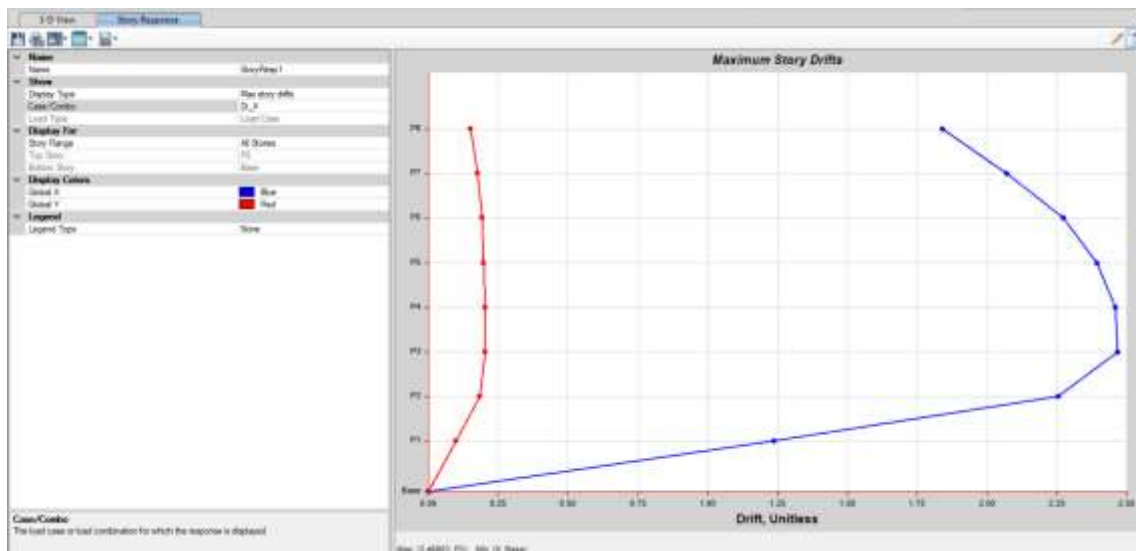
$$\Delta_{inelástico} = 0.75 * R * \Delta_{elástica}$$

**Ecuación 30** Deriva inelástica

Con la ayuda del software computacional se obtiene la **Figura 47** y **Figura 48** que muestra el máximo desplazamiento por piso, en el caso del modelo propuesto la planta con mayor desplazamiento es la tercera.



**Figura 47** Deriva en la dirección X  
**Fuente:** Software. Génesis Mateus



**Figura 48** Deriva en la dirección Y  
**Fuente:** Software. Génesis Mateus

De la modelación estructural se determinó las derivas inelásticas en la dirección Y y X igual 2.485% y 2.468% respectivamente que se detalla en la **Tabla 48**. Por tanto, **NO CUMPLE** con criterio de limitación de daños, debido a que las derivas en mención sobrepasan el 2% establecidos por la NEC-SE-DS.

**Tabla 48** Derivas inelásticas  
**Elaborado por:** Génesis Mateus

$\Delta_{inelásticoX}$	2.468%
$\Delta_{inelásticoY}$	2.485%

### 2.4.3.2. Torsión planta

De la **Tabla 49** se observa los modos de vibración de la estructura, los dos primeros modos corresponden a un comportamiento traslacional en las direcciones principales del edificio generando una torsión máxima de 0% en “Y” y 1.21% para “X”, además se debe mencionar que el tercer modo de vibración corresponde a un comportamiento torsional.

De acuerdo con la NEC-SE-DS una estructura debe presentar en sus 2 primeros modos de vibración un comportamiento traslacional, sin exceder el 5% de torsión accidental. Por lo tanto, la estructura **CUMPLE** con este criterio sismorresistente.

**Tabla 49** Verificación de los modos de vibración  
**Elaborado por:** Génesis Mateus

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	Torsion
		sec				%
Modal	1	1.329	0	0.7766	0	0
Modal	2	1.296	0.7576	0	0.0093	1.21
Modal	3	1.114	0.0093	0	0.7576	
Modal	4	0.445	0	0.1227	0	
Modal	5	0.425	0.1261	0	0.0014	
Modal	6	0.363	0.0013	0	0.126	
Modal	7	0.214	0	0.0482	0	
Modal	8	0.206	0.051	0	0.0003	
Modal	9	0.172	0.0003	0	0.0509	
Modal	10	0.124	0	0.0252	0	
Modal	11	0.12	0.0267	0	0.0001	
Modal	12	0.1	0.0001	0	0.0263	
Modal	13	0.081	0	0.0145	0	
Modal	14	0.078	0.0148	0	0.0001	
Modal	15	0.065	0.0001	0	0.015	
Modal	16	0.058	0	0.0081	0	
Modal	17	0.056	0.0081	0	0.00003532	
Modal	18	0.046	0.00003253	0	0.0083	
Modal	19	0.044	0	0.0036	0	
Modal	20	0.043	0.0036	0	0.0000132	
Modal	21	0.037	0	0.001	0	
Modal	22	0.036	0.001	0	0.00000306	
Modal	23	0.035	0.00001212	0	0.0037	
Modal	24	0.03	2.819E-06	0	0.001	

### 2.4.3.3. Participación de masa modal

De la **Tabla 50** se observa el porcentaje de participación de masa modal en las 2 direcciones principales del edificio, alcanzando un valor mayor al 90% en dirección “Y” y “X” en el modo 7 y 8 respectivamente.

Según la NEC-SE-DS una estructura debe alcanzar al menos el 90% de participación de masa modal en sus dos direcciones principales, en consecuencia, **CUMPLE** con este chequeo sismorresistente.

**Tabla 50** Participación de masa modal

Elaborado por: Mateus, 2022

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
		sec			
Modal	1	1.329	0	0.7766	0
Modal	2	1.296	0.7576	0.7766	0.0093
Modal	3	1.114	0.7669	0.7766	0.7669
Modal	4	0.445	0.7669	0.8993	0.7669
Modal	5	0.425	0.893	0.8993	0.7683
Modal	6	0.363	0.8943	0.8993	0.8942
Modal	7	0.214	0.8943	0.9475	0.8942
Modal	8	0.206	0.9453	0.9475	0.8946
Modal	9	0.172	0.9456	0.9475	0.9455
Modal	10	0.124	0.9456	0.9728	0.9455
Modal	11	0.12	0.9722	0.9728	0.9456
Modal	12	0.1	0.9724	0.9728	0.9719
Modal	13	0.081	0.9724	0.9873	0.9719
Modal	14	0.078	0.9872	0.9873	0.972
Modal	15	0.065	0.9872	0.9873	0.987
Modal	16	0.058	0.9872	0.9954	0.987
Modal	17	0.056	0.9954	0.9954	0.987
Modal	18	0.046	0.9954	0.9954	0.9953
Modal	19	0.044	0.9954	0.999	0.9953
Modal	20	0.043	0.999	0.999	0.9953
Modal	21	0.037	0.999	1	0.9953
Modal	22	0.036	1	1	0.9953
Modal	23	0.035	1	1	0.999
Modal	24	0.03	1	1	1

### 2.4.3.4. Cortante dinámico

El cortante obtenido por métodos dinámicos no deberá ser menor al 80% del cortante obtenido por métodos estáticos.

En la **Tabla 51** se determinó que el cortante dinámico **NO CUMPLE** con la presente revisión sismo resistente, por lo que se deberá realizar una corrección en ambas direcciones.

**Tabla 51** Cortante estático y dinámico

**Elaborado por:** Mateus, 2022

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	FX	FY	Corrección
		tonf	tonf	%
SX	LinStatic	-145.0363	0	
SY	LinStatic	0	-145.0363	
SX_DIM	LinRespSpec	88.555	0.0001	
SY_DIM	LinRespSpec	0.0001	87.9115	

**Tabla 52** Cortante estático y dinámico corregido

**Elaborado por:** Mateus, 2022

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	FX	FY	Corrección
		tonf	tonf	%
SX	LinStatic	-145.0363	0	
SY	LinStatic	0	-145.0363	
SX_DIM	LinRespSpec	88.555	0.0001	
SY_DIM	LinRespSpec	0.0001	87.9115	
SX_DIM_C	LinRespSpec	144.3447	0.0002	<b>99.52</b>
SY_DIM_C	LinRespSpec	0.0002	144.1749	<b>99.41</b>

En **Tabla 52** se detalla la corrección al cortante dinámico que se realizó a para de los siguientes coeficientes:

- Coeficiente de corrección X:

$$C_{cx} = \frac{145.0363}{88.555} = 1.6378$$

- Coeficiente de corrección Y:

$$C_{cy} = \frac{145.0363}{87.9115} = 1.6498$$

Con las correcciones realizadas se **CUMPLE** con la revisión planteada.

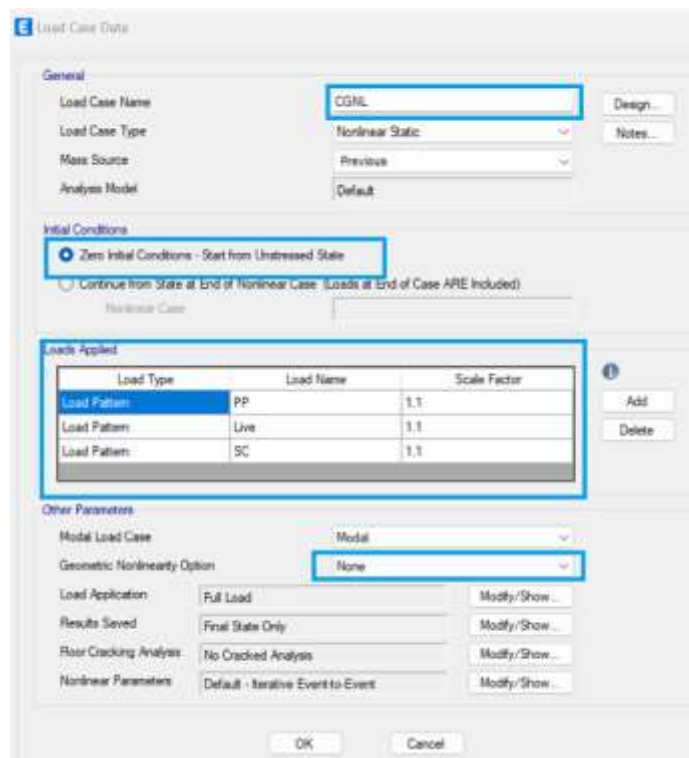
## 2.5. Análisis estático No Lineal

Una vez concluido el análisis estructural del edificio de 8 plantas y comprobar el diseño de columnas, vigas primarias y secundarias, se procede a ejecutar el análisis no lineal de la estructura por el método Pushover.

### 2.5.1. Carga gravitacional no lineal

Para empezar el proceso de análisis bajo el método antes mencionado se requiere definir un nuevo caso de carga dentro del modelo, el cual se conoce con el nombre de cargas gravitacionales no lineales "CGNL". El nuevo caso de carga está compuesto por la combinación de carga viva y muerta, multiplicadas por un factor de escala de 1.10 esto según el ASCE 41-17.[29]

La **Figura 49** hace referencia a las consideraciones antes expuestas aplicadas a la modelación realizada en el software.



**Figura 49** Cuadro de definición de Load cases: Cargas gravitacionales no lineales "CGNL"

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

### 2.5.2. Carga lateral incremental

Para definir la carga lateral del Pushover se debe tener en cuenta los modos de vibración asociados a sus direcciones principales "X" y "Y", dado que la aplicación de la misma se realiza en función a la dirección de dichos modos. Además, se toma como condición inicial la aplicación de las cargas gravitacionales no lineales (Load cases: CGNL), conjuntamente con ello se debe especificar una serie de parámetros, entre los que encontramos los efectos "P-Delta", que se refiere a la no linealidad geométrica, en estructuras que estarán sujetas a importantes deformaciones.



A continuación, se define el análisis Pushover en la dirección Y, que corresponde al primer modo de vibración de la estructura.

### 2.5.2.1. Efectos “P-Delta”

Según la NEC-SE-DS los efectos “P-Delta” consideran efectos adicionales que producen un aumento en los momentos, fuerzas internas y derivas en la estructura por lo que deben considerarse.[1]

$$Q_i = \frac{P_i * \Delta_i}{V_i * h_i}$$

**Ecuación 31** Índice de estabilidad

Donde:

$Q_i$ : Índice de estabilidad por piso

$P_i$ : Carga de servicio por piso

$\Delta_i$ : Desplazamiento máximo por piso

$V_i$ : Cortante sísmico por piso

$H_i$ : Altura de piso

A continuación, en la **Tabla 53** se muestran los índices de estabilidad por piso calculados en la dirección Y.

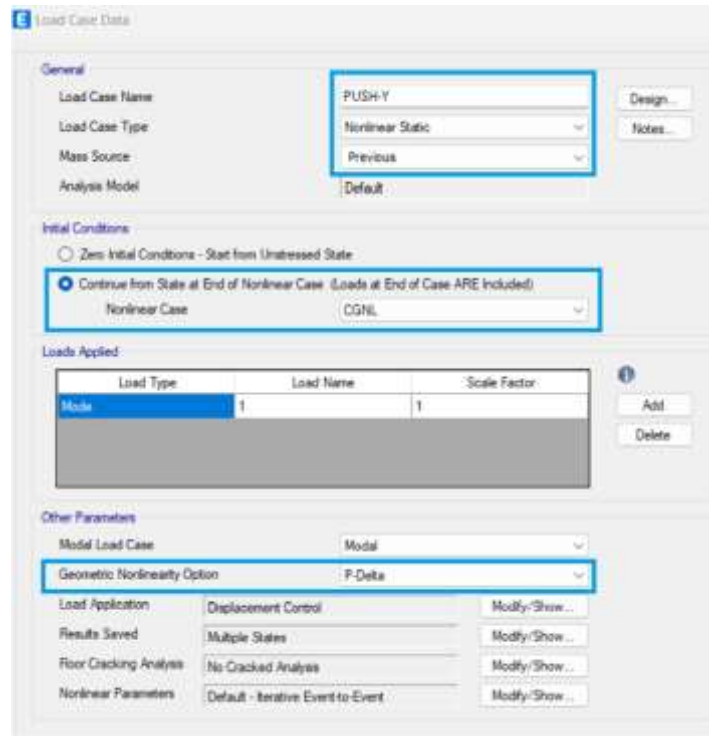
**Tabla 53** Efectos P-Delta dirección "Y"

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Índice de estabilidad (Qi)						
Pisos	hi (m)	Pi (tonf)	Vyi (tonf)	Di (m)	Qi	Chequeo
1	3.6	162.317	-22.457	0.088	0.1762478	SI P-Delta
2	3.2	406.705	-55.422	0.078	0.1800084	SI P-Delta
3	3.2	651.721	-82.882	0.068	0.1668871	SI P-Delta
4	3.2	897.382	-105.009	0.056	0.1507611	SI P-Delta
5	3.2	1143.646	-122.005	0.045	0.1307204	SI P-Delta
6	3.2	1389.926	-134.085	0.032	0.1051372	SI P-Delta
7	3.2	1636.118	-141.599	0.020	0.0718298	No P-Delta
8	3.2	1883.449	-145.036	0.008	0.0315034	No P-Delta

**Nota:** No se consideran los efectos P-Delta cuando  $Q_i < 0.1$   
Si  $Q_i > 0.30$ , la estructura es potencialmente inestable

La **Figura 50** contiene los datos correspondientes a las características que tiene el caso de carga PUSH-Y, tal como nombre, el modo de vibración, la consideración de los P-Deltas entre otros parámetros.

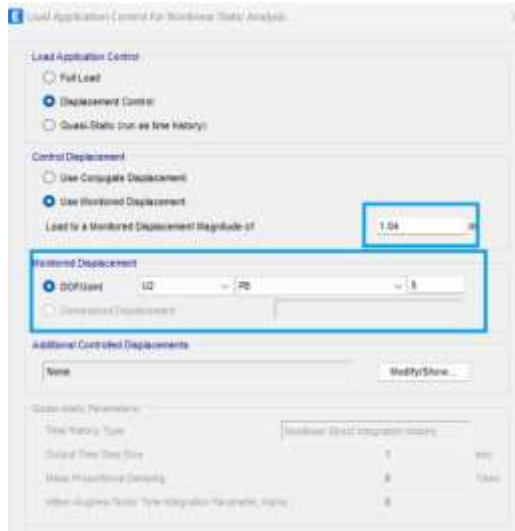


**Figura 50** Cuadro de definición de Load cases: PUSH-Y

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

Otro de los pasos a seguir es definir un desplazamiento de control dentro del análisis, este se define por medio del punto de monitoreo y una magnitud (**Figura 51**), esta última se puede considerar hasta un 5% de la altura de la edificación a partir de la superficie, para este caso se considera un 4%, tomando en cuenta la consideración descrita en la ASCE 41-17.[29]

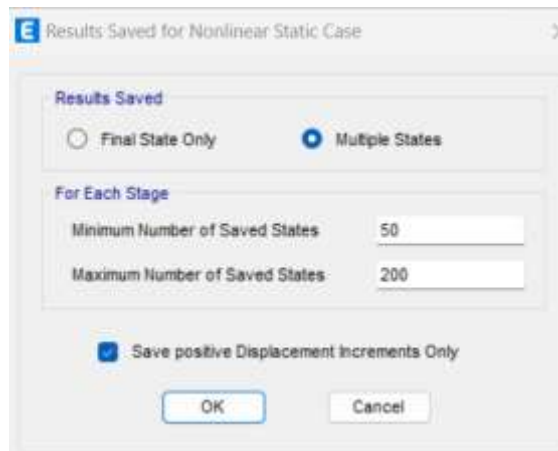
El punto de monitoreo a evaluar es el correspondiente al centro de gravedad de la última planta del edificio del primer modo de vibración.



**Figura 51** Cuadro de parámetros para el punto de control de aplicación de carga

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

Los resultados del análisis no lineal están sujetos a lo establecido en la opción estados múltiples y de los parámetros no lineales, estos ajustes se muestran en la **Figura 52** y **Figura 53**.



**Figura 52** Rango de pasos guardados debido a múltiples estados

**Fuente:** Software. Génesis Mateus



**Figura 53** Detalle de parámetros no lineales

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

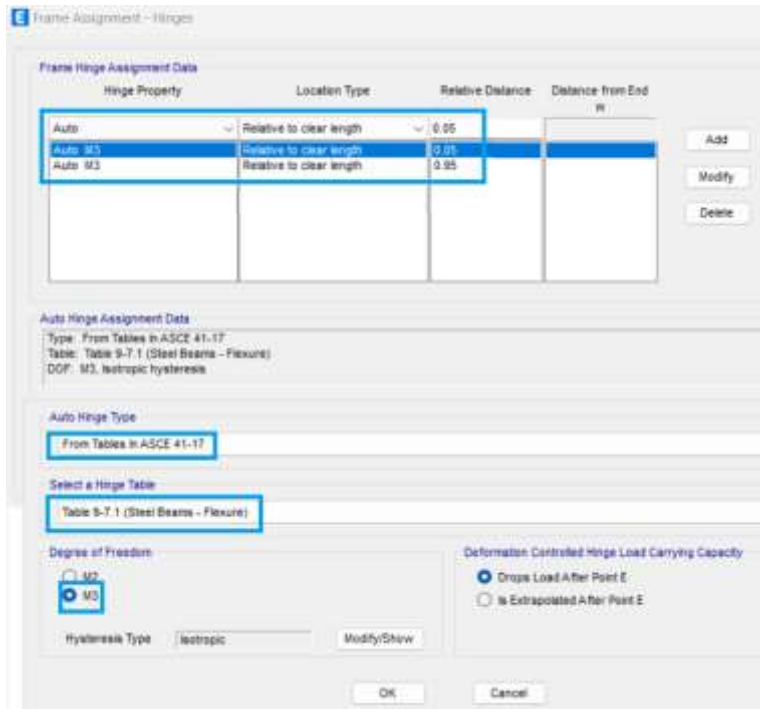
### 2.5.3. Definición de rotulas plásticas

Para llegar a definir los niveles de desempeño del edificio de 8 plantas, es necesario definir rótulas plásticas que dentro del software conocidas como “Hinges” estas deben ser asignadas a los diferentes elementos estructurales que componen los pórticos en una sección crítica ubicada a 5% y 95% de la longitud de estos.

#### 2.5.3.1. Vigas

Para vigas de acero que trabajan a flexión, se selecciona Auto Hinge Type: From Tables in ASCE 41-17 y en la lista desplegable “Table 9-1.7 (Steel Beams - Flexure)” y el dato asociado al grado de libertad con un giro en el eje local 3 (M3). Se menciona además que el valor del cortante asignado proviene del caso de carga PUSH en la dirección del modo de vibración deseado.

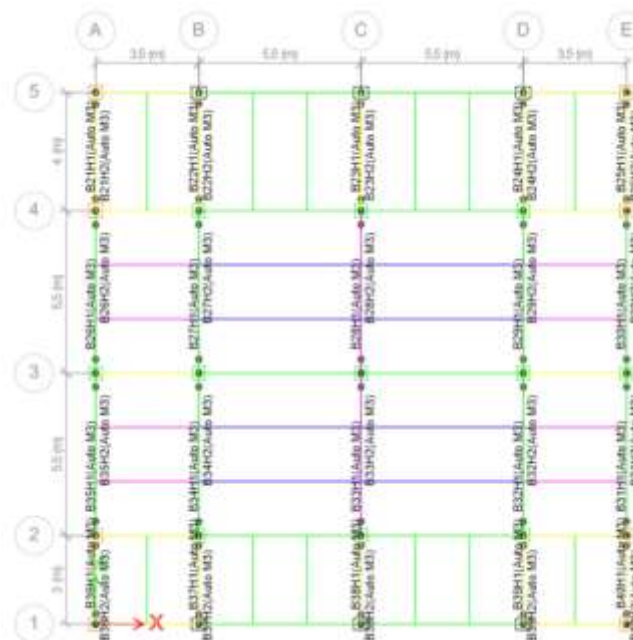
Las consideraciones antes mencionadas se ven reflejadas en la **Figura 54**.



**Figura 54** Asignación de rótulas en vigas en dirección "Y"

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

A continuación, se muestra un esquema de la ubicación de las rótulas plásticas colocadas en la dirección del primer modo de vibración que se da en el sentido Y.



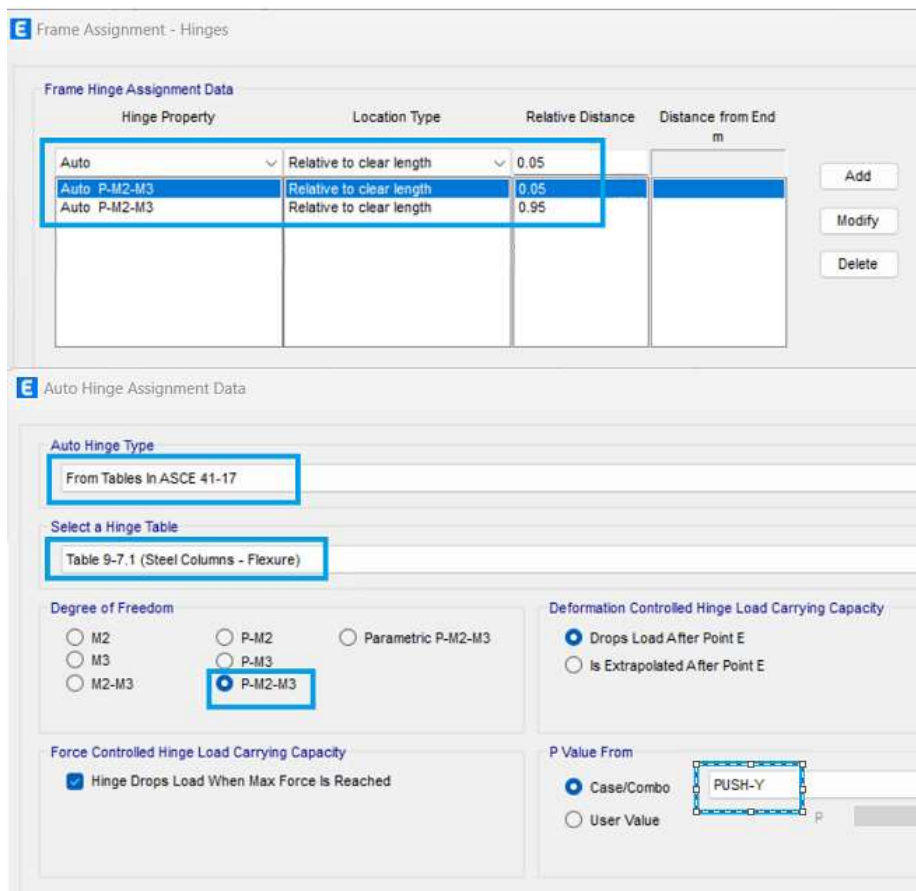
**Figura 55** Ubicación rótulas plástica en vigas sentido "Y"

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

### 2.5.3.2. Columnas

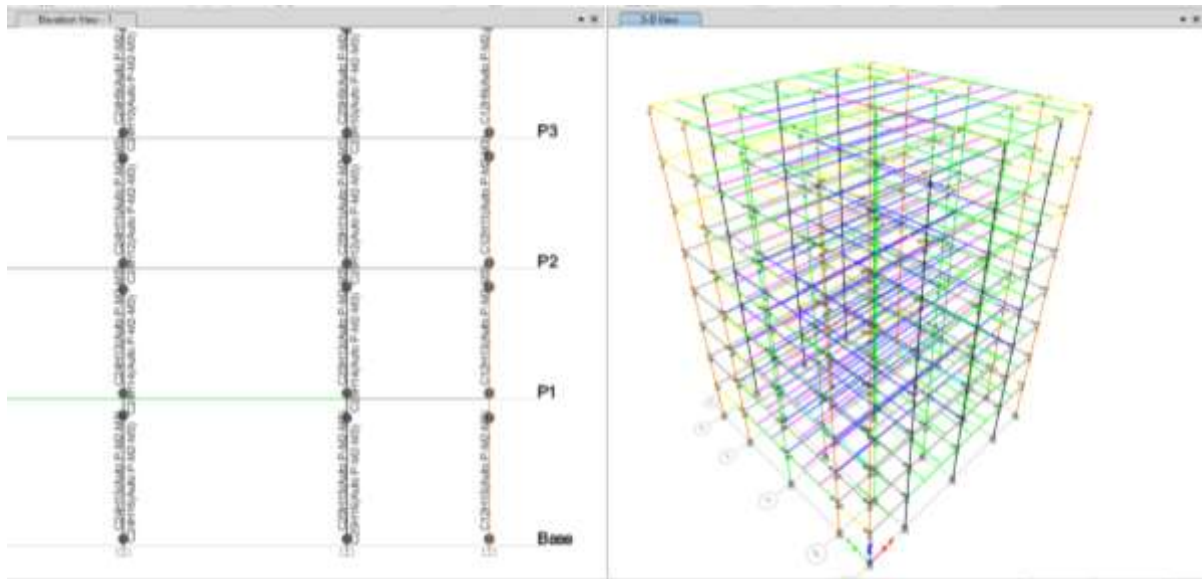
Las columnas de acero trabajan a flexo compresión, es por ello que se debe seleccionar dentro del software los siguientes parámetros: Auto Hinge Type From: Tables in ASCE 41-17, luego de ello de la lista se escoge “Table 9-1.7 (Steel Columns - Flexure)” y en la sección de grados de libertad la opción (P-M2-M3) los cuales representan desplazamiento en el eje longitudinal y giro en ejes locales 2 y 3 respectivamente.

El detalle de las características y ubicación de las rótulas plásticas en columnas del modelo se pueden apreciar en las **Figuras 56** y **Figura 57** respectivamente.



**Figura 56** Caracterización y asignación de rótulas en columnas

**Fuente:** Software. Génesis Mateus



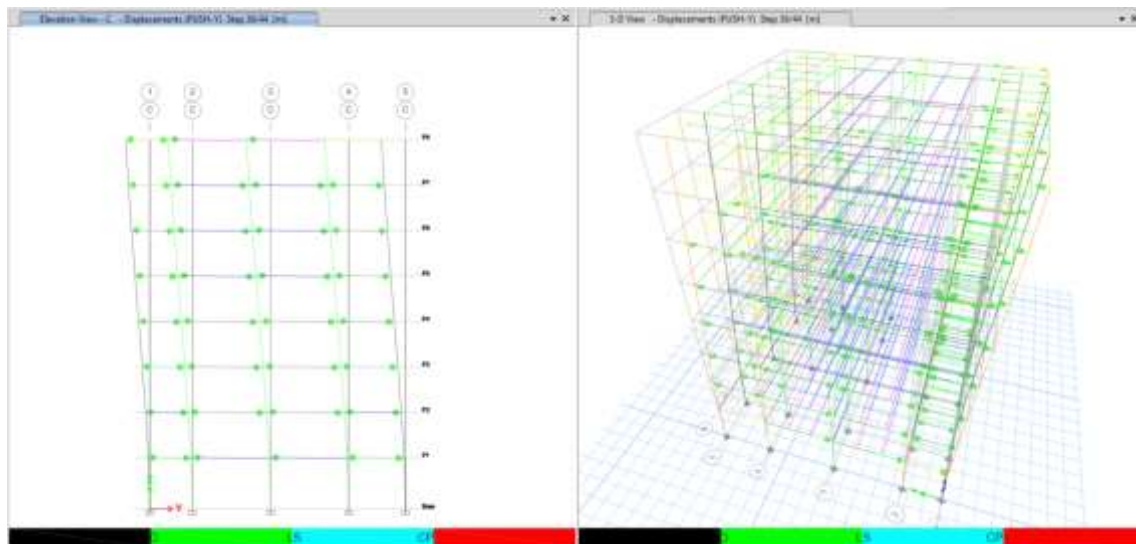
**Figura 57** Ubicación rótulas plástica en columnas

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

Se debe de generar otro modelo considerando la dirección en X y se debe seguir el mismo proceso detallado desde el inciso 2.5.1 al 2.5.3.

#### 2.5.4. Modelo PUSH-Y

Para este modelo se tiene que la primera aparición de rótulas plásticas se da en el paso 12 y en paso 41 aparecen las primeras rotulas en zona de pre-colapso.



**Figura 58** Formación de rótulas plásticas para la dirección Y

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

La **Figura 58** muestra la formación de rótulas plásticas en toda la edificación y deja ver que los primeros elementos en desarrollar esta condición son las vigas.

**Tabla 54** Datos de desplazamientos, cortante basal y formación de rótulas plástica en Y

Fuente: Software. Mateus,2022

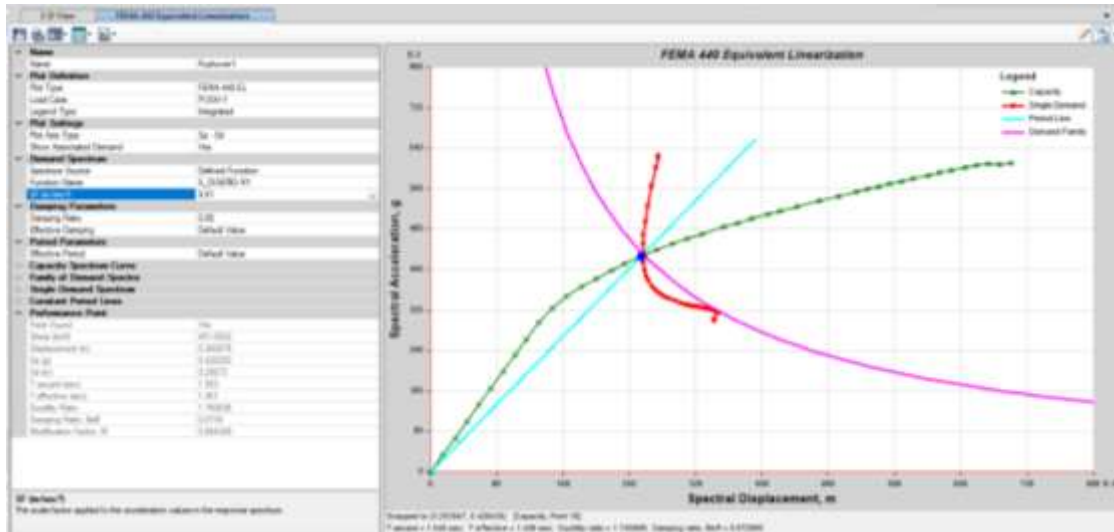
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	m	tonf										
0	0	0	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
1	0.0208	35.2603	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
2	0.0416	70.5205	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
3	0.0624	105.7807	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
4	0.0832	141.0409	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
5	0.104	176.3024	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
6	0.1248	211.5625	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
7	0.1456	246.8231	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
8	0.164816	279.3987	719	1	0	0	0	720	0	0	0	720
9	0.186339	314.2173	696	24	0	0	0	720	0	0	0	720
10	0.208517	344.8721	669	51	0	0	0	720	0	0	0	720
11	0.232076	369.1874	624	96	0	0	0	720	0	0	0	720
12	0.25684	388.8519	601	119	0	0	0	714	6	0	0	720
13	0.28171	406.2842	575	145	0	0	0	708	12	0	0	720
14	0.306859	422.1473	562	158	0	0	0	705	15	0	0	720
15	0.328414	434.5769	543	177	0	0	0	694	26	0	0	720
16	0.356762	449.2209	523	197	0	0	0	682	38	0	0	720
17	0.38326	461.2819	507	213	0	0	0	675	45	0	0	720
18	0.410075	472.2363	483	237	0	0	0	650	70	0	0	720
19	0.436347	481.7338	473	247	0	0	0	639	81	0	0	720
20	0.462619	490.5476	465	255	0	0	0	618	102	0	0	720
21	0.500502	502.2475	455	265	0	0	0	597	123	0	0	720
22	0.526141	509.627	445	275	0	0	0	582	138	0	0	720
23	0.551237	516.4594	440	280	0	0	0	566	154	0	0	720
24	0.580504	523.9688	431	289	0	0	0	551	169	0	0	720
25	0.601304	529.1745	430	290	0	0	0	540	180	0	0	720
26	0.632421	536.8112	422	298	0	0	0	528	192	0	0	720
27	0.672616	546.146	418	302	0	0	0	514	206	0	0	720
28	0.708357	553.8467	410	310	0	0	0	504	216	0	0	720
29	0.740988	560.6161	408	312	0	0	0	486	234	0	0	720
30	0.761788	564.8896	408	312	0	0	0	482	238	0	0	720
31	0.782588	569.163	408	312	0	0	0	475	245	0	0	720
32	0.803388	573.4323	408	312	0	0	0	463	257	0	0	720
33	0.824188	577.7057	408	312	0	0	0	460	260	0	0	720
34	0.844988	581.979	407	313	0	0	0	453	267	0	0	720
35	0.874373	587.8277	402	318	0	0	0	447	273	0	0	720
36	0.895173	591.9043	400	320	0	0	0	443	277	0	0	720
37	0.915973	595.9353	396	324	0	0	0	431	289	0	0	720
38	0.942536	600.9319	389	331	0	0	0	425	295	0	0	720
39	0.963336	604.708	385	335	0	0	0	421	299	0	0	720
40	0.984136	608.1536	381	339	0	0	0	421	299	0	0	720
41	1.004936	605.2382	381	335	0	4	0	420	296	4	0	720
42	1.025736	608.1166	378	334	4	4	0	420	296	4	0	720
43	1.025931	608.1473	378	334	4	4	0	420	296	4	0	720
44	1.026377	608.2219	378	334	4	4	0	420	296	4	0	720
45	1.02638	608.2009	378	334	4	4	0	420	296	4	0	720
46	1.026382	608.2026	378	334	4	4	0	420	296	4	0	720
47	1.026493	608.2268	378	334	4	4	0	420	296	4	0	720
48	1.0265	608.2253	378	334	4	4	0	420	296	4	0	720
49	1.0265	608.2253	378	334	4	4	0	420	296	4	0	720

En la **Tabla 54** se muestra los desplazamientos del edificio en el último piso asociado al cortante en la base de la estructura para cada incremento del análisis Pushover en la dirección Y, dando como resultado un cortante máximo de 608.2268 toneladas y un desplazamiento de 1.026 m antes del colapso.



## 2.5.5. Punto de desempeño - Método del espectro de capacidad en Y

### 2.5.5.1. Sismo raro o de diseño

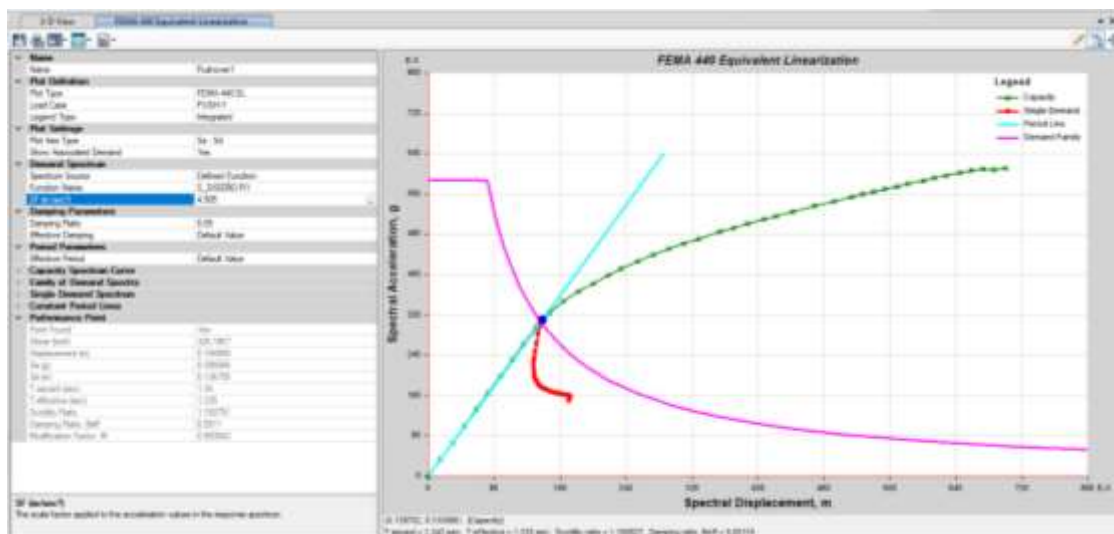


**Figura 59** Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo raro en "Y"

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

En la **Figura 59** se muestra el punto de desempeño del edificio de acero en la dirección Y. La estructura presenta una ductilidad de 1.761, este valor se determina con la intersección de la capacidad del edificio en el rango no lineal con la demanda sísmica, esto bajo la caracterización de un sismo de diseño correspondiente a un periodo de 475 años con una probabilidad de excedencia de 10%.

### 2.5.5.2. Sismo frecuente

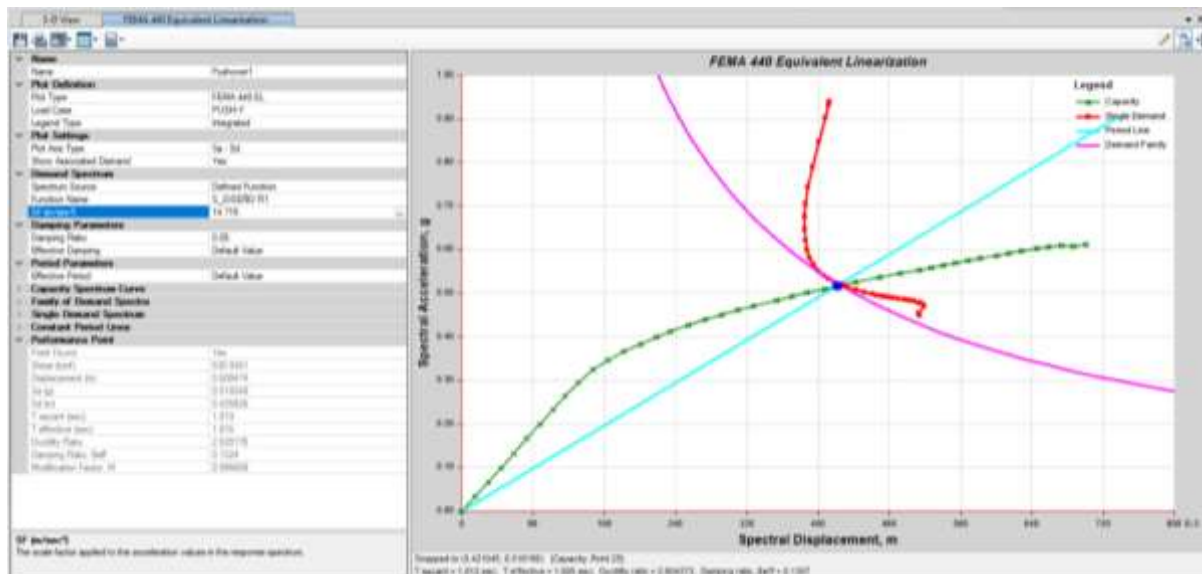


**Figura 60** Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo ocasional en "Y"

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

Al observar la **Figura 60** se puede inferir que el punto de desempeño del edificio de acero de 8 pisos en la dirección Y, alcanza una ductilidad de 1.151, este valor se determina con la intersección de la capacidad del edificio en el rango no lineal con la demanda sísmica para el sismo frecuente correspondiente a un periodo de 72 años con una probabilidad de excedencia de 50%.

### 2.5.5.3. Sismo extraño



**Figura 61** Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo extraño en "Y"

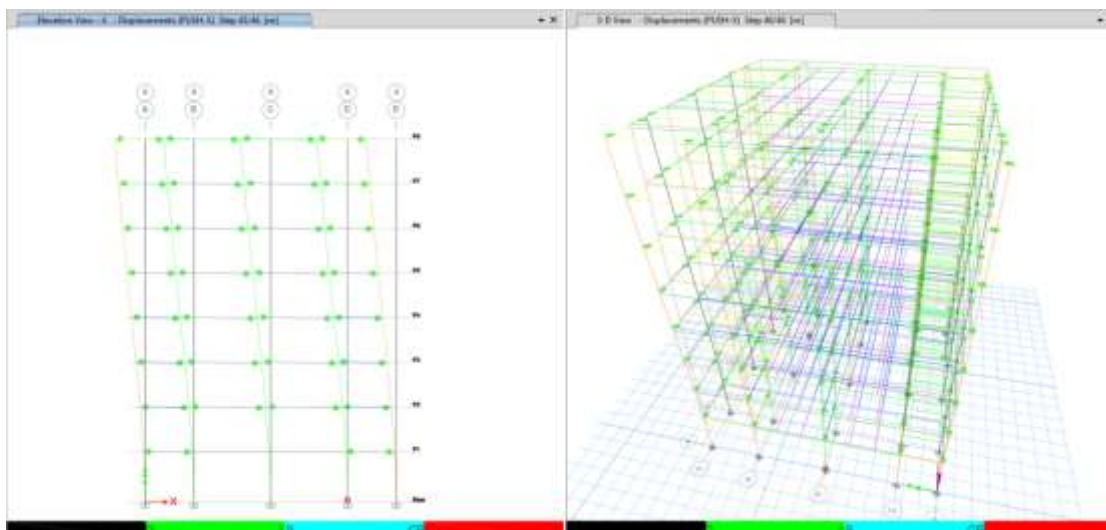
**Fuente:** Software. Génesis Mateus

De la **Figura 61** el punto de desempeño del edificio de acero de 8 pisos en la dirección Y, alcanza una ductilidad de 2.628, este valor se determina con la intersección de la capacidad del edificio en el rango no lineal con la demanda sísmica para el sismo extraño correspondiente a un periodo de 2500 años con una probabilidad de excedencia de 2%.

### 2.5.6. Modelo PUSH-X

El modelo se tiene que la primera aparición de rótulas plásticas en el paso 13 y en el paso 42 aparece las primeras rótulas de colapso (**Tabla 55**).

La **Figura 62** muestra la formación de rótulas plásticas en toda la edificación y deja ver que los primeros elementos en desarrollar esta condición son las vigas, cuando todos estos elementos pierden la capacidad de disipar energía es que empiezan a formarse rótulas plásticas en condición de colapso en las columnas.



**Figura 62** Formación de rótulas plásticas para la dirección X

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

**Tabla 55** Datos de desplazamientos, cortante basal y formación de rótulas plástica en X

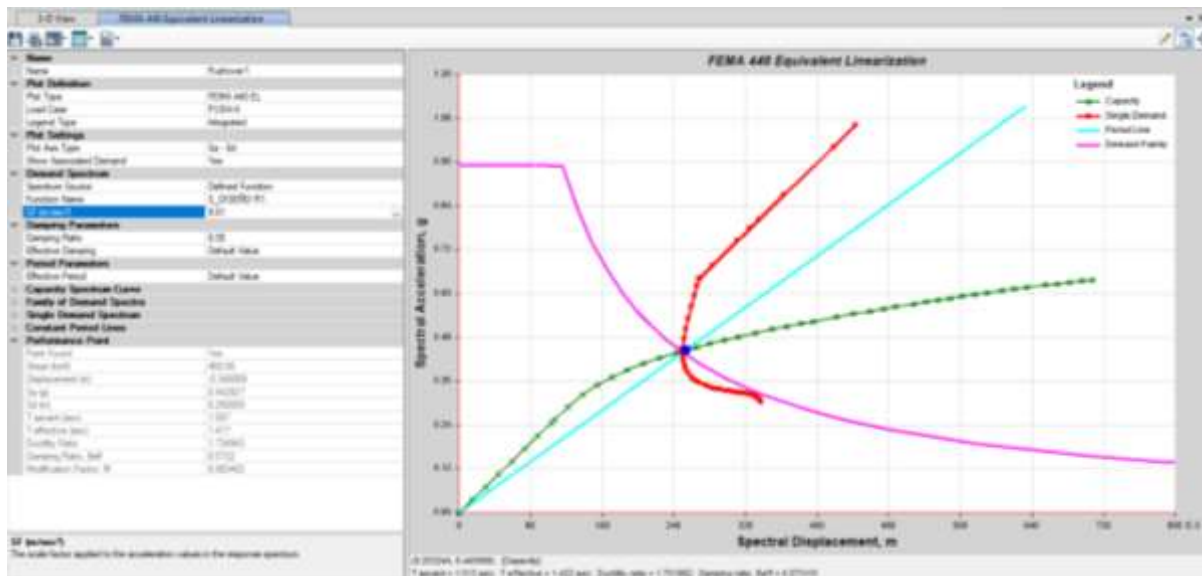
**Fuente:** Software. Mateus,2022

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ m	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
1	-0.0208	36.8288	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
2	-0.0416	73.6576	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
3	-0.0624	110.4865	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
4	-0.0832	147.3156	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
5	-0.104	184.1445	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
6	-0.1248	220.9735	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
7	-0.1456	257.8023	720	0	0	0	0	720	0	0	0	720
8	-0.150768	266.9536	719	1	0	0	0	720	0	0	0	720
9	-0.171959	303.2873	708	12	0	0	0	720	0	0	0	720
10	-0.194885	337.919	680	40	0	0	0	720	0	0	0	720
11	-0.217001	366.0858	653	67	0	0	0	720	0	0	0	720
12	-0.239193	388.9684	618	102	0	0	0	718	2	0	0	720
13	-0.262167	408.3325	600	120	0	0	0	712	8	0	0	720
14	-0.286915	426.4365	572	148	0	0	0	699	21	0	0	720
15	-0.31087	441.2912	548	172	0	0	0	687	33	0	0	720
16	-0.337506	455.4833	525	195	0	0	0	679	41	0	0	720
17	-0.369061	470.6208	519	201	0	0	0	670	50	0	0	720
18	-0.39055	480.1965	498	222	0	0	0	663	57	0	0	720
19	-0.413084	489.147	484	236	0	0	0	651	69	0	0	720
20	-0.435243	497.093	470	250	0	0	0	646	74	0	0	720
21	-0.464082	506.8071	460	260	0	0	0	634	86	0	0	720
22	-0.491813	515.427	449	271	0	0	0	624	96	0	0	720
23	-0.515761	522.3572	438	282	0	0	0	614	106	0	0	720
24	-0.539242	528.7596	432	288	0	0	0	605	115	0	0	720
25	-0.560042	534.1001	430	290	0	0	0	587	133	0	0	720
26	-0.599193	543.7627	426	294	0	0	0	576	144	0	0	720
27	-0.627737	550.6314	420	300	0	0	0	564	156	0	0	720
28	-0.655919	557.15	417	303	0	0	0	553	167	0	0	720
29	-0.678935	562.3971	412	308	0	0	0	540	180	0	0	720
30	-0.699735	566.9886	409	311	0	0	0	531	189	0	0	720
31	-0.730935	573.7099	406	314	0	0	0	519	201	0	0	720
32	-0.751735	578.105	403	317	0	0	0	510	210	0	0	720
33	-0.772535	582.4543	403	317	0	0	0	504	216	0	0	720
34	-0.793335	586.7978	403	317	0	0	0	499	221	0	0	720
35	-0.814135	591.1351	401	319	0	0	0	486	234	0	0	720
36	-0.834935	595.4101	401	319	0	0	0	477	243	0	0	720
37	-0.855735	599.6874	400	320	0	0	0	464	256	0	0	720
38	-0.881735	604.9199	395	325	0	0	0	454	266	0	0	720
39	-0.902535	608.9373	392	328	0	0	0	442	278	0	0	720
40	-0.923335	612.8145	390	330	0	0	0	436	284	0	0	720
41	-0.954535	618.3866	389	331	0	0	0	428	292	0	0	720
42	-0.975335	622.0192	387	333	0	0	0	423	296	0	1	720
43	-0.996135	625.5312	384	336	0	0	0	423	296	0	1	720
44	-1.016935	628.8573	381	339	0	0	0	420	298	0	2	720
45	-1.034905	631.481	377	342	1	0	0	418	300	0	2	720
46	-1.034911	631.4815	377	342	1	0	0	418	300	0	2	720

En la **Tabla 55** se muestra los desplazamientos del edificio en el último piso asociado al cortante en la base de la estructura para cada incremento del análisis Pushover en la dirección X.

## 2.5.7. Punto de desempeño – Método del espectro de capacidad en X

### 2.5.7.1. Sismo raro o de diseño



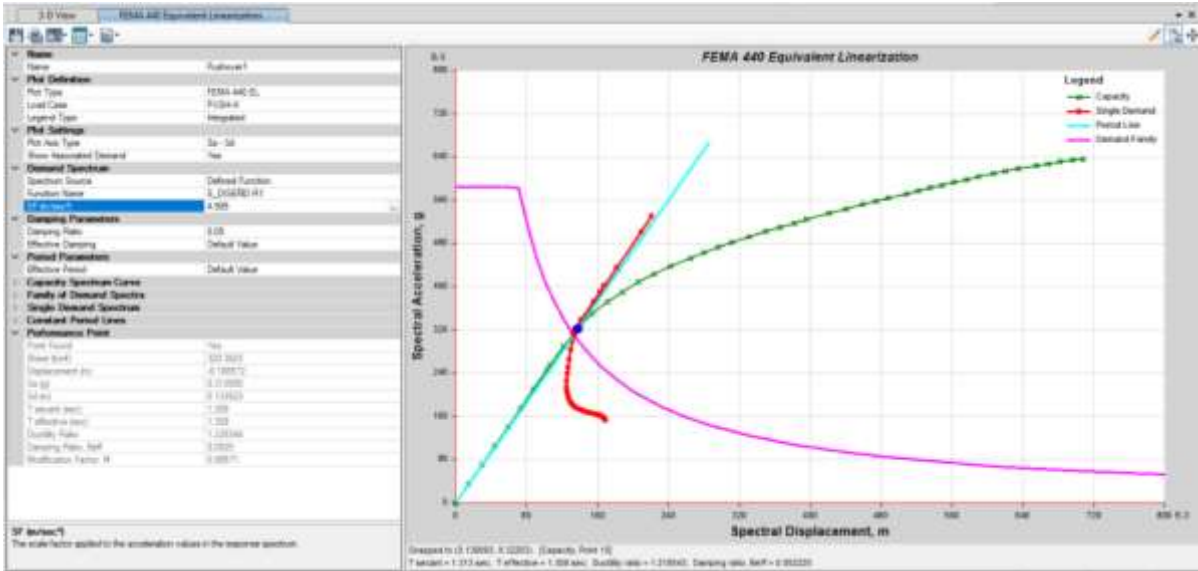
**Figura 63** Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo raro en “X”

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

En la **Figura 63** se muestra el punto de desempeño del edificio de acero en la dirección X. La estructura presenta una ductilidad de 1.735, este valor se determina con la intersección de la capacidad del edificio en el rango no lineal con la demanda sísmica, esto bajo la caracterización de un sismo de diseño correspondiente a un periodo de 475 años con una probabilidad de excedencia de 10%.

### 2.5.7.2. Sismo frecuente

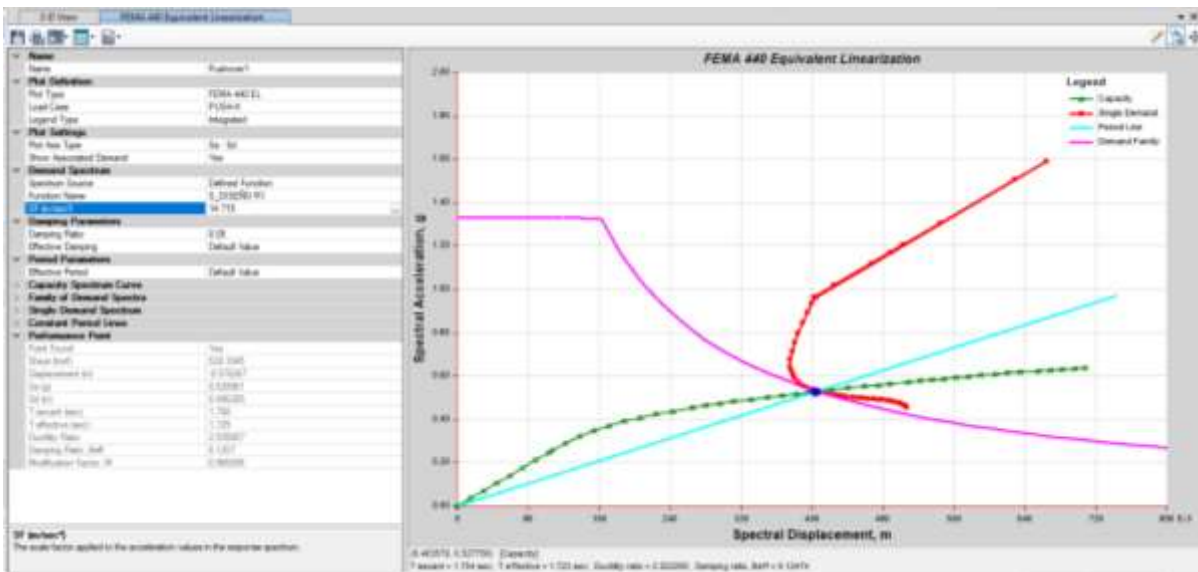
Al observa la **Figura 64** se puede inferir que el punto de desempeño del edificio de acero de 8 pisos en la dirección X, alcanza una ductilidad de 1.229, este valor se determina con la intersección de la capacidad del edificio en el rango no lineal con la demanda sísmica para el sismo frecuente correspondiente a un periodo de 72 años con una probabilidad de excedencia de 50%.



**Figura 64** Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo frecuente en “X”

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

### 2.5.7.3. Sismo Extraño



**Figura 65** Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo extraño en “X”

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

De la **Figura 65** el punto de desempeño del edificio de acero de 8 pisos en la dirección X, alcanza una ductilidad de 2.536, este valor se determina con la intersección de la capacidad del edificio en el rango no lineal con la demanda sísmica para el sismo extraño correspondiente a un periodo de 2500 años con una probabilidad de excedencia de 2%.

**Tabla 56** Resumen de Cortante, Desplazamiento y Ductilidad del Modelo sin reforzar

**Elaborado por:** Mateus, 2023

Tipo de sismo	Dirección X			Dirección Y		
	Cortante (tonf)	Desplazamiento (m)	Ductilidad	Cortante (tonf)	Desplazamiento (m)	Ductilidad
Sismo ocasional	328.382	0.189	1.229	326.187	0.195	1.151
Sismo de diseño	460.560	0.348	1.735	451.003	0.361	1.761
Sismo extraño	538.105	0.576	2.536	530.934	0.608	2.628

## 2.6. Reforzamiento estructural

Como se había mencionado en el apartado 1.7.1 de este documento existen numerosas edificaciones que no cumplen con las condiciones de diseño sismo resistentes volviéndolas vulnerables ante un sismo o estar sujetas a circunstancias que cambien su comportamiento y necesiten de un reforzamiento para seguir con su vida útil.

Es por ello que a la edificación de acero compuesta por 8 plantas estará sujeta a evolución para definir su condición y si debe ser reforzada.

De acuerdo a la NEC-SE-DS cumpliendo con la filosofía de diseño sismorresistente dentro de los requisitos mínimos se menciona que para la categoría de ocupación básica o normal los objetivos de diseño deben ser:

**Tabla 57** Resumen de filosofía de diseño sismorresistente

**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

Nivel de desempeño estructural	Elementos estructurales	Elementos no estructurales	Tasa anual de excedencia
Servicio	Ningún daño	Ningún daño	0.023
Daño	Ningún daño	Daños	0.01389
Colapso	Cierto grado de daño	Daños considerables	0.00211

La **Tabla 57** fue elaborada a partir de lo indicado por la NEC-SE-DS en donde se relaciona los niveles de desempeño con las condiciones de los elementos estructurales y no estructurales ante un sismo característico.

### **Deriva inelástica**

Además de esta condición se establecen límites permisibles en las derivas de piso, teniendo que la deriva máxima en cualquier planta de la edificación no debe ser mayor a la deriva inelástica.[1]

$$\Delta_M < \Delta_{M\_m\acute{a}x}$$

**Ecuación 32** Limitación de daños – deformaciones

**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

Donde:

$\Delta_M$ : Deriva de piso máxima horizontal inelástico

$\Delta_{M\_m\acute{a}x}$ : 0.02 para estructuras de hormigón armado, estructuras de acero y de madera.

Se ejecuta la comprobación de la limitación de daños y deformaciones para las derivas inelásticas del edificio, este dato lo tomamos de la **Tabla 48** siendo las siguientes:

$$\Delta_{inel\acute{a}sticoX} = 2.468\%$$

$$\Delta_{inel\acute{a}sticoY} = 2.485\%$$

Evaluación:

Para la dirección en X

$$2.468\% > 2\% \rightarrow \text{No cumple}$$

Para la dirección en Y

$$2.485\% > 2\% \rightarrow \text{No cumple}$$

Al evaluar las dos derivas inelásticas usando la **Ecuación 32** se determina que estas son mayores por lo cual no cumple con el límite de daño – deformación. Por lo es necesario reducir estas deformaciones.

### **Nivel de desempeño**

**Tabla 58** Nivel de desempeño del edificio sin reforzar

**Elaborado por:** Génesis Mateus

EDIFICIO SIN REFORZAMIENTO				
Dirección X				
<i>Sismo</i>	<i>Desplazamiento</i>	<i>D_Máximo</i>	<i>D/C</i>	<i>Chequeo</i>
Ocacional	0.189	0.13	1.45	Reforzamiento
Diseño	0.348	0.338	1.03	Reforzamiento
Extraño	0.576	0.52	1.11	Reforzamiento
Dirección Y				
<i>Sismo</i>	<i>Desplazamiento</i>	<i>D_Máximo</i>	<i>D/C</i>	<i>Chequeo</i>
Ocacional	0.195	0.13	1.50	Reforzamiento
Diseño	0.361	0.338	1.07	Reforzamiento
Extraño	0.608	0.52	1.17	Reforzamiento

De acuerdo con la NEC-15 para el sismo de diseño y extraño la deriva del último piso determinada por un análisis no lineal debe ser menor a los límites establecidos; que para el caso de evaluación se establece de 1.30% y de 2% respectivamente.

Por lo tanto, como se puede observar en la **Tabla 58** los desplazamientos de demanda son mayores a los límites establecidos, siendo necesario realizar un reforzamiento estructural.

### **2.6.1. Propuestas de reforzamiento**

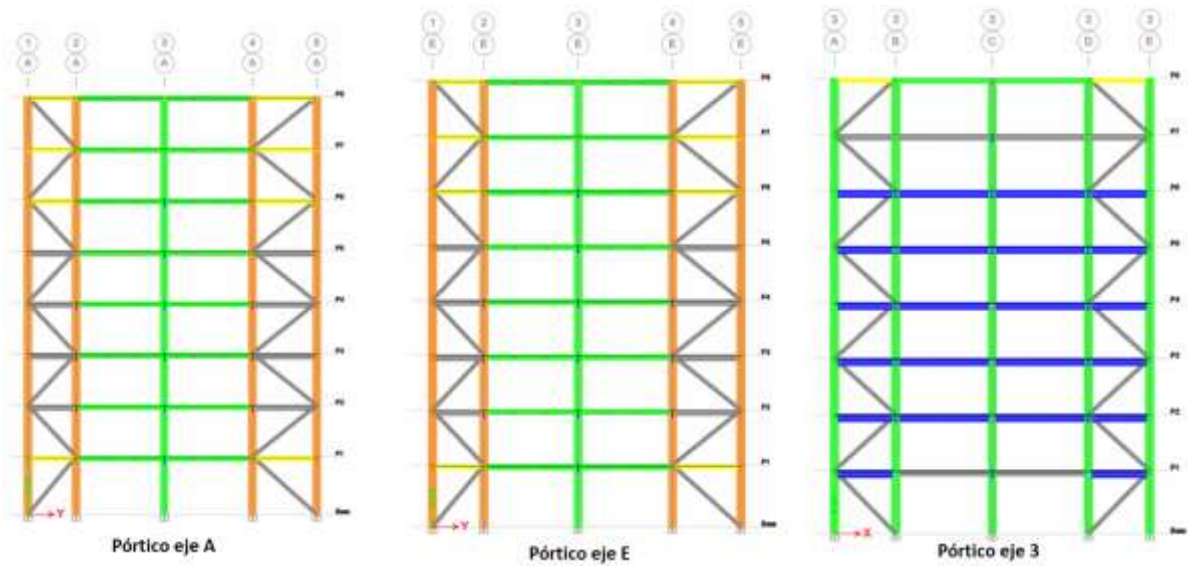
Al evaluar el modelo del edificio de acero de 8 plantas se tiene que este no cumple con la condición de filosofía de diseño que garantice el nivel de seguridad de vida, considerando que el diseño de seguridad se hace para el sismo de diseño o raro según lo estipula la NEC-SE-DS.

Bajo esta condición se presenta un reforzamiento del edificio usando diagonales rigidizadoras.

Este sistema de reforzamiento considera pórticos arriostrados concéntricamente que se ubicarán en los ejes A, E y 3, la disposición se detalla en la **Figura 66**.

Con la ubicación de estas diagonales se pretende reducir las derivas y a su vez mejorar el comportamiento estructural del edificio para que cumpla con un nivel de desempeños correspondiente a seguridad de vida reduciendo el riesgo al que podrían ver expuestos los ocupantes y permitir que los servicios básicos sigan operativos

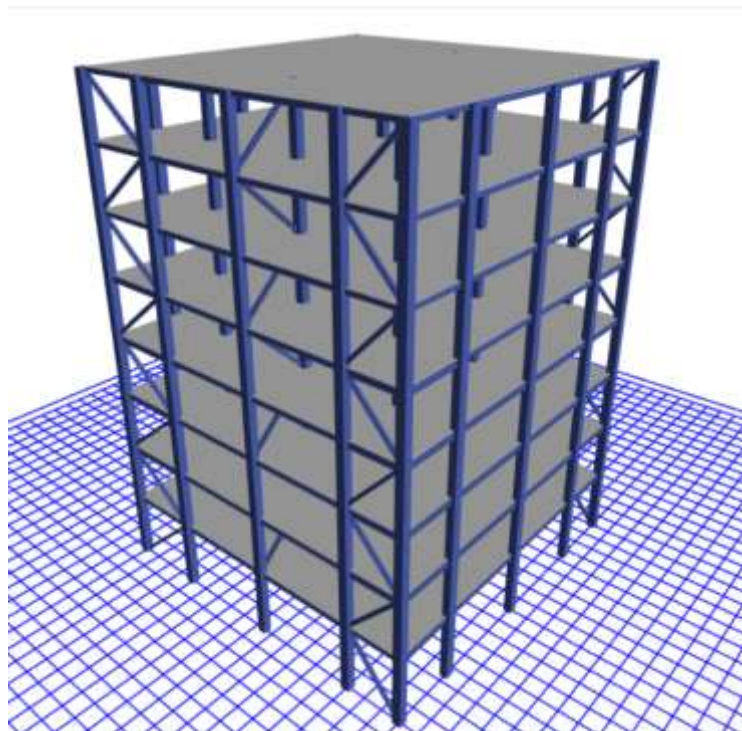




**Figura 66** Propuesta de arriostramientos en los ejes A - E – 3

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Se presenta una vista 3D del edificio, para apreciar de mejor manera la ubicación de los arriostramientos, pues para el reforzamiento se trató de ser lo menos invasivos en cuanto a la arquitectura y los espacios. Consideración que se hace visible en la **Figura 67**.



**Figura 67** Vista 3D Del edificio con la propuesta de reforzamiento

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

## 2.6.2. Modelación computacional edificio reforzado

### 2.6.2.1. Definición de cargas edificio reforzados

Para el definir la carga del modelo reforzado se debe considerar las mismas condiciones de carga viva y muerta considerada en el inciso 2.3.3 de este documento. El cambio se da dentro de las cargas sísmicas pues se pasa a tener un pórtico arriostrado una vez que se colocan las diagonales. Donde se deben redefinir los siguientes parámetros:

La **Tabla 59** resume los datos según la ubicación del edificio para definir el espectro de diseño.

**Tabla 59** Características y coeficientes para la ciudad de Quito pórticos arriostrados

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Detalle	Parámetro
Ubicación	Quito
Tipo de suelo	D
Zona:	V
Coefficiente de zona:	0.4
Coefficiente Fa:	1.20
Coefficiente Fs:	1.28
Coefficiente Fd:	1.19
Coefficiente r:	1
Coefficiente n:	2.48
Factor de importancia I:	1
Factor de Reducción sísmica R:	8
ØP	1
ØE	1
Ct:	0.073
Alpha:	0.75

Para los siguientes apartados se usan las ecuaciones detalladas en la sección 2.3.3.3.

#### 2.6.2.1.1. Periodo $T_o$

$$T_o = 0.10 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20} = 0.13[s]$$

#### 2.6.2.1.2. Periodo $T_c$

$$T_c = 0.55 * 1.28 * \frac{1.19}{1.20} = 0.70[s]$$

#### 2.6.2.1.3. Periodo de vibración

$$T = C_t * h_n^\alpha$$

$$T_a = 0.073 * 26^{0.75} = 0.8405 \text{ [s]}$$

#### 2.6.2.1.4. Aceleración del periodo de la estructura Sa (Ta)

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.20 = 1.19 \text{ [g]}$$

$$S_a = \eta z F_a * \left( \frac{T_c}{T_a} \right)$$

$$S_a = 2.48 * 0.4 * 1.20 * \left( \frac{0.70}{0.8405} \right) = 0.991 \text{ [g]}$$

#### 2.6.2.1.5. Cortante basal

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \phi_p * \phi_e}$$

**Ecuación 33** Coeficiente de cortante basal

$$V = \frac{1 * 0.991}{8 * 1 * 1} = 0.1238\%$$

#### 2.6.2.1.6. Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T

Se tiene que el periodo de la edificación en análisis tiene un  $T_a = 0.975$  (s), al relacionar este valor con los rangos dados en la **Tabla 47**, según la NEC-SE-DS.

**Tabla 60** Rangos para definir el valor del coeficiente k

**Fuente:** NEC-SE-DS (2014)

Valores de T (s)	k
$\leq 0.5$	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
$> 2.5$	2

Por lo tanto, el valor de k está definido por la expresión:

$$k = 0.75 + 0.50 * T$$

**Ecuación 34** Coeficiente relacionado con el periodo de vibración de la estructura.

$$k = 0.75 + 0.50 * 0.8405$$

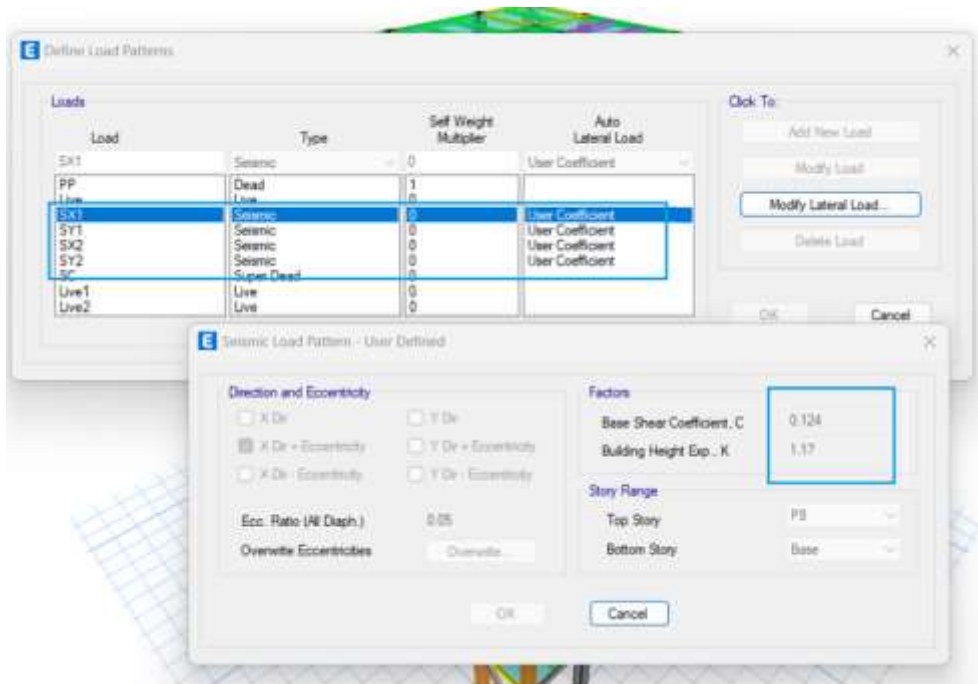
$$k = 1.1702$$

## 2.6.3. Análisis estructural edificio reforzado

### 2.6.3.1. Análisis Estático lineal

#### 2.6.3.1.1. Cargas sísmicas estáticas

Se deben definir los mismos patrones de carga que para la edificación sin reforzar como se indica en la sección 2.4.1.1, el único cambio que se va a dar es que los coeficientes definidos por el usuario serán  $C = 0.124$  y  $k = 1.17$ . Este detalle se puede observar en la **Figura 68**.



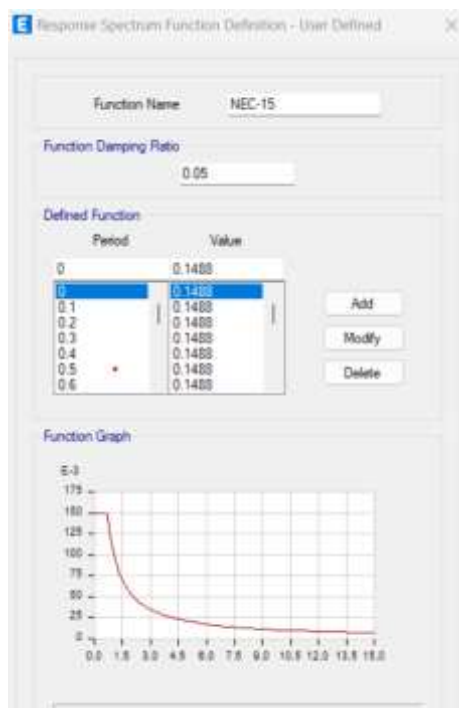
**Figura 68** Creación de cargas sísmicas edif. reforzado

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

#### 2.6.3.2. Análisis dinámico espectral

Se realiza el espectro de respuesta inelástico e introducirlo al software computacional. Cada punto del espectro inelástico de aceleraciones se deberá almacenar en un archivo .txt y proporcionarle al software computacional.

La **Figura 69** muestra el espectro de respuesta ingresado en función a los parámetros y cálculos definidos en las secciones comprendidas entre los incisos 2.6.2.1 de este documento.



**Figura 69** Definición de la función del espectro de respuesta edif, reforzado

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

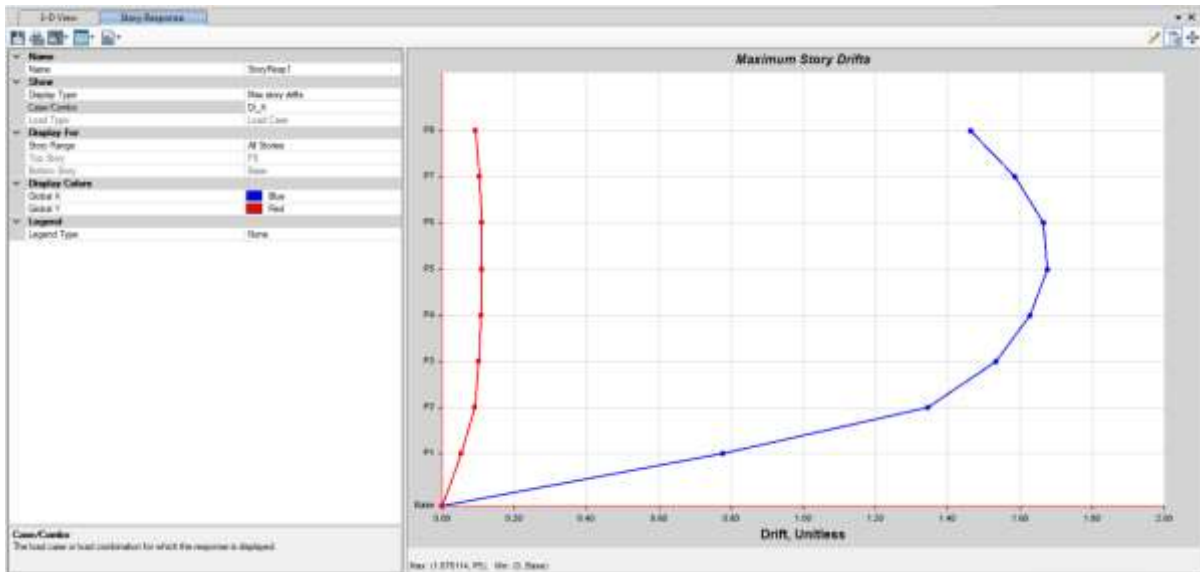
### 2.6.3.3. Revisiones sismo resistentes

Al culminar con el proceso definición de cargas, consideraciones de modelación y tipo de análisis, se procede a realizar el modelamiento estructural, de la cual se obtendrán resultados que deberán cumplir con todos los parámetros de sismo resistencia establecidos por la NEC-SE-DS, que se desarrollan a continuación:

#### 2.6.3.3.1. Deriva

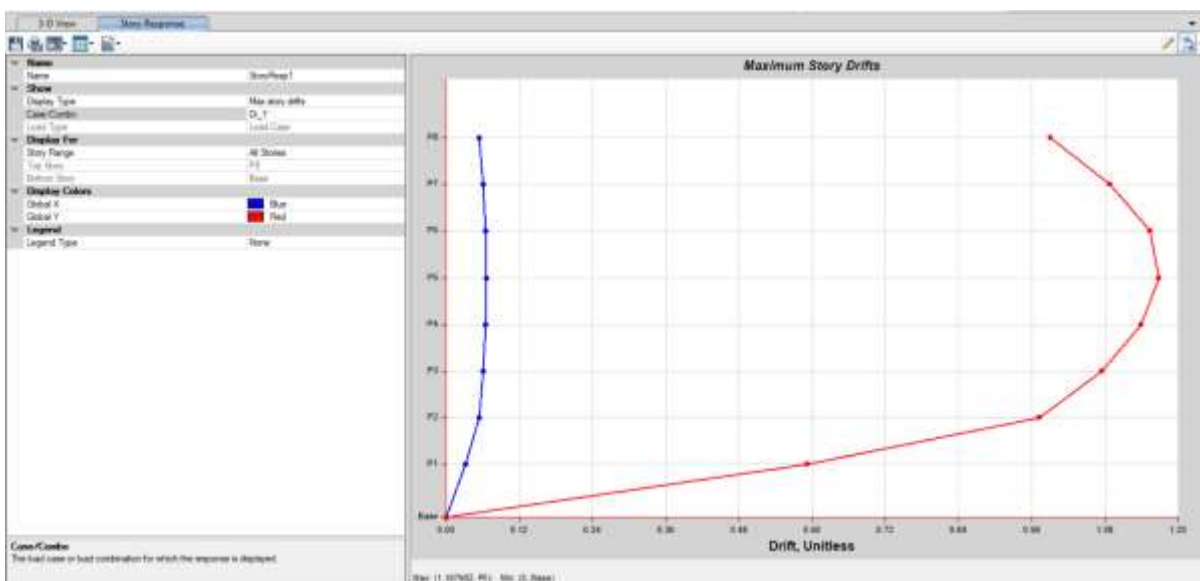
Mediante la deriva inelástica máxima se pretende hacer un control de deformaciones, para esta revisión se usará el mayor valor de respuesta inelástica mediante la **Ecuación 32**

Con la ayuda del software computacional se obtiene las **Figura 70** y **Figura 71** que muestran el máximo desplazamiento por piso, en el caso del modelo propuesto la planta con mayor desplazamiento es la quinta.



**Figura 70** Deriva en la dirección X edif. reforzado

**Fuente:** Software. Génesis Mateus



**Figura 71** Deriva en la dirección Y edif. reforzado

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

A partir de la modelación en el software se determina la deriva inelástica en el sentido “X” es de 1.6761%, mientras que para el eje “Y” es de 1.1679%, estos valores se detallan en la **Tabla 61**.

Estos resultados se evalúan con respecto a lo establecido por la NEC-SE-DS, por ello se concluye que la estructura **CUMPLE** con las condiciones de limitación de daños pues las derivas son menores al 2%.

**Tabla 61** Derivas inelásticas edif. reforzado

Elaborado por: Génesis Mateus

$\Delta_{inelásticoX}$	1.6761%
$\Delta_{inelásticoY}$	1.1679%

**2.6.3.3.2. Torsión planta**

En la **Tabla 62** se observa los modos de vibración de la estructura, los dos primeros modos corresponden a un comportamiento traslacional, siendo el primer modo de vibración en dirección “X” con una torsión de 0.31%, mientras que en la dirección “Y” se da el segundo modo de vibración sin porcentaje de rotación. Se debe mencionar que el tercer modo de vibración corresponde a un comportamiento torsional.

De acuerdo con la NEC-SE-DS una estructura debe presentar en sus 2 primeros modos de vibración un comportamiento traslacional, sin exceder el 5% de torsión accidental. Por lo tanto, la estructura reforzada **CUMPLE** con esta revisión sismo resistente.

**Tabla 62** Verificación de los modos de vibración edif. reforzado

Elaborado por: Génesis Mateus

TABLE: Modal Participating Mass Ratios						
Case	Mode	Period	UX	UY	RZ	Torsión
		sec				%
Modal	1	0.986	0.7403	0	0.0023	0.310
Modal	2	0.835	0	0.7515	0	0
Modal	3	0.716	0.0023	0	0.7465	
Modal	4	0.285	0.1692	0	0.0005	
Modal	5	0.243	0	0.1706	0	
Modal	6	0.207	0.0005	0	0.1691	
Modal	7	0.139	0.045	0	0.0001	
Modal	8	0.121	0	0.0409	0	
Modal	9	0.103	0.0001	0	0.0424	
Modal	10	0.09	0.0209	0	0.0001	
Modal	11	0.08	0	0.0183	0	
Modal	12	0.068	0.0001	0	0.0191	
Modal	13	0.064	0.0113	0	0.00002966	
Modal	14	0.059	0	0.0097	0	
Modal	15	0.049	0.00002502	0	0.0104	
Modal	16	0.048	0.0064	0	0.00001124	
Modal	17	0.046	0	0.0056	0	
Modal	18	0.039	0.0029	0	0.00001132	
Modal	19	0.038	0.00002122	0	0.0059	
Modal	20	0.037	0	0.0026	0	
Modal	21	0.034	0.0008	0	2.416E-06	
Modal	22	0.032	0	0.0008	0	
Modal	23	0.031	7.759E-06	0	0.0028	
Modal	24	0.027	1.888E-06	0	0.0008	

### 2.6.3.3.3. Participación de masa modal

La **Tabla 63** recopila el porcentaje de participación de masa modal del edificio reforzado en sus direcciones principales, alcanzando un valor mayor al 90% en dirección “X” y “Y” en el modo 4 y 5 respectivamente.

En base a lo estipulado por NEC-SE-DS una estructura debe alcanzar al menos el 90% de participación de masa modal en sus dos direcciones principales, en base a dicha consideración la estructura **CUMPLE** con este criterio.

**Tabla 63** Participación de masa modal edif. Reforzado

**Elaborado por:** Génesis Mateus

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
Case	Mode	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
		sec			
Modal	1	0.986	0.7403	0	0.0023
Modal	2	0.835	0.7403	0.7515	0.0023
Modal	3	0.716	0.7426	0.7515	0.7488
Modal	4	0.285	0.9118	0.7515	0.7493
Modal	5	0.243	0.9118	0.9221	0.7493
Modal	6	0.207	0.9123	0.9221	0.9184
Modal	7	0.139	0.9573	0.9221	0.9185
Modal	8	0.121	0.9573	0.963	0.9185
Modal	9	0.103	0.9574	0.963	0.9609
Modal	10	0.09	0.9783	0.963	0.9609
Modal	11	0.08	0.9783	0.9813	0.9609
Modal	12	0.068	0.9784	0.9813	0.9801
Modal	13	0.064	0.9898	0.9813	0.9801
Modal	14	0.059	0.9898	0.991	0.9801
Modal	15	0.049	0.9898	0.991	0.9905
Modal	16	0.048	0.9962	0.991	0.9905
Modal	17	0.046	0.9962	0.9966	0.9905
Modal	18	0.039	0.9991	0.9966	0.9905
Modal	19	0.038	0.9991	0.9966	0.9964
Modal	20	0.037	0.9991	0.9992	0.9964
Modal	21	0.034	1	0.9992	0.9964
Modal	22	0.032	1	1	0.9964
Modal	23	0.031	1	1	0.9992
Modal	24	0.027	1	1	1



### 2.6.3.3.4. Cortante dinámico

La NEC-SE-DS menciona que el cortante dinámico no debe ser menor al 80% del cortante estático.

Al observar la **Tabla 64** el cortante dinámico tiene un valor menor a la condición antes mencionada por lo que **NO CUMPLE** la revisión, por lo que debe ser corregido por un factor.

**Tabla 64** Cortante estático y dinámico del edificio reforzado

**Elaborado por:** Génesis Mateus

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	FX	FY	Corrección
		tonf	tonf	%
SX	LinStatic	-171.029	0	
SY	LinStatic	0	-171.029	
SX_DIM	LinRespSpec	114.0638	0	
SY_DIM	LinRespSpec	0	134.5978	

- Coeficiente de corrección X: 1.4994

$$C_{cx} = \frac{171.029}{114.064} = 1.4994$$

- Coeficiente de corrección Y: 1.2706

$$C_{cy} = \frac{171.029}{134.598} = 1.2706$$

**Tabla 65** Cortante estático y dinámico corregido edificio reforzado

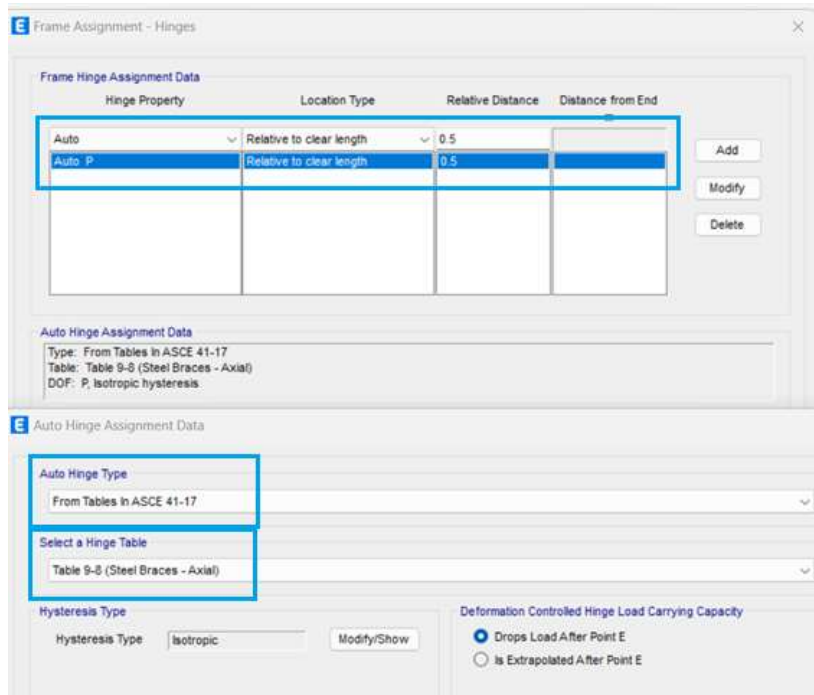
**Elaborado por:** Génesis Mateus

TABLE: Base Reactions				
Output Case	Case Type	FX	FY	Corrección
		tonf	tonf	%
SX	LinStatic	-171.029	0	
SY	LinStatic	0	-171.029	
SX_DIM	LinRespSpec	114.0638	0	
SY_DIM	LinRespSpec	0	134.5978	
SX_DIM_C	LinRespSpec	171.0272	0	<b>100.00</b>
SY_DIM_C	LinRespSpec	0	171.02	<b>99.99</b>

En **Tabla 65** se detalla la corrección al cortante dinámico que se realizó, bajo estas modificaciones la estructura cumple con la revisión sismorresistente.

#### 2.6.4. Análisis estático No Lineal

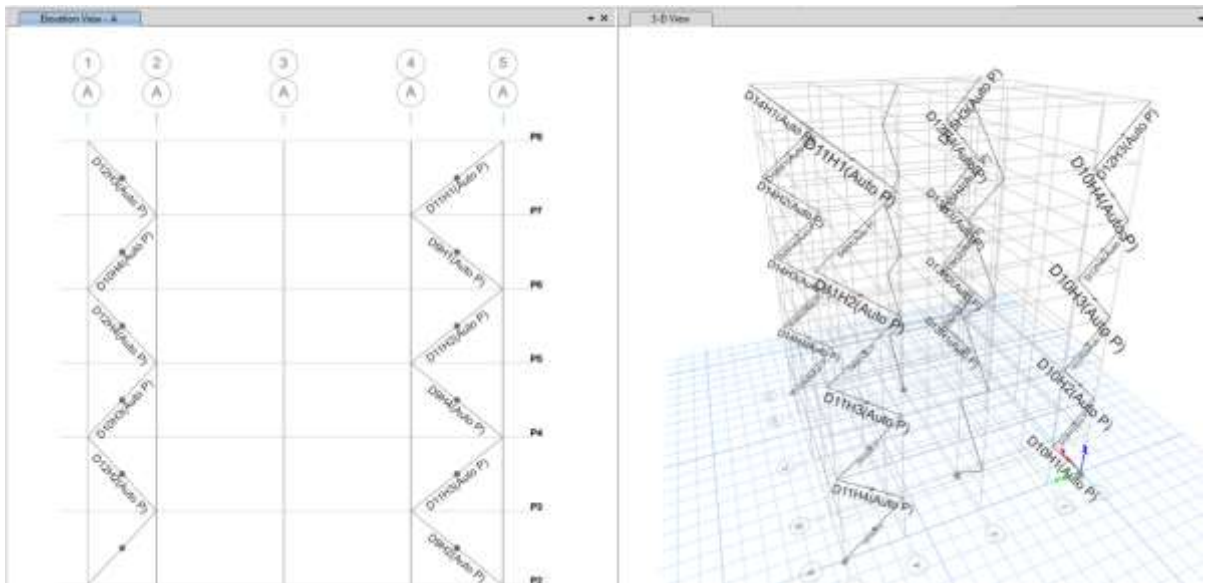
Para desarrollar el análisis no lineal por el método Pushover se deberán tomar en cuenta los mismos parámetros detallados en la sección 2.5 de este documento, con una única consideración diferente en cuanto a las rótulas plásticas de las diagonales que deben definirse como se indica en la **Figura 72**. Esta rótula se ubicará en el centro de la longitud del elemento.



**Figura 72** Condiciones para definir una diagonal

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

Se presenta una ilustración de cómo se generan las rótulas en medio de la longitud de las diagonales debido a que es la zona donde el elemento cede o tiende a romperse (**Figura 73**).

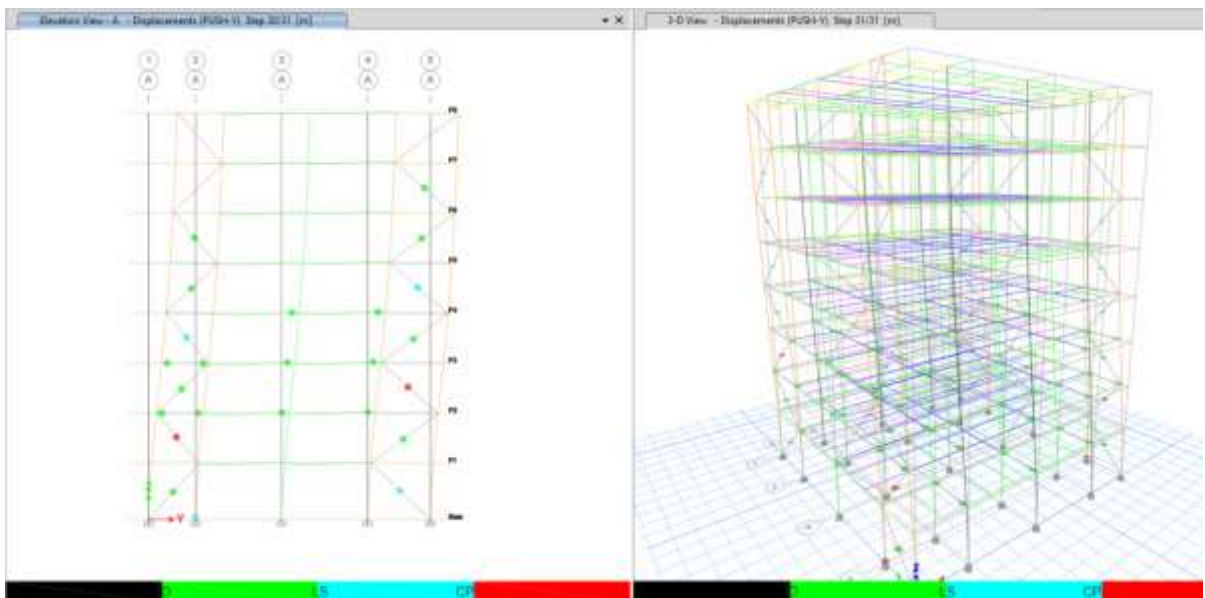


**Figura 73** Asignación de Hinges diagonales

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

#### 2.6.4.1. Modelo PUSH-Y Reforzado

Del modelo se tiene que las primeras rótulas plásticas curren en el paso 8, mientras que las rótulas de colapso en el paso 25 (**Tabla 66**).



**Figura 74** Formación de rótulas plásticas para la dirección Y edif. reforzado

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

Al observar la **Figura 74** se aprecia la formación de las rótulas plásticas, en el edificio reforzado se presentan inicialmente en las diagonales.

**Tabla 66** Desplazamientos, cortante basal y formación de rótulas plástica en Y

**Elaborado por:** Génesis Mateus

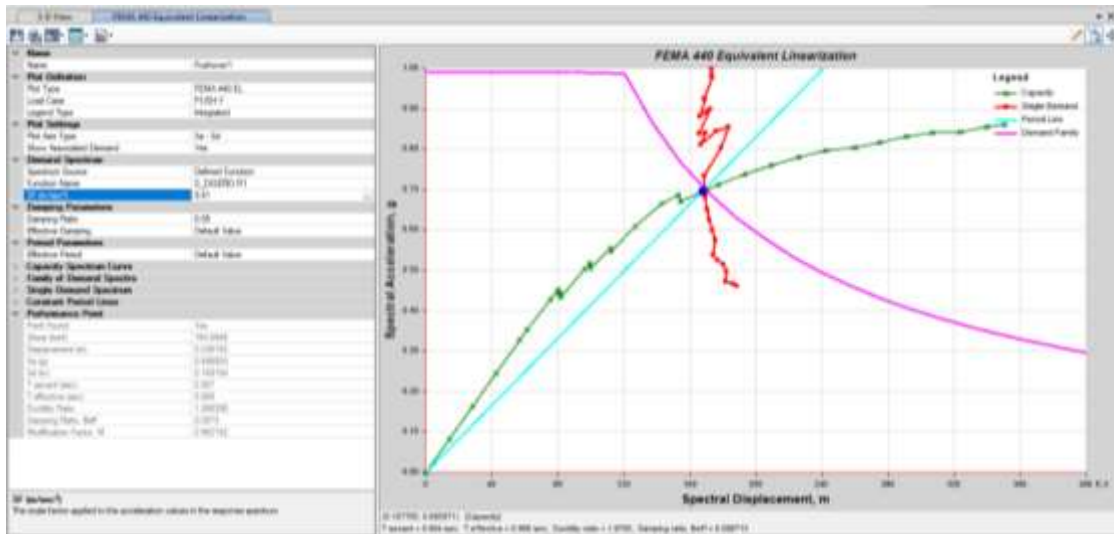
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ	Base Force	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
	m	tonf										
0	0	0	752	0	0	0	0	752	0	0	0	752
1	0.0208	84.8378	752	0	0	0	0	752	0	0	0	752
2	0.0416	169.6759	752	0	0	0	0	752	0	0	0	752
3	0.0624	254.5145	752	0	0	0	0	752	0	0	0	752
4	0.0832	339.3667	752	0	0	0	0	752	0	0	0	752
5	0.089919	366.7719	748	4	0	0	0	752	0	0	0	752
6	0.110719	446.9325	748	4	0	0	0	752	0	0	0	752
7	0.117064	471.1576	746	4	2	0	0	752	0	0	0	752
8	0.117074	461.7783	744	6	0	2	0	750	2	0	0	752
9	0.118543	467.1286	744	4	2	2	0	750	2	0	0	752
10	0.118553	459.8055	744	4	0	4	0	748	4	0	0	752
11	0.139353	535.4672	744	4	0	4	0	748	4	0	0	752
12	0.14388	551.9776	744	2	2	4	0	748	4	0	0	752
13	0.143891	542.3417	742	4	0	6	0	746	6	0	0	752
14	0.160917	598.5868	742	2	2	6	0	746	6	0	0	752
15	0.160927	589.2932	742	2	0	8	0	744	8	0	0	752
16	0.18176	658.0296	735	9	0	8	0	742	10	0	0	752
17	0.203243	721.5015	708	36	0	8	0	742	10	0	0	752
18	0.216925	749.3306	685	57	2	8	0	742	10	0	0	752
19	0.216935	731.2016	674	68	0	10	0	738	14	0	0	752
20	0.246188	782.186	640	102	0	10	0	734	18	0	0	752
21	0.266988	812.8538	618	124	0	10	0	727	25	0	0	752
22	0.287787	841.4416	604	138	0	10	0	716	36	0	0	752
23	0.308584	865.615	589	153	0	10	0	703	47	2	0	752
24	0.329383	887.6642	572	170	0	10	0	699	51	2	0	752
25	0.350183	898.086	560	182	0	8	2	682	66	2	2	752
26	0.370977	910.5371	549	191	0	10	2	671	75	4	2	752
27	0.391776	926.6196	537	203	0	10	2	670	74	6	2	752
28	0.412576	930.6252	532	206	0	12	2	653	91	6	2	752
29	0.433376	936.9628	515	221	2	10	4	641	99	6	6	752
30	0.454176	950.4355	502	234	2	10	4	629	111	6	6	752
31	0.467346	958.1568	497	239	2	8	6	625	115	6	6	752

En la **Tabla 66** se muestra los desplazamientos del edificio en el último piso asociado al cortante en la base de la estructura para cada incremento del análisis Pushover en la dirección Y.

#### 2.6.4.2. Punto de desempeño - Método del espectro de capacidad

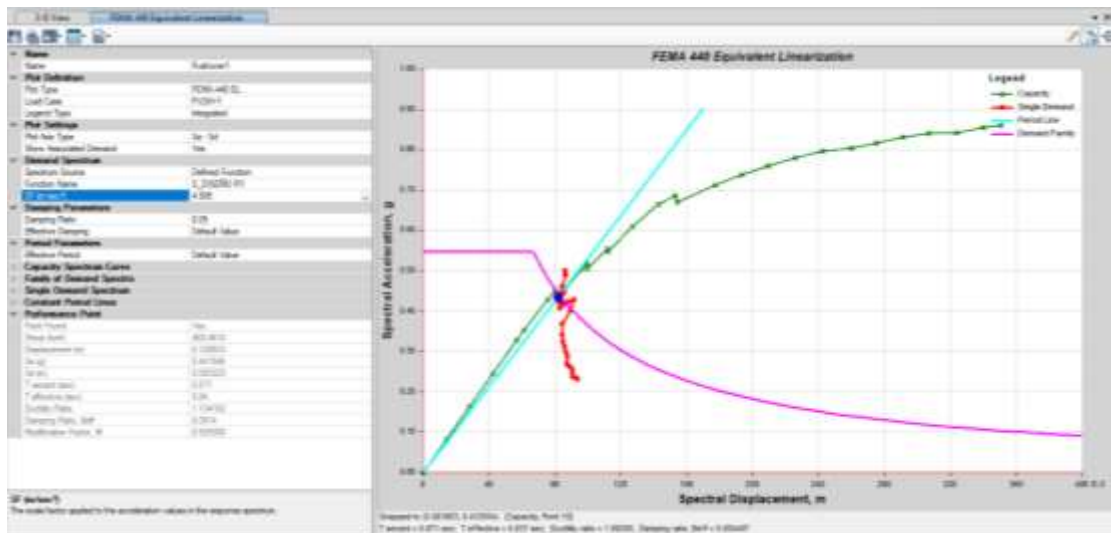
##### 2.6.4.2.1. Sismo raro o de diseño

En la **Figura 75** se muestra el punto de desempeño del edificio de acero en la dirección Y. La estructura presenta una ductilidad de 1.988, este valor se determina con la intersección de la capacidad del edificio en el rango no lineal con la demanda sísmica, esto bajo la caracterización de un sismo de diseño correspondiente a un periodo de 475 años con una probabilidad de excedencia de 10%.



**Figura 75** Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo raro en "Y" reforzado  
**Fuente:** Software. Génesis Mateus

**2.6.4.2.2. Sismo frecuente**



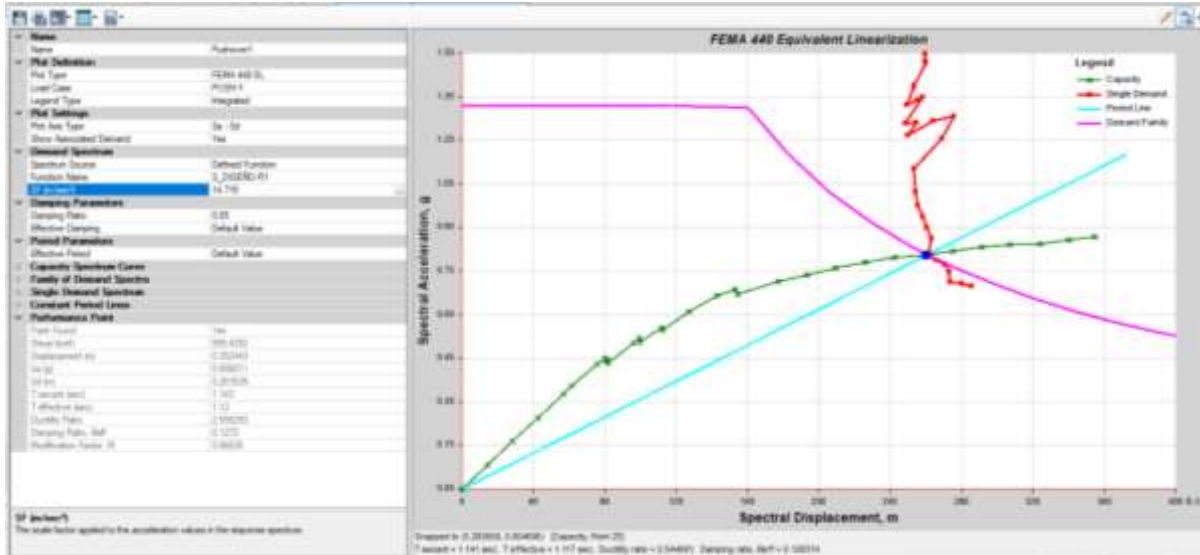
**Figura 76** Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo frecuente en "Y" reforzado

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

Al observar la **Figura 76** se puede inferir que el punto de desempeño del edificio de acero de 8 pisos en la dirección Y, alcanzó una ductilidad de 1.134, este valor se determina con la intersección de la capacidad del edificio en el rango no lineal con la demanda sísmica para el sismo frecuente correspondiente a un periodo de 72 años con una probabilidad de excedencia de 50%.

### 2.6.4.2.3. Sismo extraño

De la **Figura 77** el punto de desempeño del edificio de acero de 8 pisos en la dirección Y, alcanza una ductilidad de 2.556, este valor se determina con la intersección de la capacidad del edificio en el rango no lineal con la demanda sísmica para el sismo extraño correspondiente a un periodo de 2500 años con una probabilidad de excedencia de 2%.



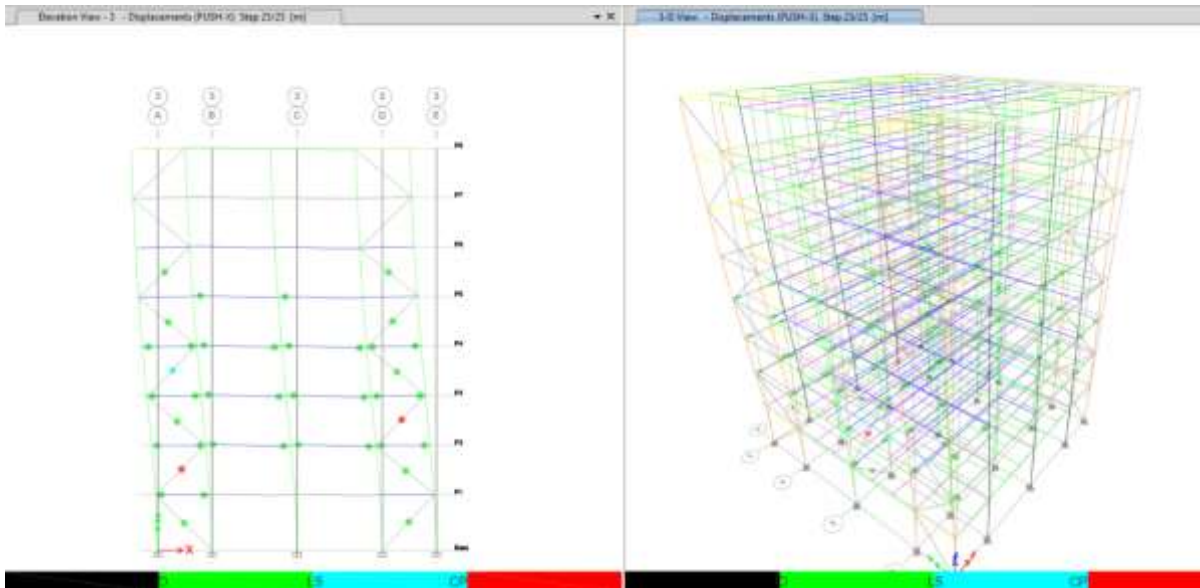
**Figura 77** Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo extraño en "Y" reforzado

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

### 2.6.4.3. Modelo PUSH-X Reforzado

El modelo se tiene que la primera aparición de rótulas plásticas en el paso 8 y en el paso 24 aparece las primeras rótulas de colapso.

La **Figura 78** muestra la formación de rótulas plásticas en toda la edificación y deja ver que los primeros elementos en desarrollar esta condición son las diagonales, cuando todos estos elementos pierden la capacidad de disipar energía es que empiezan a formarse rótulas plásticas en las columnas.



**Figura 78** Formación de rótulas plásticas para la dirección X edif. reforzado

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

**Tabla 67** Datos de desplazamientos, cortante basal y formación de rótulas plástica en X

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

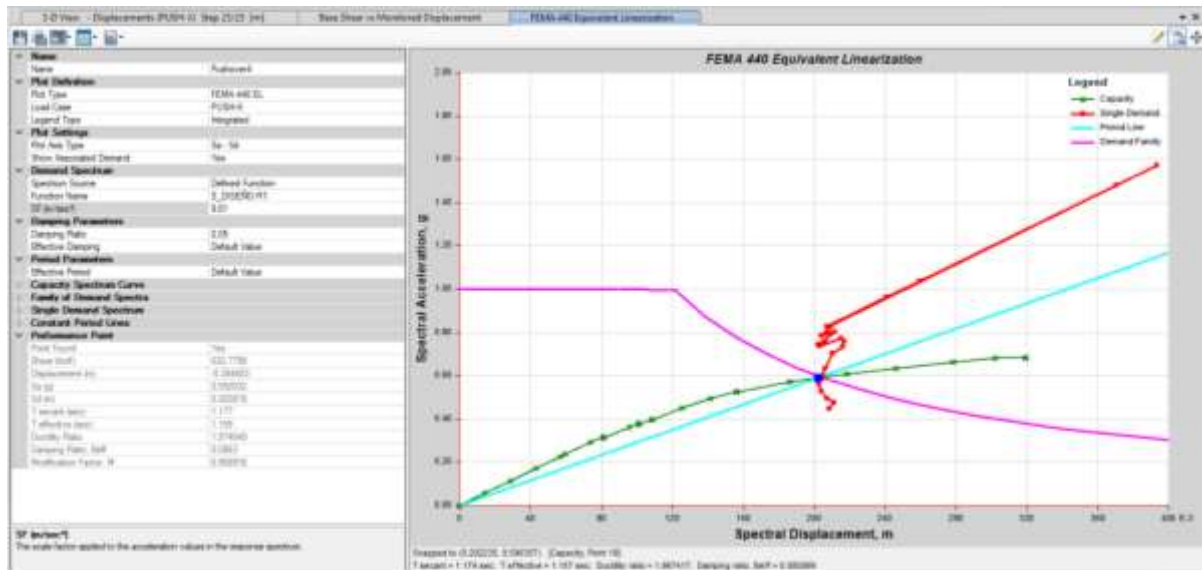
TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ m	Base Force tonf	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	736	0	0	0	0	736	0	0	0	736
1	-0.0208	58.7801	736	0	0	0	0	736	0	0	0	736
2	-0.0416	117.5603	736	0	0	0	0	736	0	0	0	736
3	-0.0624	176.3404	736	0	0	0	0	736	0	0	0	736
4	-0.0832	235.1342	736	0	0	0	0	736	0	0	0	736
5	-0.086792	245.2864	735	1	0	0	0	736	0	0	0	736
6	-0.107592	302.8525	735	1	0	0	0	736	0	0	0	736
7	-0.117836	330.8665	733	2	1	0	0	736	0	0	0	736
8	-0.117846	326.2488	732	3	0	1	0	735	1	0	0	736
9	-0.138646	381.4172	732	3	0	1	0	735	1	0	0	736
10	-0.146047	401.04	732	2	1	1	0	735	1	0	0	736
11	-0.146057	394.2263	732	1	0	3	0	733	3	0	0	736
12	-0.156412	421.6543	732	0	1	3	0	733	3	0	0	736
13	-0.156423	418.1639	732	0	0	4	0	732	4	0	0	736
14	-0.179481	476.6134	718	14	0	4	0	732	4	0	0	736
15	-0.202114	525.1858	688	44	0	4	0	732	4	0	0	736
16	-0.221813	562.5253	666	65	1	4	0	730	6	0	0	736
17	-0.221823	556.7657	664	67	0	5	0	729	7	0	0	736
18	-0.261743	609.2614	609	121	0	6	0	721	15	0	0	736
19	-0.282541	630.8614	583	147	0	6	0	710	26	0	0	736
20	-0.303339	650.215	570	160	0	6	0	703	33	0	0	736
21	-0.339738	681.4887	542	188	0	6	0	694	42	0	0	736
22	-0.381322	711.7051	519	211	0	6	0	683	50	3	0	736
23	-0.412515	731.8077	502	228	0	6	0	667	66	3	0	736
24	-0.433315	736.237	500	230	0	3	3	654	79	1	2	736
25	-0.434038	736.8382	500	230	0	3	3	654	79	1	2	736

En la **Tabla 67** se muestra los desplazamientos del edificio en el último piso asociado al cortante en la base de la estructura para cada incremento del análisis Pushover en la dirección X.

## 2.6.4.4. Punto de desempeño – Método del espectro de capacidad

### 2.6.4.4.1. Sismo raro o de diseño

En la **Figura 79** se muestra el punto de desempeño del edificio de acero en la dirección X. La estructura presenta una ductilidad de 1.974, este valor se determina con la intersección de la capacidad del edificio en el rango no lineal con la demanda sísmica, esto bajo la caracterización de un sismo de diseño correspondiente a un periodo de 475 años con una probabilidad de excedencia de 10%.



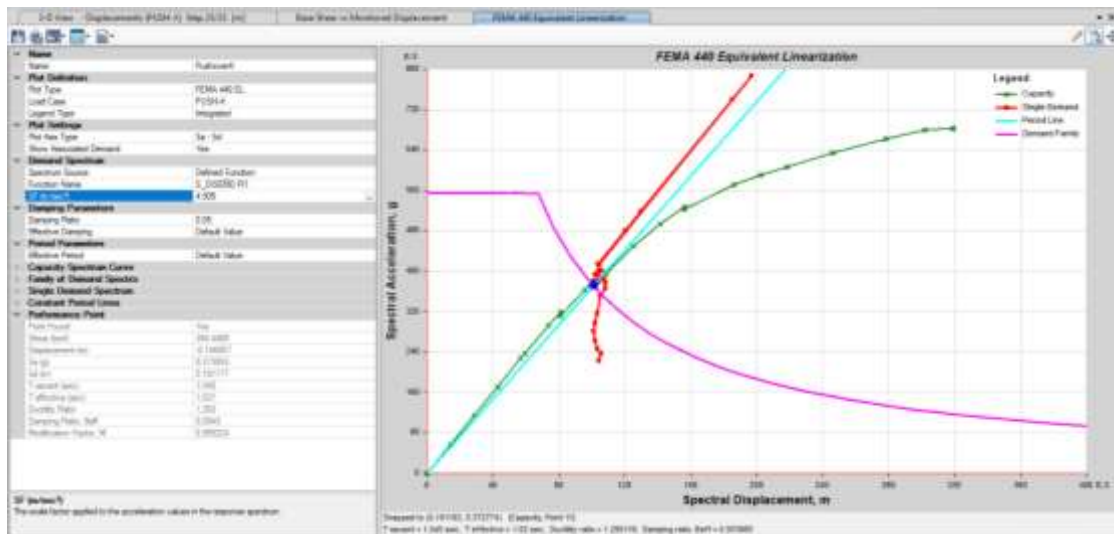
**Figura 79** Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo raro en “X” reforzado

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

### 2.6.4.4.2. Sismo frecuente

Al observa la **Figura 80** se puede inferir que el punto de desempeño del edificio de acero de 8 pisos en la dirección X, alcanza una ductilidad de 1.303, este valor se determina con la intersección de la capacidad del edificio en el rango no lineal con la demanda sísmica para el sismo frecuente correspondiente a un periodo de 72 años con una probabilidad de excedencia de 50%.

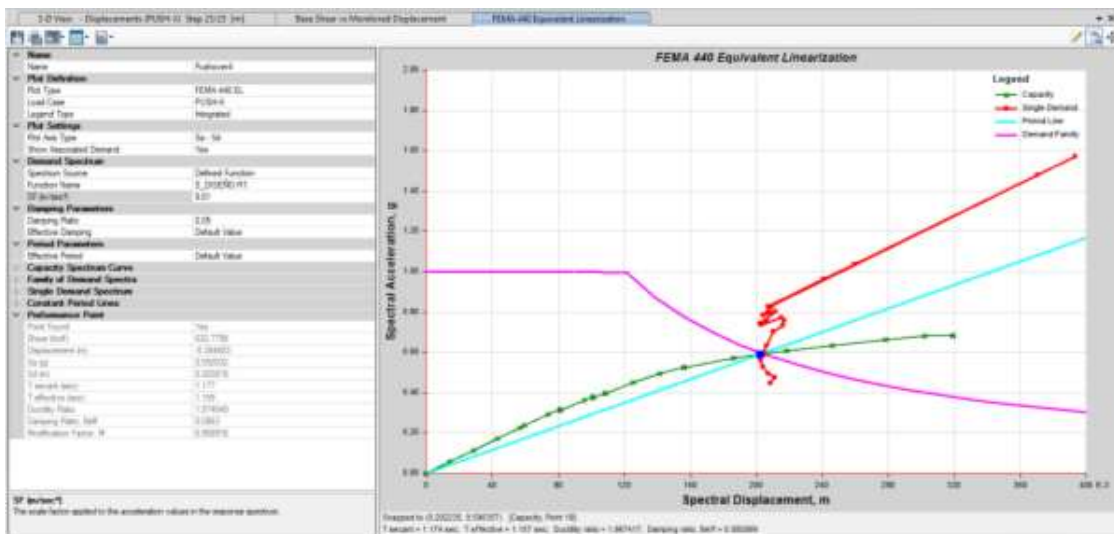




**Figura 80** Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo frecuente en “X” reforzado

Fuente: Software. Génesis Mateus

### 2.6.4.4.3. Sismo extraño



**Figura 81** Punto de desempeño según FEMA 440 para un sismo extraño en “X” reforzado

Fuente: Software. Génesis Mateus

De la **Figura 81** el punto de desempeño del edificio de acero de 8 pisos en la dirección X, alcanza una ductilidad de 2.526, este valor se determina con la intersección de la capacidad del edificio en el rango no lineal con la demanda sísmica para el sismo extraño correspondiente a un periodo de 2500 años con una probabilidad de excedencia de 2%.

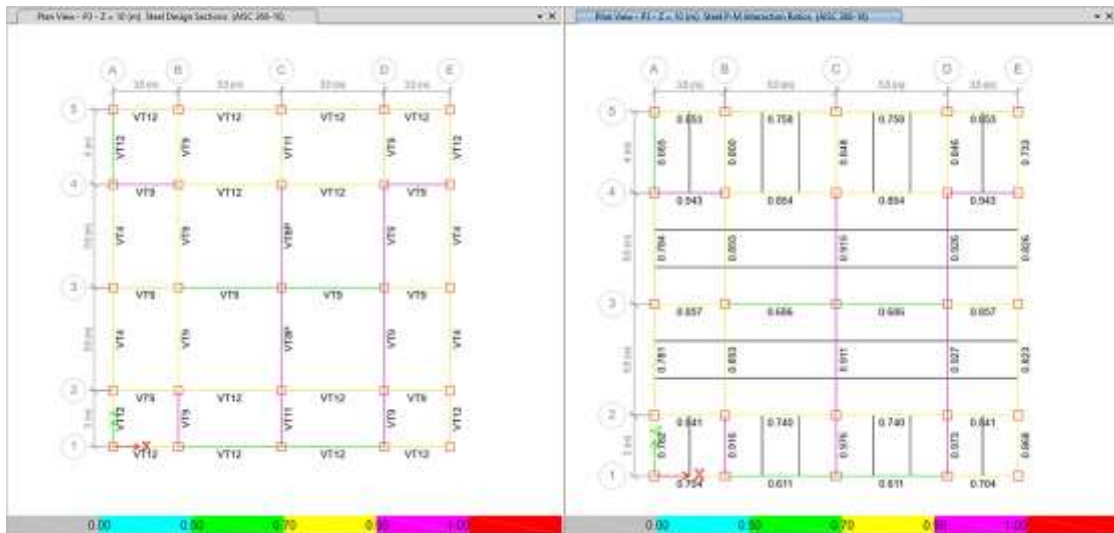
**Tabla 68** Resumen de Cortante, Desplazamiento y Ductilidad del Modelo sin reforzar  
**Elaborado por:** Génesis Mateus

Tipo de sismo	Dirección X			Dirección Y		
	Cortante (tonf)	Desplazamiento (m)	Ductilidad	Cortante (tonf)	Desplazamiento (m)	Ductilidad
Sismo ocasional	394.449	0.146	1.303	468.461	0.121	1.134
Sismo de diseño	632.780	0.285	1.974	764.695	0.236	1.988
Sismo extraño	734.905	0.427	2.526	899.439	0.352	2.556

## 2.7. Diseño estructural

### 2.7.1. Diseño de edificio sin reforzamiento

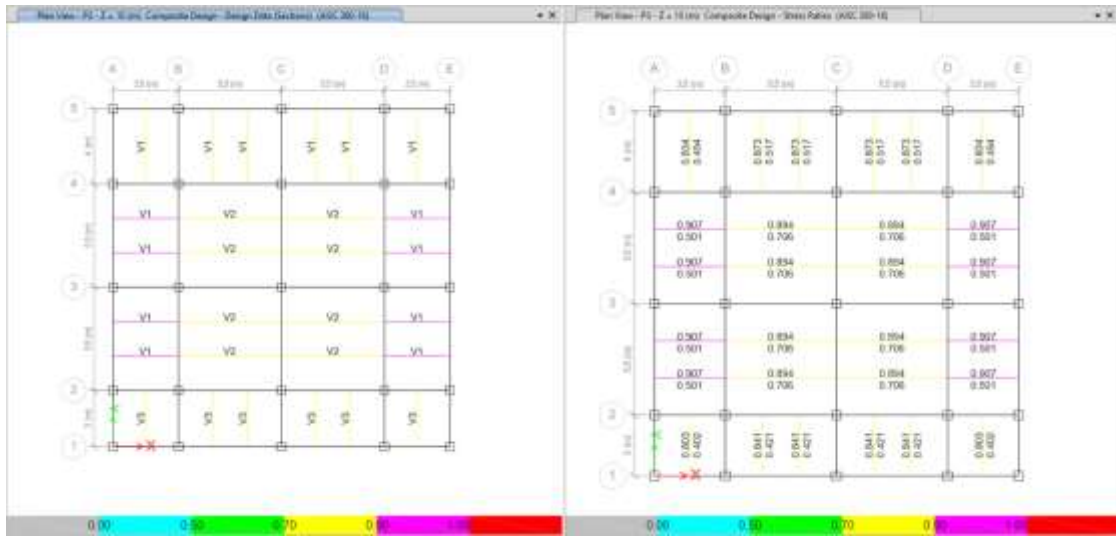
Para el diseño de los elementos estructurales se determinó la demanda a capacidad en función a las combinaciones en la 2.3.4.



**Figura 82** Demanda capacidad vigas principales piso 3

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

La **Figura 82** muestra la tercera planta, puesto que fue donde se presentó el mayor desplazamiento y es por ello que se decide revisar la demanda a capacidad en ese piso. Donde se observa que las vigas principales están en un rango de demanda entre 0.686 y 0.976.

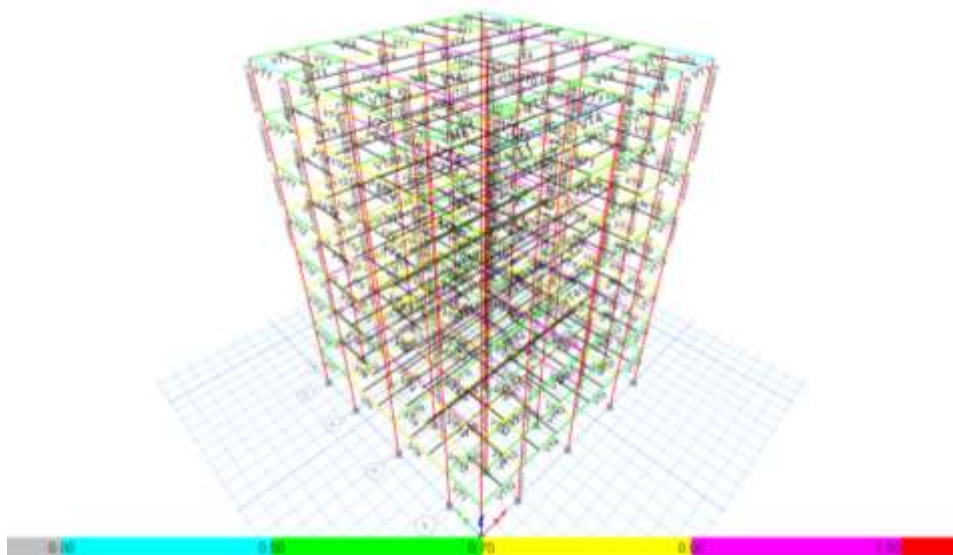


**Figura 83** Demanda capacidad vigas secundarias piso 3

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

Seguindo con el proceso de diseño, debemos revisar la demanda a capacidad de las vigas secundarias, en donde sólo se considerarán las combinaciones de carga compuestas únicamente por carga muerta y carga viva. Si se observa la **Figura 83**, todos los elementos tienen ratios menores a 1 y estos tiene valores entre 0.402 y 0.907.

Se debe mencionar que las columnas se encuentran en color rojo, lo cual se observa en la **Figura 84**, esto se debe a que las secciones son compactas y el análisis se ejecutó con un sistema SMF, por lo cual se acepta esta condición.



**Figura 84** Demanda capacidad Columnas

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

Luego de haber revisado la demanda por capacidad de vigas principales y secundarias, se tiene que los elementos estructurales satisfacen las solicitaciones, contando con secciones sísmicamente compactas en vigas principales y secciones compactas en el caso de vigas secundarias y columnas.

A continuación, se indican las secciones con las cuales se cumple las condiciones de diseño, teniendo en la **Tabla 69** ocho secciones Tipo I para las vigas principales.

**Tabla 69** Secciones de diseño vigas principales

**Elaborado por:** Génesis Mateus

VIGAS PRINCIPALES									
Marca	bf	tf	h	tw	Límite Ala	Límite ala	Condiciones		Tipo de sección
	cm	cm	cm	cm			Ala	Alma	
VT1	10	0.7	22	0.5	8.519	69.570	7.14	44.00	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT3	12	0.8	28	0.5	8.519	69.570	7.50	56.00	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT4	12	0.8	24	0.5	8.519	69.570	7.50	48.00	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT8P	16	1.2	42	0.8	8.519	69.570	6.67	52.50	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT9	15	1	37	0.8	8.519	69.570	7.50	46.25	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT10	12	0.8	30	0.5	8.519	69.570	7.50	60.00	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT11	14	1	35	0.6	8.519	69.570	7.00	58.33	Sísmicamente compacta Ala y alma
VT12	14	1	30	0.6	8.519	69.570	7.00	50.00	Sísmicamente compacta Ala y alma

**Tabla 70** Secciones de diseño vigas secundarias

**Elaborado por:** Génesis Mateus

VIGAS SECUNDARIAS									
Marca	bf	tf	h	tw	Límite Ala	Límite ala	Condiciones		Tipo de sección
	cm	cm	cm	cm			Ala	Alma	
V1	10	0.5	25	0.3	10.790	106.768	10.00	83.33	Compacta ala y alma
V2	12	0.7	30	0.3	10.790	106.768	8.57	100.00	Compacta ala y alma
V3	8	0.4	21	0.3	10.790	106.768	10.00	70.00	Compacta ala y alma
V4	10	0.5	25	0.3	10.790	106.768	10.00	83.33	Compacta ala y alma

Las vigas secundarias también cuentan con secciones Tipo I, en el modelo cumplen con la condición de demanda capacidad cuatro secciones definidas en la **Tabla 70**.

Las columnas estarán definidas por tres secciones tipo cajón de base y altura compactas y cuyas medidas están expuestas en la **Tabla 71**.

**Tabla 71** Secciones de diseño columnas

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Columnas								
Marca	b	h	e	Límite base	Límite altura	Condiciones		Tipo de sección
	cm	cm	cm			Base	Altura	
C1	40	50	1.8	39.754	39.754	20.22	25.78	Compacta base y altura
C2	43	43	1.8	39.754	39.754	21.89	21.89	Compacta base y altura
C3	45	45	1.8	39.754	39.754	23.00	23.00	Compacta base y altura

A continuación, se presenta la **Tabla 72** a modo de resumen de las secciones de vigas principales y secundarias que se encontraran por planta.

**Tabla 72** Secciones de vigas principales y secundarias a colocarse por planta

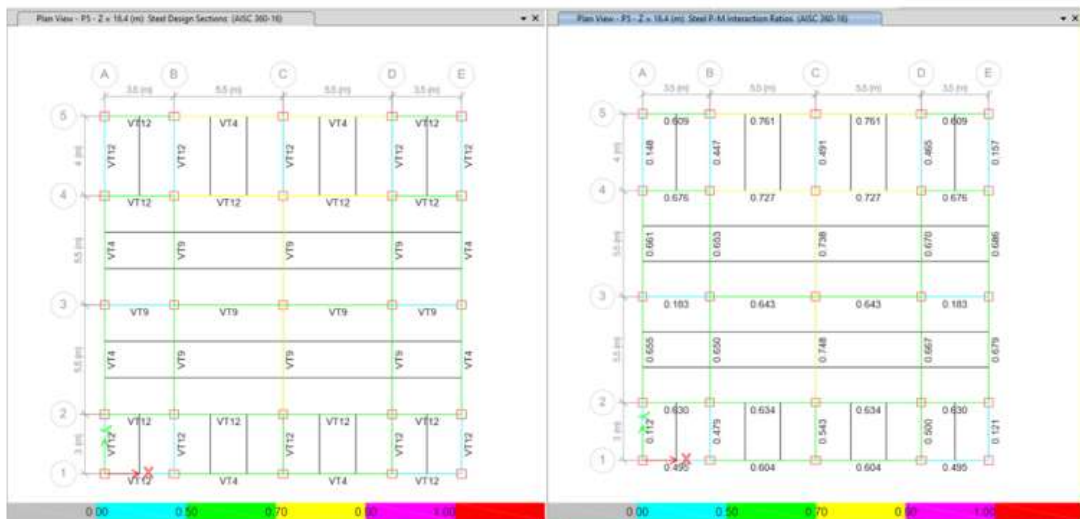
**Elaborador por:** Génesis Mateus

Planta	Secciones	
	Vigas Principales	Vigas secundarias
<b>P8</b>	VT1, VT4, VT10	V1, V2,V3, V4
<b>P7</b>	VT1, VT4, VT9,VT12	
<b>P6</b>	VT1,VT3, VT4, VT9,VT12	
<b>P5</b>	VT4, VT9,VT12	
<b>P4</b>	VT8P, VT9,VT12	
<b>P3</b>	VT4, VT8P, VT9, VT11, VT12	
<b>P2</b>	VT4, VT8P, VT9, VT12	
<b>P1</b>	VT1, VT4, VT3, VT9, VT11, VT12	

### 2.7.2. Diseño de edificio con reforzamiento

Para el diseño con reforzamiento es importante mencionar que no existe ninguna modificación en las secciones del edificio sin reforzamiento por lo tanto los elementos adicionales a ser diseñados corresponden a las diagonales rigidizadoras y su placa de conexión.

El diseño de los elementos estructurales se determinó la demanda a capacidad de los mismos en función a las combinaciones del apartado 2.3.4.

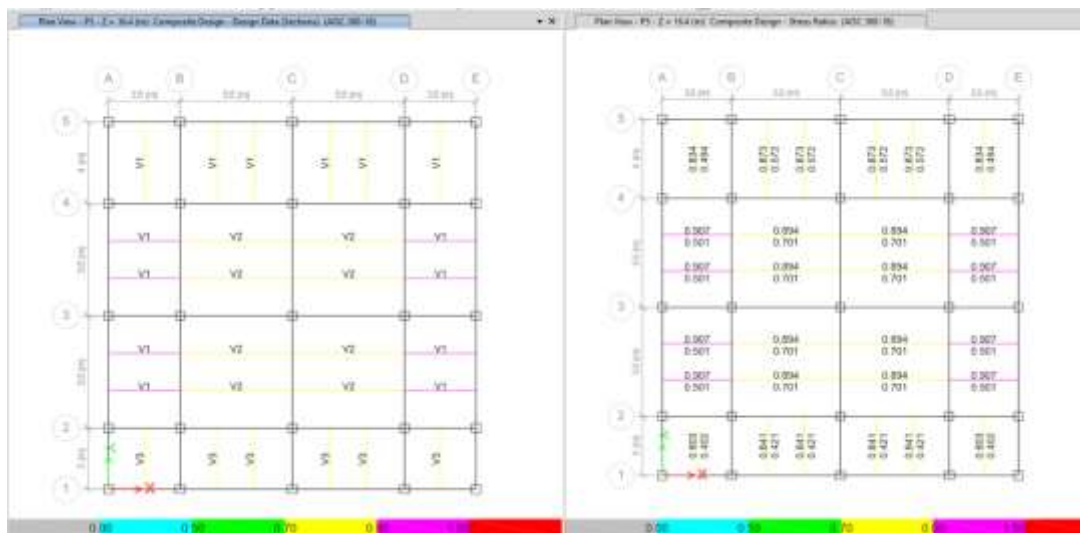


**Figura 85** Demanda capacidad vigas principales piso 5 edif. reforzado

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

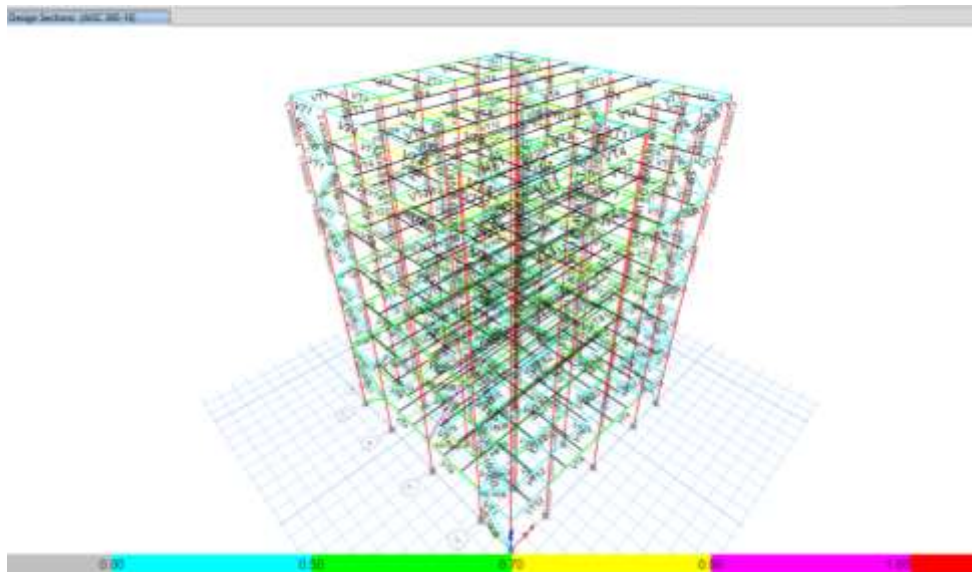
La **Figura 85** muestra la planta del quinto piso, puesto que fue donde se presentó el mayor desplazamiento y es por ello que se decide revisar la demanda a capacidad en esta planta. Donde se observa que las vigas principales están en un rango de demanda entre 0.121 y 0.748.

Siguiendo con el proceso de diseño, debemos revisar la demanda a capacidad de las vigas secundarias, en donde sólo se considerarán las combinaciones de carga compuestas únicamente por carga muerta y carga viva. Si se observa la **Figura 86**, todos los elementos tienen radios menores a 1 y estos tiene valores entre 0.402 y 0.907.



**Figura 86** Demanda capacidad vigas secundarias piso 5 edif. reforzado

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

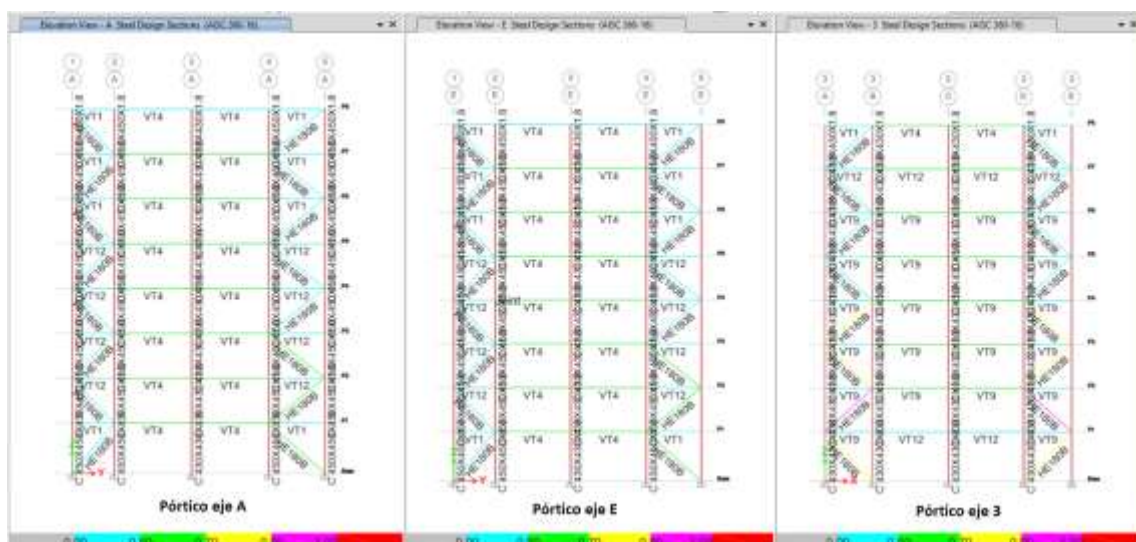


**Figura 87** Demanda capacidad Columnas edif. reforzado

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

Las columnas se encuentran en color rojo, esto se puede observar en la **Figura 87** esto se debe a que las secciones son únicamente compactas y el análisis se ejecutó con un sistema SMF, por lo cual se acepta esta condición.

Para verificar el diseño de las diagonales se debe considerar que estos elementos estructurales serán diseñados como parte del sistema de pórticos arriostrados concéntricamente SCBF.



**Figura 88** Demanda capacidad de las diagonales de reforzamiento

**Fuente:** Software. Génesis Mateus

Las diagonales del pórtico A, E y 3 presentan una demanda capacidad entre 0.50 y 0.70 como se muestra en la **Figura 88** presentando una capacidad remanente de un 30%, para resistir una condición de diseño mayor a la esperada.

#### **2.7.2.1. Diseño de diagonal y placa de conexión**

Para el diseño de la diagonal se consideró secciones sísmicamente compactas dado que, es el elemento de reforzamiento único de la estructura.

Los cálculos de diseño de la diagonal y placa de conexión se detallan en el apartado **ANEXO II**.

#### **2.7.3. Detallamiento estructural**

Una vez finalizado el diseño estructural del edificio sin reforzamiento y con reforzamiento se procede a realizar en los planos de los elementos estructurales, con el propósito realizar las planillas y cuantificar los materiales. Dichos planos se encuentran en el apartado ANEXOS sección planos estructurales al final de este documento.

#### **2.7.4. Evaluación económica**

##### **2.7.4.1. Resumen de materiales**

Se presenta una tabla resumen de los materiales usados en el modelo, de este se extrajo del software computacional y corresponden a las secciones de acero A-36.

La **Tabla 73** muestra el tipo de elemento, longitud total del elemento dentro del modelo y peso, con lo cual se procede a calcular el peso por metro cuadrado de edificio sin reforzamiento.



**Tabla 73** Detalle de materiales del edificio sin reforzamiento

**Elaborado por:** Génesis Mateus

TABLE: Material List by Section Property					
Section	Object Type	Number Pieces	Length	Weight	
			m	tonf	
V1	Beam	42	168	2.26806	
V4	Beam	64	224	3.02408	
VT1	Beam	45	157	2.61141	
V2	Beam	64	352	7.01215	
V3	Beam	54	168	1.64303	
VT3	Beam	6	21	0.47073	
VT4	Beam	73	380	8.27873	
VT10	Beam	2	11	0.26583	
VT9	Beam	72	328	13.52396	
VT11	Beam	6	29	0.99236	
VT12	Beam	110	481	15.18018	
VT8P	Beam	6	33	1.67329	
C 430X430X1.8	Column	88	286	66.59057	
C 450X450X1.8	Column	64	208	50.78045	
C 40X50X1.8	Column	48	156	38.08534	
Losa Deck	Floor			468.39592	
Losa Deck	Metal Deck			16.53696	
				<b>Peso (tonf)</b>	212.40
				<b>Área de construcción (m2)</b>	2592.00
				<b>W/A (kg/m2)</b>	81.94

**Tabla 74** Detalle de materiales del edificio con reforzamiento

**Elaborado por:** Génesis Mateus

TABLE: Material List by Section Property					
Section	Object Type	Number Piece	Length	Weight	
			m	tonf	
V1	Beam	42	168	2.26806	
V4	Beam	64	224	3.02408	
VT1	Beam	45	157	2.61141	
V2	Beam	64	352	7.01215	
V3	Beam	54	168	1.64303	
VT3	Beam	6	21	0.47073	
VT4	Beam	73	380	8.27873	
VT10	Beam	2	11	0.26583	
VT9	Beam	72	328	13.52396	
VT11	Beam	6	29	0.99236	
VT12	Beam	110	481	15.18018	
VT8P	Beam	6	33	1.67329	
C 430X430X1.8	Column	88	286	66.59057	
C 450X450X1.8	Column	64	208	50.78045	
C 40X50X1.8	Column	48	156	38.08534	
HE180B	Brace	48	229.694	11.7728	
Losa Deck	Floor			468.39592	
Losa Deck	Metal Deck			16.53696	
				<b>Peso (tonf)</b>	224.17
				<b>Área de construcción (m2)</b>	2592.00
				<b>W/A (kg/m2)</b>	86.49

La **Tabla 74** presenta un resumen del tipo de elemento, longitud y peso dentro del modelo en el cual se colocó las diagonales, en base a estos datos se calcula el peso por metro cuadrado de edificio.

### 2.7.4.2. Análisis de precios unitarios

A fin de ejecutar la propuesta de reforzamiento del edificio de 8 pisos en acero ubicado en la ciudad de Quito, en este apartado se desarrolla el Análisis de Precios Unitarios de los rubros que se consideran para el reforzamiento, con el fin de generar un presupuesto referencial.

Para elaborar los APU de debe de tener en cuenta el valor de mercado actual en los diferentes componentes como: material, mano de obra, maquinaria y equipo, cada uno de ellos con su rendimiento, dichos datos se extrajeron de procesos constructivos de la región Sierra, obtenidos desde el Sistema Oficial de Contratación Pública [30], desde el año 2021 al mes de febrero del 2023. De esta manera se define el rendimiento en función a la cuadrilla de trabajo y materiales.

La **Figura 89** muestra la pantalla de acceso a los diferentes procesos constructivos desarrollados a nivel nacional, donde se pueden usar diferentes filtros de búsqueda.



**Figura 89** Pantalla del Sistema Oficial de Contratación Pública

**Fuente:** SNCP (2023)

En cuanto al jornal por hora se define por el tipo de personal, valor que se define considerando los salarios mínimos por ley definidos por la Contraloría General del Estado [31] del año 2023. Además, se considera que la jornada de trabajo será de lunes a viernes en un horario de 8:00 a 17:00, tomando una hora para el almuerzo, teniendo así ocho horas efectivas de trabajo.

Para mayor información del Análisis de Precios unitarios dirigirse al **ANEXO IV**

### 2.7.4.3. Presupuesto referencial

Asociando los materiales y asignándoles un rubro (RBE8-#) definido por medio de un Análisis de Precios Unitarios, se estima un presupuesto referencial en cuanto a acero estructural se tiene en los casos de análisis.

**Tabla 75** Presupuesto referencial edificio sin refuerzo

**Elaborado por:** Génesis Mateus

#### Edificio sin reforzar

Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P.U	Total
RBE8-01	Acero estructural en perfiles, incluye pintado, suministro e instalación en vigas	kg	56943.81	\$4.82	\$274,469.16
RBE8-02	Acero estructural en perfiles, incluye pintado, suministro e instalación en columnas	kg	155456.36	\$4.82	\$749,299.66
RBE8-05	Losa deck e=0.76 mm	m2	2592.00	\$50.41	\$130,662.72
<b>Total</b>					<b>\$1,154,431.54</b>

De la **Tabla 75** de tiene el detalle del presupuesto de la edificación sin reforzar considerando únicamente la losa deck, vigas y columnas se llega a un valor de \$1,154,431.5 dólares.

Si se observa la **Tabla 76** consta los rubros considerados para el edificio reforzado estos son: vigas, columnas, diagonales, placas de anclaje y losa deck generando un valor de \$1,222,901.88 dólares.

**Tabla 76** Presupuesto referencial del edificio con reforzamiento

**Elaborado por:** Génesis Mateus

#### Edificio con reforzamiento

Código	Rubro	Unidad	Cantidad	P.U	Total
RBE8-01	Acero estructural en perfiles, incluye pintado, suministro e instalación en vigas	kg	56943.81	\$4.82	\$274,469.16
RBE8-02	Acero estructural en perfiles, incluye pintado, suministro e instalación en columnas	kg	155456.36	\$4.82	\$749,299.66
RBE8-03	Acero estructural en perfiles, incluye pintado, suministro e instalación en diagonales	kg	11772.80	\$4.82	\$56,744.90
RBE8-04	Instalación de placas de anclaje	U	192.00	\$61.07	\$11,725.44
RBE8-05	Losa deck e=0.76 mm	m2	2592.00	\$50.41	\$130,662.72
<b>Total</b>					<b>\$1,222,901.88</b>

Al evaluar el valor de los dos presupuestos se tiene que la diferencia es de \$68,470.34 dólares. Por tanto, el reforzamiento representa 5.93% del presupuesto de la estructura sin reforzar.

### 3. RESULTADOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 3.1. Resultados

##### 3.1.1. Derivas inelásticas

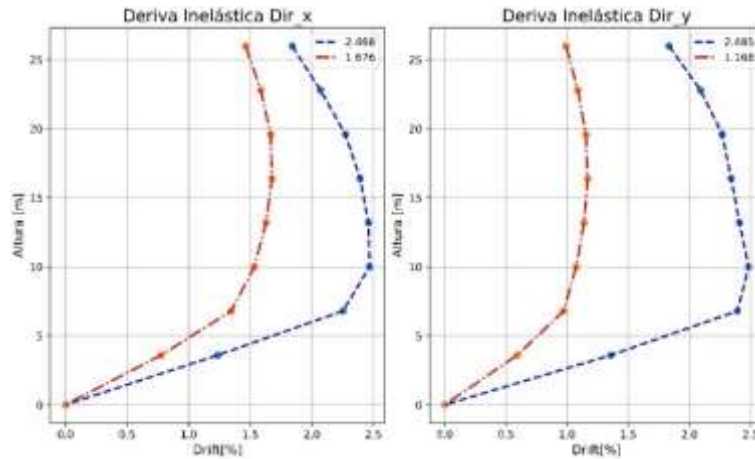


Figura 90 Comparación de derivas inelásticas

Elaborado por: Génesis Mateus

Como se puede observar en **Figura 90** las derivas inelásticas del edificio se reducen con la inclusión de las diagonales rigidizadoras, cumpliendo con lo establecido en la NEC-15 para el control de daños alcanzado un valor menor al 2%.

##### 3.1.2. Nivel de Desempeño

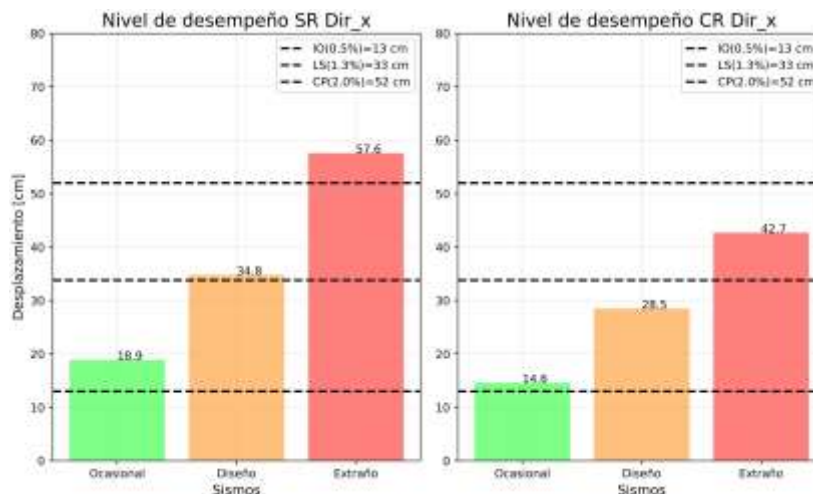
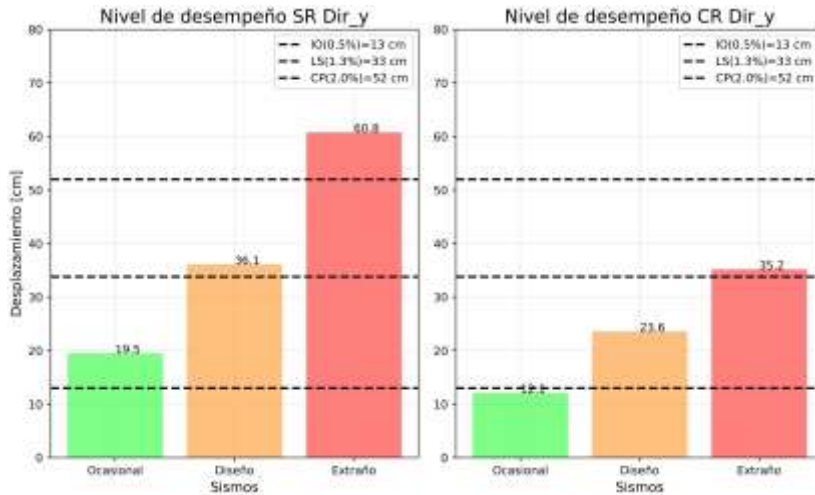


Figura 91 Nivel de desempeño en la dirección X

Elaborado por: Génesis Mateus



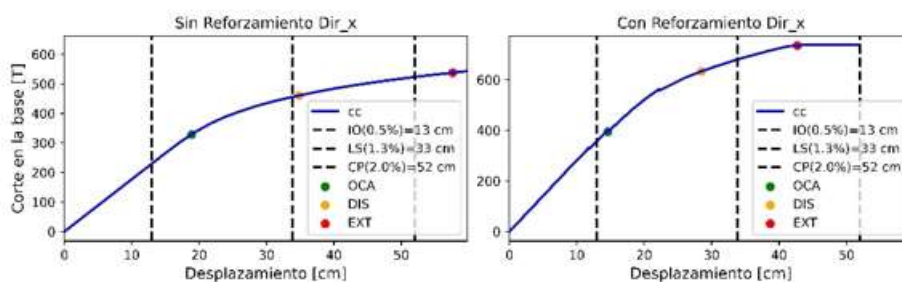
**Figura 92** Nivel de desempeño en la dirección Y

**Elaborado por:** Génesis Mateus

Para determinar el nivel de desempeño considerando el edificio como una estructura básica, se puede observar de las **Figura 91** y **Figura 92** que el edificio sin reforzamiento (SR) excede los desplazamientos máximos en la dirección X y Y para los niveles de ocupación inmediata (IO), seguridad de vida (LS) y prevención de colapso (CP).

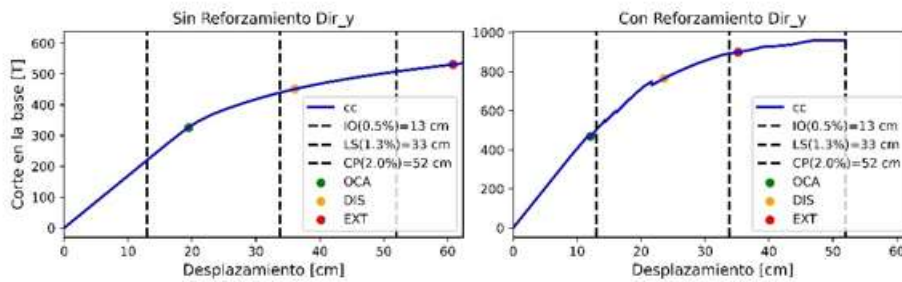
Al incluir las diagonales rigidizadoras al sistema estructural, los desplazamientos disminuyen para el sismo: ocasional, diseño y extraño en 22.75%, 18.10% y 25.86% respectivamente en la dirección x y 37.95%, 34.63 y 42.11%. Por lo cual, el edificio con reforzamiento (CR) cumple y alcanza al Nivel Básico de desempeño en la dirección X y Y.

### 3.1.3. Curva de capacidad



**Figura 93** Curva de capacidad dirección X

**Elaborado por:** Génesis Mateus

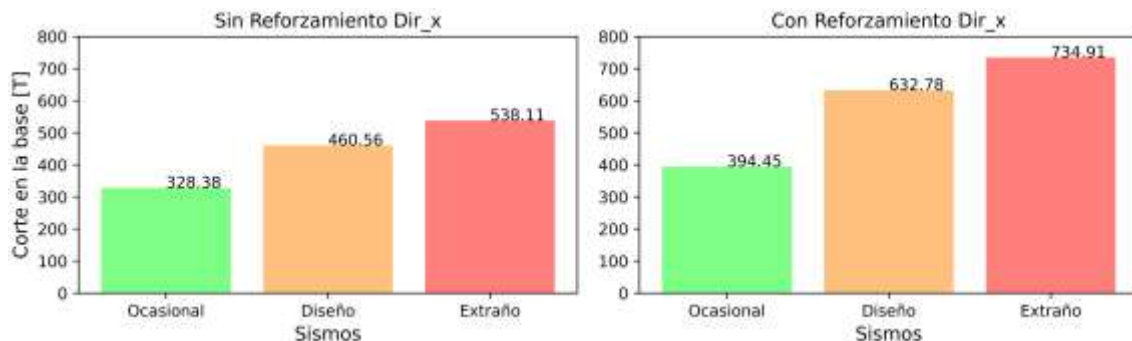


**Figura 94** Curva de capacidad dirección Y

**Elaborado por:** Génesis Mateus

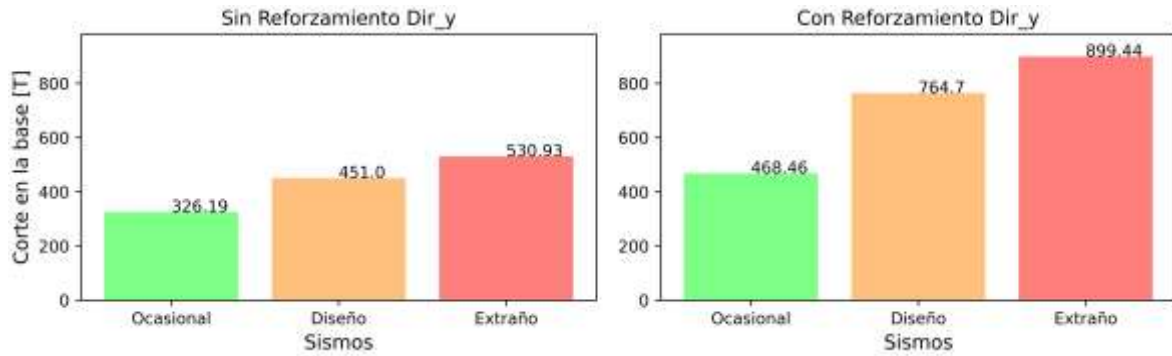
La curva de capacidad (CC) del edificio es otra forma de determinar el nivel de desempeño de la estructura en la cual se puede observar los límites de desplazamiento para una estructura básica y las demandas de cortante en la base de la estructura y desplazamiento asociados a los diferentes sismos. Es importante destacar que la forma de la (CC) es diferente en el edificio con reforzamiento, al incluir las diagonales rigidizadoras al sistema estructural se puede evidenciar que la curva tiene una pendiente más pronunciada es decir tiene más rigidez en el rango lineal, por lo tanto, las diagonales aportan rigidez disminuyendo los desplazamientos en ambas direcciones.

### 3.1.4. Cortante en la base de la estructura



**Figura 95** Comparación de cortante basal, dirección X

**Elaborado por:** Génesis Mateus

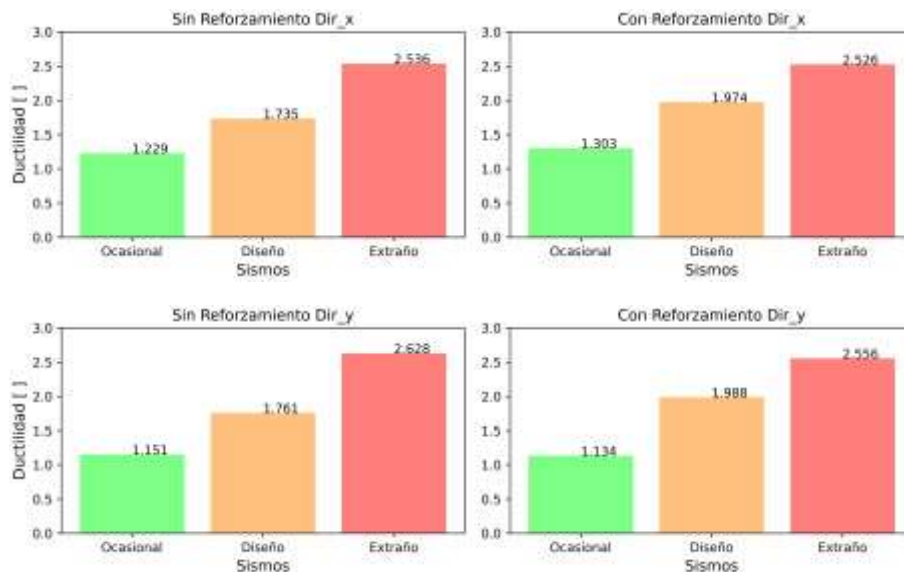


**Figura 96** Comparación de cortante basal, dirección Y

**Elaborado por:** Génesis Mateus

De las **Figura 95** y **Figura 96** se puede evidenciar que el cortante basal en el edificio (CR) se incrementa para los sismos: ocasionales, diseño y raro en 16.75%, 27.22% y 26.78% en la dirección x y 30.37%, 41.02% y 40.97% en la dirección y. Por lo tanto, al incluir las diagonales rigidizadoras al sistema se incrementa la resistencia en la base de la estructura.

### 3.1.5. Ductilidad



**Figura 97** Comparación de la ductilidad

**Elaborado por:** Génesis Mateus

De la **Figura 97** se puede apreciar que la ductilidad en el edificio (CR) se incrementa para el sismo ocasional y de diseño, pero disminuye para el sismo extraño en ambas direcciones. Es decir, se alcanza similares valores de ductilidades con la diferencia que en el edificio (SR) alcanza la misma con desplazamiento excesivos que se reflejarían en la cantidad de daños.

El edificio (CR) alcanza similares valores de ductilidad con desplazamientos controlados y garantizan una limitación en los daños.

### **3.2. Conclusiones**

Se ejecutó un análisis estático lineal y dinámico espectral para el edificio sin reforzamiento (SR) y con reforzamiento (CR), además, se sometió a todas las revisiones sismorresistentes de la NEC-15. Identificando que el edificio (SR) no cumple con el criterio de limitación de daños, es decir, sus derivas inelásticas son mayores a las establecidas por la norma. Por consecuencia, se planteó una propuesta de reforzamiento del edificio mediante diagonales rigidizadoras, las cuales permitieron obtener un mejor comportamiento estructural. Es importante mencionar que al incluir diagonales rigidizadoras al sistema estructural se deben hacer modificaciones a las cargas sísmicas, debido a que, el edificio ahora incorpora un sistema de pórticos resistentes a momentos especiales con arriostramiento. Las modificaciones radican especialmente en el cálculo del periodo de la estructura, mismo que está relacionado con el valor del cortante basal y forma de distribución de este.

El edificio reforzado al ser una estructura más rígida presenta un periodo natural de vibraciones más bajo, por lo tanto, mayor carga sísmica. Con las modificaciones en menciona se sometió nuevamente a todas las revisiones sismo resistentes como: Torsión en planta, modos de vibración, participación de masa modal, comprobación de cortante dinámico mínimo y limitación de daños (Derivas inelásticas máximas). El edificio reforzado con diagonales rigidizadoras cumple a cabalidad con todos los criterios sismo resistentes para el análisis sísmico lineal.

Se realizó un análisis estático No lineal siguiendo el procedimiento Pushover para el edificio (SR) Y (CR), además, se sometió a una evaluación estructural como establece la NEC-15 con el propósito de determinar el nivel de desempeño estructural. Con los resultados del análisis Pushover se determinó el nivel de desempeño del edificio (SR), mismo que no cumple con el criterio mínimo de desempeño para una estructura básica. El edificio presenta desplazamientos superiores a los límites establecidos ante las diferentes amenazas sísmica que son: sismo ocasional, diseño y extraño.

Con la propuesta de reforzamiento con diagonales rigidizadoras el edificio alcanza el nivel de desempeño básico, es decir, se alcanzó menores desplazamientos ante los diferentes eventos sísmicos, limitando los daños en los elementos estructurales y no estructurales. Además, el edificio (CR) presenta un mejor comportamiento en el rango No lineal, al disponer una ductilidad similar al edificio (SR) pero con una elevada rigidez. En otras



palabras, el edificio (CR) tiene la misma capacidad de deformación inelástica, pero alcanza desplazamientos inferiores.

Con la propuesta establecida de reforzamiento con diagonales rigidizadoras se obtuvo un mejor comportamiento estructural en el rango lineal y no lineal. Es necesario mencionar que las diagonales rigidizadoras son los elementos que incursionan en primer lugar en el rango no lineal, desarrollando rotulas plásticas por la cedencia de los elementos en compresión.

Se determinó el diseño de todos los elementos estructurales del edificio como: columnas, vigas principales y secundarios y diagonales rigidizadoras. Es importante indicar que todas las secciones del edificio (SR) cumplen con satisfacción las solicitaciones del edificio (CR), en otras palabras, no fue necesario realizar algún tipo de reforzamiento particular a los elementos de la estructura aporticada.

El edificio (CR) no solo es una propuesta acertada a nivel estructural, también es muy viable a nivel económico, debido a que el costo de reforzamiento representa un valor menor al diez por ciento del costo inicial del edificio. Entre los aspectos negativos se debe mencionar el cambio en la arquitectura de la estructura, interrupción de las actividades cotidianas de las personas que habitan el edificio durante el reforzamiento, etc., pero dichos aspectos son triviales ante la seguridad de vida y costo de reparación después de una amenaza sísmica.

### **3.3. Recomendaciones**

Para obtener resultados apropiados se recomienda conocer las abstracciones y limitaciones que tienen los paquetes computacionales, con lo cual el usuario puede hacer uso responsable del software y conseguir modelaciones más cercanas a la realidad de las estructuras.

En caso de existir un edificio con problemas de derivas y si la solución fuese incluir diagonales al sistema estructural, de primera mano aparenta ser una solución efectiva puesto que estos elementos rigidizadores son muy buenos al reducir desplazamientos, pero puede convertirse en una estructura frágil al incursionar en el rango no lineal. Por lo tanto, se recomienda que al incluir diagonales rigidizadoras al sistema estructural se debería también realizar de un análisis no lineal siguiendo la metodología Pushover y verificar que dichos elementos aporten al sistema estructural.

Para futuros proyectos de edificios en acero estructural se debería diseñar desde un inicio con la filosofía basada en el desempeño, permitiendo así conocer el comportamiento de los elementos estructurales en el rango no lineal. Lo cual sería lo más adecuado puesto

que, en las amenazas sísmicas que enfrentan los edificios la mayor parte de los elementos estructurales incursionarán en el rango no lineal. La normativa actual se limita al estudio del comportamiento lineal con el método basado en las fuerzas.

Se debería comparar los resultados obtenidos con el software computacional con otros paquetes de uso libre o código abierto como puede ser OpenSees. En el caso de verificar los resultados se podría plantear una metodología del presente trabajo. Baja este contexto la única limitación sería que OpenSees es interpretado por algún lenguaje de programación por tanto su uso y alcance de análisis depende de la capacidad de programación de usuario.

#### 4. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] MIDUVI, CAMICON, «NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, diseño sísmo resistente», p. 148, 2014.
- [2] American Society of Civil Engineers, «PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS», p. 518, noviembre de 2000.
- [3] The Applied Technology Council, «Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.», vol. 1, noviembre de 1996. Accedido: 20 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <http://tanbakoochi.com/File/www.tanbakoochi.com-ATC40.pdf>
- [4] R. Medina y J. Music, «Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena», *Obras Proy.*, n.º 23, pp. 63-77, jun. 2018, doi: 10.4067/s0718-28132018000100063.
- [5] Francisco Javier Crisafulli., «Diseño sismorresistente de construcciones de acero», 2014. <https://docplayer.es/29893021-Diseno-sismorresistente-de-construcciones-de-acero.html> (accedido 20 de febrero de 2023).
- [6] SGR, MIDUVI, PNUD, ECHO, «Guía práctica para evaluación sísmica y rehabilitación de estructuras, de conformidad con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015», 2016. [https://www.ecp.ec/wp-content/uploads/2017/08/GUIA\\_5.pdf](https://www.ecp.ec/wp-content/uploads/2017/08/GUIA_5.pdf) (accedido 20 de febrero de 2023).
- [7] Mario Alberto García Núñez, «Estudio sobre la efectividad del factor de sobrerresistencia del criterio columna fuerte-viga débil en el diseño sísmico de pórticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal», p. 105, ene. 2018.
- [8] T. M. Flores Barreto, «Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado», may 2011, Accedido: 20 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/67>
- [9] Moreno, Rosangel, «Metodología para la evaluación del riesgo sísmico», p. 26.

- [10] Francisco Javier Crisafulli., «Diseño sismorresistente De construcciones De acero 5° eDición (2018) marzo, 2018», *Diseño Sismorresistente Construcciones Acero*, ene. 2018, Accedido: 20 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: [https://www.academia.edu/39399153/Dise%C3%B1o\\_sismorresistente\\_De\\_construcciones\\_De\\_acero\\_5\\_eDici%C3%B3n\\_2018\\_marzo\\_2018](https://www.academia.edu/39399153/Dise%C3%B1o_sismorresistente_De_construcciones_De_acero_5_eDici%C3%B3n_2018_marzo_2018)
- [11] Mapei, «FRP, Fiber Reinforced Polymers o materiales fibrorreforzados de matriz polimérica - [www.concretonline.com](http://www.concretonline.com)», *Concretonline*, junio de 2020. <https://www.concretonline.com/aditivos-adiciones/frp-fiber-reinforced-polymers-o-materiales-fibrorreforzados-de-matriz-polimerica> (accedido 20 de febrero de 2023).
- [12] Basalto, «Uso de polímeros reforzados con fibras (FRP)», *Basalto*, 22 de enero de 2020. <http://www.basaltcore.com/uso-de-polimeros-reforzados-con-fibras-frp/> (accedido 20 de febrero de 2023).
- [13] I. R. Castillo, «Uso de polímeros reforzados con fibras (FRP) como refuerzo externo de elementos de concreto de puentes en Costa Rica», p. 5, oct. 2010.
- [14] Aguiar, Roberto, Rodriguez, Michael, y Mora, Edgar David, «Análisis Sísmico de Estructuras con Disipadores de Energía ADAS o TADAS», *ResearchGate*, mayo de 2016. [https://www.researchgate.net/publication/303256522\\_Analisis\\_Sismico\\_de\\_Estructuras\\_con\\_Disipadores\\_de\\_Energia\\_ADAS\\_o\\_TADAS](https://www.researchgate.net/publication/303256522_Analisis_Sismico_de_Estructuras_con_Disipadores_de_Energia_ADAS_o_TADAS) (accedido 20 de febrero de 2023).
- [15] MIDUVI,CAMICON, «Estructuras de acero», p. 122, diciembre de 2014.
- [16] Guerra Avendaño,Oswaldo Marcelo y Abril Gavilanes, Bernarda Estefanía, «KARLA TAMARA AGUILAR MANTILLA», sep. 2022, [En línea]. Disponible en: <https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/36143>
- [17] Carlos A. Saavedra, «Verificación del cortante basal según Covenin 1756-2001», 29 de octubre de 2016. <https://saavedraonline.wordpress.com/2016/10/29/verificacion-del-cortante-basal-segun-covenin-1756-2001/> (accedido 21 de febrero de 2023).
- [18] InterPro, «Análisis de Precios Unitarios», *InterPro*, 7 de mayo de 2021. <https://www.interpro.ec/analisis-de-precios-unitarios/> (accedido 25 de febrero de 2023).
- [19] R. A. Calero Cortez, «Comparación de los métodos A.P.U. y costeo ABC para el análisis de precios unitarios en la construcción», bachelorThesis, PUCE, 2015. Accedido: 25 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.puce.edu.ec:80/handle/22000/9718>
- [20] CEUPE, «¿Qué es la Mano de obra? Concepto, tipos y características», *Ceupe*. <https://www.ceupe.com/blog/mano-de-obra.html> (accedido 26 de febrero de 2023).

- [21] J. Valencia, «Coste directo - Definición, qué es y concepto», *Economipedia*.  
<https://economipedia.com/definiciones/coste-directo.html> (accedido 26 de febrero de 2023).
- [22] R. Aguiar, *Microzonificación Sísmica de Quito*. 2013. [En línea]. Disponible en:  
[https://www.researchgate.net/profile/Roberto-Aguiar/publication/277305703\\_Microzonificacion\\_Sismica\\_de\\_Quito/links/556670e108aeab77721cbbf1/Microzonificacion-Sismica-de-Quito.pdf](https://www.researchgate.net/profile/Roberto-Aguiar/publication/277305703_Microzonificacion_Sismica_de_Quito/links/556670e108aeab77721cbbf1/Microzonificacion-Sismica-de-Quito.pdf)
- [23] L. A. Peñafiel Aguilar, «Geología y análisis del recurso hídrico subterráneo de la subcuenca del sur de Quito», bachelorThesis, QUITO/ EPN/ 2009, 2009. Accedido: 21 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en:  
<http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/1147>
- [24] H. X. Alejandro Cabrera, «Módulo de elasticidad de hormigones de peso normal empleados en el Ecuador f'c: 21, 24, 28, 35 MPa.», bachelorThesis, Quito, 2014., 2014. Accedido: 20 de febrero de 2023. [En línea]. Disponible en:  
<http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/8627>
- [25] MIDUVI, CAMICON, «NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas)», 2014.  
[https://www.normalizacion.gob.ec/buzon/normas/cpe\\_inen-nec-se-cg%2026-1.pdf](https://www.normalizacion.gob.ec/buzon/normas/cpe_inen-nec-se-cg%2026-1.pdf) (accedido 20 de febrero de 2023).
- [26] NOVACERO, «Novacero el acero del futuro», *Novacero*. <https://www.novacero.com/> (accedido 3 de marzo de 2023).
- [27] Veas, Veronica y Chang Lou, Jing, «Folio EST 02-02», noviembre de 2000.  
[https://www.u-cursos.cl/fau/2011/2/AO505/1/material\\_docente/bajar?id=460731](https://www.u-cursos.cl/fau/2011/2/AO505/1/material_docente/bajar?id=460731) (accedido 21 de febrero de 2023).
- [28] «ANSI/AISC 360-16 Specification for Structural Steel Buildings», 2016, [En línea]. Disponible en: <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16w-rev-june-2019.pdf>
- [29] American Society of Civil Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, 41.<sup>a</sup> ed. Reston, VA: American Society of Civil Engineers, 2017. doi: 10.1061/9780784414859.
- [30] Sistema Oficial de Contratación Pública, «Búsqueda de Procesos de Contratación». <https://www.compraspublicas.gob.ec/ProcesoContratacion/compras/PC/buscarProceso.cpe?sg=1#> (accedido 26 de febrero de 2023).
- [31] E. F. C. Moreno, «Salarios Mano de Obra», *CGE*, enero de 2023.  
<https://www.contraloria.gob.ec/Informativo/SalariosManoObra> (accedido 26 de febrero de 2023).

