

**UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN**

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE SALUD  
DE PRIMER NIVEL EN LA CIUDAD DE TACNA – 2022”

**TESIS**

Presentada por:

**Bach. Marko Antonio Medina Maquera**  
**Bach. Ronaldino Erizon Ayma Flores**

Para optar el Título Profesional de:

**INGENIERO CIVIL**

TACNA – PERÚ  
2023

**UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN**

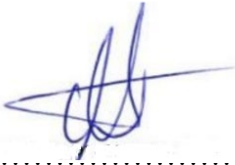
Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil


" EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN  
DE SALUD DE PRIMER NIVEL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2022"

Tesis sustentada y aprobada el día 03 de noviembre de 2023 estando  
integrado el Jurado Calificador por:

**PRESIDENTE**

  
: .....  
Dr. Ing. Víctor Yapuchura Platero

**SECRETARIO**

  
: .....  
Msc. Ing. Edgar Chura Arocutipa

**VOCAL**

  
: .....  
Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez

**ASESOR DE TESIS**

  
: .....  
Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga

## CERTIFICADO DE SIMILITUD

Yo, **Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga**, en mi condición de asesor acreditado por la Resolución de Facultad N° 133-2023-FIAG/UNJBG de la tesis denominada: **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO DE UNA EDIFICACIÓN DE SALUD DE PRIMER NIVEL EN LA CIUDAD DE TACNA - 2022”**, presentado por los Bachilleres, Bach. Marko Antonio Medina Maquera y Bach. Ronaldino Erizon Ayma Flores, para optar el título profesional de Ingeniero Civil, habiendo cumplido con lo establecido en el reglamento de originalidad y de similitud de trabajos de investigación y producción intelectual, considerando que según la revisión, evaluación y análisis realizado a través del software Antiplagio **TURNITIN** cuenta con el nivel de similitud cuyo porcentaje es 7%, por lo que **CERTIFICO LA SIMILARIDAD** de la tesis, la cual está de acuerdo al nivel **PERMITIDO**, para continuar con los trámites correspondientes y para su publicación en el repositorio Institucional.

Se emite el presente certificado con fines de continuar con los trámites respectivos para su obtención del título profesional.



Firma de Asesor

DNI N°: 41607963

Nombre y apellidos del asesor: **Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga**

**DEDICATORIA DE MARKO  
ANTONIO MEDINA MAQUERA**

*A mis padres y mi hermana por su  
cariño y apoyo incondicional que me  
acompañan siempre en cada etapa de  
mi vida.*

**DEDICATORIA DE  
RONALDINO ERIZON AYMA  
FLORES**

*Dedico este trabajo a mis queridos  
padres por brindarme todo su  
apoyo y amor, a mi hermana por  
enseñarme que una sonrisa cura el  
alma en los momentos difíciles.*

**AGRADECIMIENTO DE  
MARKO ANTONIO MEDINA  
MAQUERA**

*A los docentes de la universidad por su conocimiento brindado, a mis compañeros con quienes compartí aulas en la etapa universitaria y a mi familia que me motivan siempre a superarme.*

**AGRADECIMIENTO**  
**RONALDINO ERIZON AYMA**  
**FLORES**

*A mis compañeros los cuales muchos de ellos se han convertido en mis amigos, cómplices y hermanos. Gracias por las horas compartidas, los trabajos realizados en conjunto y las historias vividas.*

## ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA .....	iv
AGRADECIMIENTO .....	vi
ÍNDICE GENERAL.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS.....	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvi
RESUMEN .....	xxiv
ABSTRACT.....	xxvii
INTRODUCCIÓN.....	1
CAPITULO I ASPECTOS GENERALES .....	3
1.1 ANTECEDENTES .....	3
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	7
1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	9
1.3.1 Interrogante general.....	9
1.3.2 Interrogantes específicas.....	9
1.4 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS .....	10
1.4.1 Hipótesis general .....	10
1.4.2 Hipótesis específicas.....	10
1.5 JUSTIFICACIÓN.....	10

1.6	DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS .....	12
1.6.1	Objetivo general .....	12
1.6.2	Objetivos específicos .....	12
1.7	DEFINICIÓN DE VARIABLES.....	12
1.7.1	Identificación de variables.....	12
1.7.2	Caracterización de las variables.....	13
1.7.3	Medición operacional de las variables.....	13
1.8	ALCANCES Y LIMITACIONES.....	14
1.8.1	Alcances.....	14
1.8.2	Limitaciones .....	14
CAPITULO II MARCO TEÓRICO .....		16
2.1	DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO.....	16
2.2	CONTEXTO HISTÓRICO Y ENFOQUE ACTUAL DEL DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO .....	18
2.3	APLICACIONES DEL ANÁLISIS BASADO EN DESEMPEÑO EN LA INGENIERÍA CIVIL .....	21
2.4	NIVELES DE DESEMPEÑO .....	23
2.4.1	Niveles de desempeño según ATC-40.....	23
2.4.2	Nivel de desempeño según VISION 2000.....	27
2.5	OBJETIVOS DE DESEMPEÑO.....	30
2.6	NIVELES DE DEMANDA.....	31

2.7	MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS MATERIALES .....	32
2.7.1	Modelo de Hognestad – Concreto no confinado .....	32
2.7.2	Modelo de Mander – Concreto confinado .....	33
2.7.3	Modelo de Park y Paulay del acero .....	39
2.8	DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA.....	41
2.8.1	Curvatura .....	41
2.8.2	Forma general de un diagrama momento - curvatura.....	43
2.9	MODELOS DE PLASTICIDAD .....	44
2.9.1	Rótulas plásticas .....	45
2.9.2	Plasticidad distribuida tipo fibra.....	47
2.10	MODO DE FALLA DE MUROS ESTRUCTURALES.....	51
2.11	MODELAMIENTO NO LINEAL EN MUROS DE CORTE .....	55
2.11.1	Modelo tipo frame viga columna .....	57
2.11.2	Modelo tipo fibra.....	59
2.11.3	Modelo de armadura no lineal.....	60
2.11.4	Modelo de elementos de línea vertical múltiple (MVLEM).....	62
2.12	ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO .....	63
2.12.1	Patrones de carga lateral.....	64
2.12.2	Capacidad estructural .....	65
2.12.3	Limitaciones del pushover .....	65
2.13	ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA .....	66

2.14	MODELOS DE HISTÉRESIS PARA CARGA CÍCLICA.....	67
	CAPITULO III MARCO METODOLÓGICO .....	70
3.1	TIPO DE INVESTIGACIÓN .....	70
3.2	NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	70
3.3	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN .....	70
3.4	POBLACIÓN Y MUESTRA DE INVESTIGACIÓN.....	71
3.5	METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN .....	71
3.6	DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA DE INVESTIGACIÓN.....	72
3.6.1	Descripción General .....	72
3.6.2	Descripción Estructural .....	75
3.7	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	82
3.8	CARGAS .....	83
3.8.1	Cargas muertas .....	83
3.8.2	Cargas vivas.....	84
3.9	ANÁLISIS SÍSMICO.....	85
3.9.1	Modelamiento estructural .....	85
3.9.2	Análisis modal .....	87
3.9.3	Aceleración espectral.....	88
3.9.4	Verificación de derivas .....	90
3.9.5	Verificación de irregularidades.....	92
3.9.6	Fuerza cortante en la base.....	96

3.10 DISEÑO POR RESISTENCIA .....	97
3.10.1 Verificación de vigas.....	98
3.10.2 Verificación de columnas.....	103
3.10.3 Verificación de muros estructurales .....	107
3.11 ANALISIS NO LINEAL ESTÁTICO .....	114
3.11.1 Modelo de comportamiento inelástico de los materiales .....	114
3.11.2 Modelo de comportamiento inelástico en los elementos .....	118
3.11.3 Carga de gravedad.....	127
3.11.4 Patrones de carga lateral.....	128
3.11.5 Demanda sísmica.....	130
3.12 ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO .....	131
3.12.1 Histéresis de los materiales .....	131
3.12.2 Registros sísmicos .....	134
CAPITULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....	139
4.1 RESULTADOS DE ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO .....	139
4.1.1 Curvas de capacidad .....	139
4.1.2 Punto y nivel de desempeño .....	143
4.2 VERIFICACIÓN DE RESULTADOS DE ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO.....	149
4.3 RESULTADOS DE ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO .....	151
4.3.1 Desplazamientos máximos .....	151

4.3.2 Derivas.....	154
4.3.3 Rótulas plástica y nivel de daño .....	157
4.3.4 Fuerza cortante en la base.....	165
4.3.5 Aceleraciones.....	166
4.3.6 Nivel de desempeño.....	169
4.4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	179
CAPITULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	184
5.1 CONCLUSIONES.....	184
5.2 RECOMENDACIONES .....	186
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	187
ANEXOS .....	195

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> Potenciales aplicaciones de análisis basado en desempeño (PBA).....	22
<b>Tabla 2</b> Niveles de desempeño de las estructuras .....	27
<b>Tabla 3</b> Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño .....	28
<b>Tabla 4</b> Desplazamiento objetivo máximo.....	29
<b>Tabla 5</b> Objetivo de seguridad básica .....	30
<b>Tabla 6</b> Objetivos de desempeño .....	31
<b>Tabla 7</b> Niveles de demanda sísmica .....	31
<b>Tabla 8</b> Comparación de indicadores según el enfoque existente y el propuesto	69
<b>Tabla 9</b> Secciones típicas de columnas .....	76
<b>Tabla 10</b> Secciones típicas de vigas .....	76
<b>Tabla 11</b> Secciones de muros de corte del primer nivel.....	77
<b>Tabla 12</b> Secciones de losas .....	78
<b>Tabla 13</b> Propiedades mecánicas del terreno de fundación.....	82
<b>Tabla 14</b> Propiedades del concreto .....	82
<b>Tabla 15</b> Propiedades del acero de refuerzo.....	83
<b>Tabla 16</b> Cargas muertas .....	83
<b>Tabla 17</b> Cargas vivas .....	84
<b>Tabla 18</b> Modos de vibración.....	87
<b>Tabla 19</b> Parámetros sísmicos .....	88
<b>Tabla 20</b> Derivas de entrepiso en ambas direcciones de análisis.....	90

<b>Tabla 21</b> Verificación de irregularidad de rigidez – piso blando .....	92
<b>Tabla 22</b> Verificación de resistencia – piso débil .....	93
<b>Tabla 23</b> Verificación de irregularidad de masa o peso .....	93
<b>Tabla 24</b> Verificación de irregularidad torsional .....	94
<b>Tabla 25</b> Verificación de irregularidad por esquina entrante.....	95
<b>Tabla 26</b> Verificación de irregularidad por discontinuidad del diafragma .....	96
<b>Tabla 27</b> Verificación de escalamiento de fuerzas.....	96
<b>Tabla 28</b> Sistema estructural de la edificación.....	97
<b>Tabla 29</b> Refuerzo transversal de vigas.....	102
<b>Tabla 30</b> Cuantía de columnas .....	103
<b>Tabla 31</b> Refuerzo transversal en columnas.....	107
<b>Tabla 32</b> Modo de falla de los muros estructurales.....	109
<b>Tabla 33</b> Relación demanda capacidad de los muros estructurales .....	110
<b>Tabla 34</b> Verificación de refuerzo horizontal en muros estructurales .....	114
<b>Tabla 35</b> Resistencias esperadas de los materiales.....	115
<b>Tabla 36</b> Modificadores de rigidez.....	119
<b>Tabla 37</b> Modos de vibración para modelo con modificadores de rigidez .....	119
<b>Tabla 38</b> Factores de conversión para niveles de demanda sísmica .....	130
<b>Tabla 39</b> Registros sísmicos seleccionados.....	134
<b>Tabla 40</b> Desplazamientos máximos.....	151
<b>Tabla 41</b> Derivas máximas promedio .....	154

<b>Tabla 42</b> Fuerza cortante en la base .....	165
<b>Tabla 43</b> Aceleraciones máximas promedio .....	166
<b>Tabla 44</b> Niveles de desempeño para edificación esencial .....	169
<b>Tabla 45</b> Lista típica de elementos no estructurales y contenido en edificio .....	172
<b>Tabla 46</b> Límite de derivas para daño no estructural .....	173
<b>Tabla 47</b> Límites de desplazamiento para daño no estructural .....	174
<b>Tabla 48</b> Niveles de daño para elementos no estructurales.....	177
<b>Tabla 50</b> Nivel de desempeño para el centro de salud .....	183

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> Proceso típico de un análisis basado en desempeño.....	17
<b>Figura 2</b> Diagrama de flujo para evaluar el desempeño de segunda generación .	20
<b>Figura 3</b> Sectorización de curva de capacidad para niveles de desempeño .....	29
<b>Figura 4</b> Curva esfuerzo – deformación de modelo concreto no confinado .....	32
<b>Figura 5</b> Curva esfuerzo – deformación del concreto .....	34
<b>Figura 6</b> Núcleo efectivo confinado para estribos rectangulares .....	34
<b>Figura 7</b> Curva esfuerzo – deformación del concreto confinado y no confinado	38
<b>Figura 8</b> Curvas típicas de esfuerzo deformación.....	40
<b>Figura 9</b> Deformación de un miembro a flexión.....	42
<b>Figura 10</b> Modelo bilineal en función de rotura plástica .....	43
<b>Figura 11</b> Modelos de plasticidad idealizados en vigas y columnas.....	44

<b>Figura 12</b>	Modelo idealizado de pórtico con rótulas plásticas concentradas.....	46
<b>Figura 13</b>	Modelo idealizado de pórtico con rótulas concentradas tipo fibra.....	47
<b>Figura 14</b>	Modelo idealizado de pórtico con plasticidad distribuida tipo fibra ...	48
<b>Figura 15</b>	Configuraciones típicas de muros estructurales .....	52
<b>Figura 16</b>	Respuesta y daño de muros con comportamiento a flexión .....	53
<b>Figura 17</b>	Daño en muros SW8 y SW10 ensayados por Luna et al. (2015). .....	55
<b>Figura 18</b>	Modelos idealizados para la respuesta no lineal de muros de concreto reforzado .....	57
<b>Figura 19</b>	Modelo tipo frame viga columna .....	58
<b>Figura 20</b>	Representación del elemento viga-columna equivalente de un muro de corte.....	59
<b>Figura 21</b>	Representación de modelo tipo fibra en muros de corte .....	60
<b>Figura 22</b>	Modelo de armadura no lineal.....	61
<b>Figura 23</b>	Transformación de modelo MVLEM de 2 nodos a 4 nodos .....	62
<b>Figura 24</b>	Procedimiento del análisis estático no lineal.....	63
<b>Figura 25</b>	Cargas laterales para análisis no lineal estático.....	64
<b>Figura 26</b>	Análisis pushover y curva de capacidad.....	65
<b>Figura 27</b>	Tipos de modelos de histéresis .....	68
<b>Figura 28</b>	Comparación de indicadores según el método existente y el propuesto .....	69
<b>Figura 29</b>	Ubicación geográfica del Centro de Salud Metropolitano .....	73

<b>Figura 30</b> Vista exterior del Centro de Salud Metropolitano.....	74
<b>Figura 31</b> Vista interior del Centro de Salud Metropolitano .....	75
<b>Figura 32</b> Plano de aligerado de primer nivel.....	79
<b>Figura 33</b> Plano de aligerado de segundo nivel .....	80
<b>Figura 34</b> Plano de aligerado de tercer nivel.....	81
<b>Figura 35</b> Vista 3D del modelo estructural de la edificación.....	86
<b>Figura 36</b> Vista renderizado de la estructura de la edificación.....	86
<b>Figura 37</b> Espectro de respuesta en el eje X-X.....	89
<b>Figura 38</b> Espectro de respuesta en el eje Y-Y .....	89
<b>Figura 39</b> Máximas derivas para un sismo en dirección X-X.....	91
<b>Figura 40</b> Máximas derivas para un sismo en dirección Y-Y.....	91
<b>Figura 41</b> Acero de refuerzo longitudinal en vigas de primer nivel .....	99
<b>Figura 42</b> Acero de refuerzo longitudinal en vigas del segundo nivel.....	100
<b>Figura 43</b> Acero de refuerzo longitudinal en vigas del tercer nivel.....	101
<b>Figura 44</b> Diagrama de interacción PM3 de columna C2.....	104
<b>Figura 45</b> Diagrama de interacción PM2 de columna C2.....	104
<b>Figura 46</b> Relación demanda capacidad de las columnas Eje A-A.....	105
<b>Figura 47</b> Relación demanda capacidad de las columnas Eje B-B.....	106
<b>Figura 48</b> Asignación de etiquetas pier a los muros .....	108
<b>Figura 49</b> Diagrama de interacción PM3 muro PY3.....	111
<b>Figura 50</b> Diagrama de interacción PM2 muro PY3.....	111

<b>Figura 51</b> Diagrama de interacción PM3 muro PX6.....	112
<b>Figura 52</b> Diagrama de interacción PM2 muro PX6.....	112
<b>Figura 53</b> Resistencias esperadas del concreto y el acero.....	115
<b>Figura 54</b> Parámetros no lineales para concreto .....	116
<b>Figura 55</b> Modelo de esfuerzo deformación para concreto confinado.....	117
<b>Figura 56</b> Parámetros no lineales para acero de refuerzo .....	117
<b>Figura 57</b> Modelo de esfuerzo deformación para acero de refuerzo.....	118
<b>Figura 58</b> Modificación de la curva de esfuerzo deformación del ASCE 41-17	121
<b>Figura 59</b> Parámetros de rótula plástica de viga 40x60 .....	121
<b>Figura 60</b> Definición de rótula tipo fibra concentrada.....	122
<b>Figura 61</b> Asignación de longitud de rótula plástica.....	123
<b>Figura 62</b> Asignación de rótulas plásticas.....	123
<b>Figura 63</b> Asignación de rótula concentrada tipo fibra en columna C1 40x40cm .....	124
<b>Figura 64</b> Modelo estructural de muros con elementos viga columna .....	125
<b>Figura 65</b> Modelo renderizado de la estructura .....	125
<b>Figura 66</b> Rótulas a corte según ASCE 41-17 .....	126
<b>Figura 67</b> Parámetros de rótula a corte de muro PX2.....	126
<b>Figura 68</b> Estado de carga de gravedad no lineal.....	127
<b>Figura 69</b> Casos de carga en función de los modos .....	128
<b>Figura 70</b> Casos de carga de empuje lateral.....	128

<b>Figura 71</b> Desplazamiento objetivo y parámetros no lineales de convergencia	129
<b>Figura 72</b> Espectros elásticos de pseudo aceleraciones para cada nivel de demanda sísmica.....	130
<b>Figura 73</b> Modelo hysterético de Takeda.....	132
<b>Figura 74</b> Modelo hysterético Kinematic .....	133
<b>Figura 75</b> Modelo de histéresis de Pivot.....	133
<b>Figura 76</b> Corrección de registro sísmico del terremoto de Iquique 01 de abril del 2014.....	135
<b>Figura 77</b> Gráfico de Husid para el terremoto de Tarapaca 13 de junio de 2005 Norte - Sur.....	137
<b>Figura 78</b> Registros escalados.....	138
<b>Figura 79</b> Espectro de registros escalados .....	138
<b>Figura 80</b> Curvas de capacidad PUSH LAT X- y PUSH LAT Y.....	140
<b>Figura 81</b> Curva de capacidad PUSH MODO X2- y Y3 .....	141
<b>Figura 82</b> Curvas de capacidad dirección X-X.....	142
<b>Figura 83</b> Curvas de capacidad dirección Y-Y .....	142
<b>Figura 84</b> Punto de desempeño para PUSH LAT X .....	143
<b>Figura 85</b> Formación de rótulas plásticas para un sismo máximo caso PUSH LAT X.....	144
<b>Figura 86</b> Rótula plástica muro de corte PX2 y PX6.....	144
<b>Figura 87</b> Punto de desempeño para PUSH LAT Y .....	145

<b>Figura 88</b> Formación de rótulas plásticas para un sismo máximo caso PUSH LAT Y .....	146
<b>Figura 89</b> Rótulas plásticas muro PY3 y PY4 .....	146
<b>Figura 90</b> Punto de desempeño para caso PUSH MODO X2.....	147
<b>Figura 91</b> Formación de rótulas plásticas para un sismo máximo caso PUSH MODO X2.....	147
<b>Figura 92</b> Formación de rótulas plásticas para un sismo máximo caso PUSH MODO Y3.....	148
<b>Figura 93</b> Formación de rótulas plásticas para un sismo máximo caso PUSH MODO Y3.....	149
<b>Figura 94</b> Desplazamientos máximos para un nivel de sismo de diseño - EW .	152
<b>Figura 95</b> Desplazamientos máximos para un nivel de sismo de diseño - NS ..	152
<b>Figura 96</b> Desplazamientos máximos para un nivel de Sismo Máximo - EW ..	153
<b>Figura 97</b> Desplazamientos máximos para un nivel de Sismo Máximo - NS....	153
<b>Figura 98</b> Derivas máximas para un nivel de Sismo de Diseño - EW .....	155
<b>Figura 99</b> Derivas máximas para un nivel de Sismo de Diseño - NS .....	155
<b>Figura 100</b> Derivas máximas para un nivel de Sismo Máximo - EW.....	156
<b>Figura 101</b> Derivas máximas para un nivel de Sismo Máximo - NS.....	156
<b>Figura 102</b> Formación de rótulas típicas para un nivel de sismo de diseño.....	158
<b>Figura 103</b> Formación típica de rótulas plásticas para un nivel de sismo máximo .....	158

<b>Figura 104</b> Rótulas plásticas de viga 30x60 .....	159
<b>Figura 105</b> Rotulas plásticas columna C1 40x40.....	159
<b>Figura 106</b> Rótulas a corte para muro PX5.....	160
<b>Figura 107</b> Formación de rótulas plásticas dirección Y-Y, terremoto de Tarapacá 2005.....	162
<b>Figura 108</b> Formación de rótulas plásticas Huaraz 70 y Tacna 2010 dirección Y-Y .....	163
<b>Figura 109</b> Rótulas a corte de muro PY3 y PY4, terremoto de Huaraz 70.....	164
<b>Figura 110</b> Gráficos Momento – desplazamiento muros PY3 y PY4.....	164
<b>Figura 111</b> Fuerza cortante en la base.....	165
<b>Figura 112</b> Aceleraciones máximas para un nivel de sismo de diseño en dirección X-X.....	167
<b>Figura 113</b> Aceleraciones máximas para un nivel de sismo de diseño en dirección Y-Y.....	167
<b>Figura 114</b> Aceleraciones máximas para un nivel de sismo máximo en dirección X-X.....	168
<b>Figura 115</b> Aceleraciones máximas para un nivel de sismo máximo en dirección Y-Y.....	168
<b>Figura 116</b> Nivel de desempeño en la dirección X-X para un sismo de diseño	170
<b>Figura 117</b> Nivel de desempeño en la dirección Y-Y para un sismo de diseño	170
<b>Figura 118</b> Nivel de desempeño en la dirección X-X para un sismo máximo ..	171

<b>Figura 119</b> Nivel de desempeño en la dirección Y-Y para un sismo máximo ..	171
<b>Figura 120</b> Nivel de daño de elementos no estructurales para un sismo de diseño .....	175
<b>Figura 121</b> Nivel de daño de elementos no estructurales para un sismo máximo .....	176
<b>Figura 124</b> Aceleraciones máximas promedio para un nivel de sismo de diseño .....	178
<b>Figura 125</b> Aceleraciones máximas promedio para un nivel de sismo máximo	178

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo principal evaluar el desempeño sísmico de una edificación de salud de primer nivel en la ciudad de Tacna a diferentes niveles de intensidad sísmica usando análisis no lineales. Tomando como muestra el bloque I del Centro de Salud Metropolitano el cual consta de 3 niveles, siendo el sistema estructural en base a muros de corte. Se plantearon metodologías basados en el ASCE 41-17, VISION 2000, HAZUS, así como recomendaciones del NIST y el ACI 318-19 para establecer criterios de aceptación del comportamiento no lineal de los elementos estructurales, así como del desempeño global de la estructura, para lo cual se evaluó la edificación mediante el análisis estático no lineal – Pushover y análisis no lineal tiempo historia.

El tipo de investigación es aplicada puesto que consistió en evaluar el desempeño sísmico de una edificación, siendo el nivel de la investigación descriptiva debido a que se da a conocer las propiedades no lineales, geométricas de los elementos y características de la edificación.

El desempeño sísmico se determinó por medio del análisis estático no lineal Pushover a partir del espectro de capacidad y por medio del análisis no lineal tiempo historia mediante el uso de 7 registros sísmicos tomándose estos de la Red Acelerografica del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y

Mitigación de Desastres, siendo necesario el uso del programa Seismo Signal para hacer la corrección por línea base, para ambas metodologías se realizó el modelo computacional de la edificación en el software Etabs V 20.0.

Al realizar el análisis estático no lineal dio resultados que variaban esto debido a la torsión y que la masa participativa no era representativo, dando puntos de desempeño equivocados por lo cual fue necesario aplicar el análisis no lineal tiempo historia, el cual evidenció el buen comportamiento de la edificación donde los elementos más esforzados son los muros del primer nivel que se mantienen en ocupación inmediata para un nivel de sismo de diseño y seguridad de vida para un nivel de sismo máximo, a excepción de los muros PY3 y PY4 en la dirección Y-Y para los sismos de Huaraz 70 y Tacna 2010 que ingresan a pre colapso, en cuanto a los elementos no estructurales sensibles a las derivas incurren en daño moderado para un sismo máximo, los sensibles a la aceleración presentan un daño completo para un sismo máximo. En conclusión, se cumplió el objetivo lográndose determinar el nivel de desempeño de la edificación alcanzando un nivel operacional en elementos estructurales y no estructurales sensibles a derivas para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, y un nivel de seguridad de vida para elementos estructurales y no estructurales para un sismo máximo con un periodo de retorno de 2475 años.

*Palabras clave:* Desempeño sísmico, Análisis estático no lineal, análisis no lineal tiempo historia, curva de capacidad, nivel de demanda, rotula plástica, histéresis, nivel operacional, nivel de seguridad de vida, derivas.

## ABSTRACT

The main objective of this research work is to evaluate the seismic performance of a first level health building in the city of Tacna at different levels of seismic intensity using nonlinear analysis. Taking as a sample the block I of the Metropolitan Health Center which consists of 3 levels, being the structural system based on shear walls. Methodologies based on ASCE 41-17, VISION 2000, HAZUS, as well as NIST and ACI 318-19 recommendations were proposed to establish acceptance criteria for the nonlinear behavior of the structural elements, as well as the global performance of the structure, for which the building was evaluated by means of nonlinear static analysis - Pushover and nonlinear time-history analysis.

The type of research is applied since it consisted of evaluating the seismic performance of a building, being the level of descriptive research because it shows the nonlinear and geometric properties of the elements and characteristics of the building.

The seismic performance was determined by means of the Pushover nonlinear static analysis based on the capacity spectrum and by means of the nonlinear time-history analysis using 7 seismic records taken from the Accelerographic Acceleration Network of the Peruvian-Japanese Center for Seismic Research and Disaster

Mitigation, using the Seismo Signal program to make the baseline correction. For both methodologies, the computational model of the building was created in the Etabs V 20.0 software.

The non-linear static analysis gave results that varied due to torsion and that the mass participation was not representative, giving wrong performance points, so it was necessary to apply the non-linear time-history analysis, which showed the good behavior of the building where the most stressed elements are the walls of the first level that remain in immediate occupation for a level of design earthquake and life safety for a maximum level of earthquake, with the exception of walls PY3 and PY4 in the Y-Y direction for the Huaraz 70 and Tacna 2010 earthquakes, which enter pre-collapse; as for the nonstructural elements sensitive to drifts, they incur moderate damage for a maximum earthquake; those sensitive to acceleration show complete damage for a maximum earthquake. In conclusion, the objective was achieved by determining the performance level of the building, reaching an operational level in structural and nonstructural elements sensitive to drifts for a design earthquake with a return period of 475 years, and a life safety level for structural and nonstructural elements for a maximum earthquake with a return period of 2475 years.

*Key words:* Seismic performance, nonlinear static analysis, nonlinear time-history analysis, capacity curve, demand level, plastic rotula, operational level hysteresis, life safety, drifts.

## INTRODUCCIÓN

La ciudad de Tacna esta propensa a sufrir un sismo de gran magnitud debido a la acumulación de energía que se extiende desde Ilo hasta la ciudad de Antofagasta en Chile, debido a esto resulta de un interés especial saber cuál será el comportamiento en el rango no lineal de las edificaciones esenciales como son los centros de salud, puesto que estos deberían mantenerse operativas resguardando la integridad de las personas y sirviendo como refugio en caso de un sismo de gran magnitud.

El trabajo que se presenta busca determinar cuál será el desempeño sísmico de una edificación de salud de primer nivel en la ciudad de Tacna frente a diferentes niveles de intensidad sísmica para lo cual se optará por los métodos de análisis no lineal estático – Pushover y análisis no lineal tiempo historia, siguiendo los lineamientos basados en el ASCE 41-17, VISION 2000, HAZUS, recomendaciones del NIST y el ACI 318- 19 para determinar el nivel de desempeño de la edificación de salud de primer nivel, debido a que la norma peruana E.0.30 no presenta métodos para verificar el nivel de desempeño de las edificaciones.

Esta investigación beneficiara al personal y población que acude al centro de salud de primer nivel, además de tener un aporte metodológico para futuras investigaciones.

El presente trabajo consta de cinco capítulos, en el primer capítulo se aborda el planteamiento del problema, los objetivos, hipótesis, justificación y limitaciones, en el segundo capítulo presentamos el marco teórico necesario que se usó para desarrollar el tema en investigación, el capítulo tres consta del marco metodológico mostrando las herramientas necesarias, el capítulo cuatro muestra el análisis y discusión de los resultados hallados y finalmente el capítulo cinco se describe las conclusiones y recomendaciones del proyecto de investigación.

# **CAPÍTULO I**

## **ASPECTOS GENERALES**

### 1.1 ANTECEDENTES

Gresia (2019) en la tesis “Evaluación y comparación del desempeño sísmico de 3 edificaciones duales de concreto armado de diferentes alturas” tiene como objetivo evaluar y comparar el desempeño sísmico de edificaciones duales de concreto armado de 6, 10 y 15 niveles. Para conseguir los objetivos propuestos el autor realizó una caracterización de los edificios y el análisis sísmico de acuerdo a la Norma Técnica Peruana E.030, el diseño por resistencia de los elementos estructurales como columnas y vigas, para posteriormente realizar el análisis estático no lineal, determinar el punto de desempeño según las indicaciones del ATC-40 y verificar el nivel de desempeño según lo propuesto por VISION 2000. Finalmente, el autor concluye que las 3 edificaciones cumplen con los objetivos de desempeño, resaltando que el diseño basado en desempeño permite obtener un comportamiento predecible de las estructuras a diferentes solicitaciones sísmicas.

Moreno (2021) en la tesis “Evaluación del desempeño sísmico en el rango inelástico de una estructura esencial de concreto armado con disipadores de fluido viscoso” tiene como uno de sus objetivos calificar el desempeño sísmico en base a derivas de entrepiso de un hospital con disipadores de fluido viscoso frente a un sismo de

diseño. Para cumplir el objetivo el autor realizó el modelamiento en el rango no lineal y la colocación de disipadores de fluido viscoso usando análisis dinámico no lineal tiempo historia con diferentes registros sísmicos. De los resultados obtenidos se vio una significativa reducción de derivas y un nivel desempeño funcional de acuerdo al estado final de deformaciones de la estructura. Finalmente, el autor destaca que el uso de propiedades no lineales permite ubicar la formación de rótulas plásticas y comprender las metodologías de diseño actual enfocadas a dar mayor ductilidad a las estructuras.

Huerta (2022) en la tesis “Desempeño sísmico de edificios multifamiliares de muros estructurales aplicando el método de espectro de capacidad” tiene como objetivo aportar conocimiento sobre la influencia de los muros estructurales en el diseño por desempeño de edificaciones multifamiliares en zonas de alto peligro sísmico. Para lo cual realizó el modelado computacional de cuatro edificios considerando la inelasticidad de los elementos, verificación de derivas y cálculo del punto de desempeño de las estructuras con el método de espectro de capacidad según las recomendaciones del comité VISION 2000. De los resultados se observa que el efecto  $P-\Delta$  se encuentra entre los valores 0.42% y 1.00% por lo que es despreciable, además en los 4 edificios la rigidez efectiva fue mayor en la dirección donde había mayor concentración de muros estructurales. Finalmente, el autor concluye que los 4 edificios presentan un buen desempeño tanto para sismos de diseño y máximos.

Tunque & Colos (2020) en la tesis denominada “Evaluación del desempeño sísmico del pabellón de Geología – UNSA” tuvieron como objetivo evaluar el desempeño sísmico de una edificación esencial categoría A2. Para ello, los autores realizaron el análisis estático no lineal para obtener la curva de capacidad y rotulas plásticas según las recomendaciones del ASCE 41-13 y ASCE 41-17. Además, determinaron el punto de desempeño mediante el Método de Espectro de Capacidad. Finalmente, los autores resaltan que la edificación al incursionar en el rango no lineal, los muros son los primeros en fallar desarrollando fluencia por flexión acorde a la tipología estructural, además concluyen que la edificación presenta un nivel de desempeño de ocupación inmediata para un sismo de diseño, y un nivel de seguridad de vida para el caso de un sismo máximo, cumpliendo así los objetivos de desempeño dados por la ATC-40.

Cahuana & Ccaso (2021) en la tesis titulada “Desempeño sísmico aplicando el análisis estático no lineal (Pushover) del módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021” realizaron un análisis estático lineal según las indicaciones de la Norma E.030 para posteriormente realizar el análisis estático no lineal, según las indicaciones dadas por el comité VISION 2000, ATC-40 y ASCE 41-17. Para la modelación utilizaron propiedades no lineales de los materiales, rótulas tipo fibra para las columnas, y rótulas concentradas para el caso de vigas y muros. El punto de desempeño lo determinaron mediante el método de coeficientes del ASCE 41-17 y la evaluación según los objetivos de desempeño del comité VISION 2000.

Finalmente, los autores concluyen que la edificación no cumple con los objetivos de desempeño para el caso de edificaciones esenciales, dando énfasis al eje Y de la edificación donde los niveles de desempeño son colapso frente a un sismo raro y muy raro, esto debido a una mala ubicación de los muros de albañilería confinada produciendo irregularidad torsional en el eje Y.

Merma (2018) en la tesis “Evaluación por desempeño de una edificación multifamiliar diseñada con y sin disposiciones especiales para diseño sísmico, mediante un análisis estático no lineal” tiene como objetivo comparar el comportamiento sísmico de un diseño con disposiciones especiales frente a un diseño convencional. En esta investigación se crearon dos modelos inelásticos y mediante el análisis estático no lineal se compararon las curvas de capacidad, desplazamientos máximos, y niveles de desempeño empleando la norma ATC 40. Finalmente, el autor concluye que con las disposiciones especiales para diseño sísmico se logra una mayor capacidad de ductilidad lo que permitirá reducir el índice de daños durante un sismo severo, además se cumplieron los objetivos de desempeño de la ATC-40 resaltando la importancia del análisis no lineal ya que los métodos elásticos de diseño no permiten conocer y cuantificar su aporte en el diseño sísmico.

## 1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El cinturón de fuego del pacífico es la zona de mayor actividad sísmica en la Tierra, ocasionando alrededor del 90% de los terremotos y el 81% de los terremotos más grandes del mundo (Jang et al., 2015). En particular, los terremotos en zonas de subducción son los más devastadores, siendo capaces de liberar una vasta cantidad de energía y causar daños severos como el colapso de edificaciones, pérdidas económicas y pérdidas humanas, así como posible peligro de tsunamis (Wirth et al., 2022).

Teniendo como ejemplo lo mencionado por Sánchez & Clavijo (2011), quienes destacaron que el terremoto de Tohoku, Japón (2011) de magnitud momento (Mw) 9.0, ocasionó una intensa sacudida sísmica seguido de un tsunami con olas de más de 25 metros e inundación en varias prefecturas, desencadenando el colapso de infraestructuras, incendios, crisis nuclear y emergencia por posible radiación ionizante debido a los severos daños de las centrales nucleares, cifras de fallecidos y desaparecidos que superaron los 28 000 y costos de recuperación que superaron los 300 000 millones de dólares.

Históricamente en el Perú la mayor cantidad de sismos son generados por la subducción de la Placa de Nazca con la Sudamericana, como es el caso del sismo del 23 de junio del 2001, donde se vieron afectadas las ciudades de Arequipa, Moquegua y Tacna, ocasionando la muerte de 75 personas, 700 heridos y alrededor

de 200 000 damnificados, siendo alarmante que este evento no guarda relación con el sismo ocurrido en agosto de 1868, por lo que existe una zona de acumulación de energía que se extiende desde Ilo hasta la ciudad de Antofagasta en Chile (Tavera et al., 2006).

De lo mencionado anteriormente se ve la necesidad de contar con un adecuado diseño sismorresistente que permita a las edificaciones soportar sismos de gran magnitud e intensidad; a nivel internacional normas como el ACI 318-19, ASCE 41-17 y guías como el TBI (2017), LATBSDC (2020) y la ACHISINA (2017), se basan en criterios de desempeño que no solo permiten que la estructura no colapse, sino diseñar edificaciones que presenten un comportamiento predecible ante diferentes intensidades sísmicas y se mantengan operativas según la funcionalidad de la edificación reduciendo así los gastos por reparación o posible demolición.

En el caso de Perú, la norma de Diseño Sismorresistente contempla ciertos criterios de desempeño como es el apartado donde se menciona que las edificaciones esenciales deben permanecer en condiciones operativas, siendo el problema que la misma norma al estar basada en fuerzas no estipula una metodología para indicar el nivel de daño y su operatividad cuando incurra en el rango no lineal, así como la evaluación de edificaciones existentes, siendo esta la interrogante de la presente investigación.

Bajo este sentido, el presente trabajo de investigación busca evaluar el desempeño sísmico del Centro de Salud Metropolitano, categorizado como una edificación esencial A2, para lo cual se realizarán metodologías basadas en el análisis no lineal con el fin de verificar el nivel de desempeño de la estructura ante distintas intensidades de sismo.

### 1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

#### 1.3.1 Interrogante general

¿Cuál es el desempeño sísmico de la edificación de salud de primer nivel en la ciudad de Tacna frente a diferentes niveles de intensidad sísmica?

#### 1.3.2 Interrogantes específicas

¿El análisis sísmico y diseño por resistencia de la edificación de salud de primer nivel cumplirá con los requisitos de la normativa peruana?

¿Cómo aplicar el análisis no lineal estático y análisis no lineal dinámico para determinar el nivel desempeño de la edificación de salud de primer nivel?

¿Cómo se genera el mecanismo de falla de la edificación de salud de primer nivel frente a diferentes niveles de intensidad sísmica?

## 1.4 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS

### 1.4.1 Hipótesis general

La edificación de salud de primer nivel en la ciudad de Tacna cumplirá con los objetivos de desempeño a diferentes niveles de intensidad sísmica.

### 1.4.2 Hipótesis específicas

El análisis sísmico y diseño por resistencia de la edificación de salud de primer nivel cumplirá con los requerimientos de la normativa peruana.

La aplicación del análisis no lineal estático y análisis no lineal dinámico permitirán determinar el desempeño sísmico de la edificación de salud de primer nivel.

La edificación de salud de primer nivel presentará un mecanismo de falla dúctil permitiendo la deformación en el rango no lineal y la formación de rótulas plásticas.

## 1.5 JUSTIFICACIÓN

Existe conveniencia para desarrollar este trabajo en vista que, ante la espera de un evento sísmico de gran magnitud resulta de especial interés conocer el comportamiento en el rango no lineal de las edificaciones frente a fuertes sollicitaciones sísmicas.

La presente investigación se justifica en razón que la norma E.030 no presenta métodos para verificar el nivel de desempeño de las edificaciones, por lo cual se ve

necesario utilizar métodos basados en análisis no lineales que permitan obtener mayor información y entendimiento de la edificación cuando incurra en el rango inelástico.

Desde un punto de vista social, la investigación beneficiará al personal del Centro de Salud Metropolitano y a la población que acude al establecimiento, puesto que, se evaluará si la edificación se mantendrá operativa resguardando la integridad de las personas y sirviendo como refugio en caso de un desastre.

Por otra parte, esta investigación tiene un aporte metodológico, ya que los métodos implementados para la evaluación del desempeño pueden ser aplicados a nivel nacional en futuras investigaciones.

Por último, la investigación pretende aportar información sobre la eficacia del diseño prescriptivo de la edificación cuando esta sea sometida a diferentes niveles de intensidad sísmica.

## 1.6 DEFINICIÓN DE LOS OBJETIVOS

### 1.6.1 Objetivo general

- Evaluar el desempeño sísmico de una edificación de salud de primer nivel en la ciudad de Tacna frente a diferentes niveles de intensidad sísmica usando análisis no lineales.

### 1.6.2 Objetivos específicos

- Verificar el análisis sísmico lineal y diseño por resistencia de la edificación de salud de primer nivel.
- Aplicar el análisis no lineal estático y el análisis no lineal dinámico para determinar el nivel desempeño sísmico de la edificación de salud de primer nivel.
- Determinar el mecanismo de falla de la edificación de salud de primer nivel frente a diferentes niveles de intensidad sísmica.

## 1.7 DEFINICIÓN DE VARIABLES

### 1.7.1 Identificación de variables

- Edificación de salud de primer nivel
- Desempeño sísmico

### 1.7.2 Caracterización de las variables

#### a) Variable independiente

- Edificación de salud de primer nivel: Según la norma E.030 (SENCICO, 2018), son aquellos establecimientos de salud pertenecientes a la categoría A2, los cuales deben mantenerse en condiciones operativas luego de un sismo severo.

#### b) Variable dependiente

- Desempeño sísmico: Metodología de diseño mediante la cual se busca conocer y controlar el nivel de daño de forma explícita para lo cual se establecen objetivos de desempeño según la importancia de la edificación.

### 1.7.3 Medición operacional de las variables

- Edificación de salud de primer nivel: Se determina a partir del sistema estructural, las propiedades de los materiales y secciones de los elementos.
- Desempeño sísmico: Se determina a partir de métodos basados en el análisis estático no lineal (pushover) como el método de espectro capacidad o el método de coeficientes; así como en el análisis dinámico no lineal mediante el uso de registros sísmicos, ambos mediante un modelo computacional en el software ETABS.

## 1.8 ALCANCES Y LIMITACIONES

### 1.8.1 Alcances

- La presente investigación hace uso del análisis estático no lineal (pushover) y análisis dinámico no lineal, así como metodologías basadas en el ASCE 41-17, VISION 2000, HAZUS, recomendaciones del NIST y el ACI 318-19 para determinar el nivel de desempeño de la edificación de salud de primer nivel.
- El modelo matemático se realizará en el software ETABS V.20, puesto que permite realizar las configuraciones para definir la no linealidad de los materiales y la asignación de rótulas plásticas de manera práctica, así mismo se empleará hojas de cálculo en Excel y Mathcad para mostrar los resultados.

### 1.8.2 Limitaciones

- El presente estudio se aplica únicamente para el caso del Centro de Salud Metropolitano siendo una estructura con sistema de muros estructurales, sin embargo, la metodología empleada puede ser aplicada en futuras investigaciones
- Los datos obtenidos están basados en la revisión de los planos y expediente técnico.

- El modelo matemático de la estructura no incluye los efectos producidos por la interacción suelo - estructura y el efecto P-delta.
- Se ve limitado la cantidad de registros sísmicos en la zona de estudio, por tal motivo se hará uso de registros sísmicos históricos de otras zonas del Perú.
- Los resultados de la investigación están enfocados en determinar el nivel de desempeño, en ese sentido no se elaborará la curva de fragilidad de colapso de la estructura y el costo de reparación anual, puesto que requieren mayor cantidad de datos y están enfocados a un desempeño basado en recursos.

## **CAPÍTULO II**

### **MARCO TEÓRICO**

#### 2.1 DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

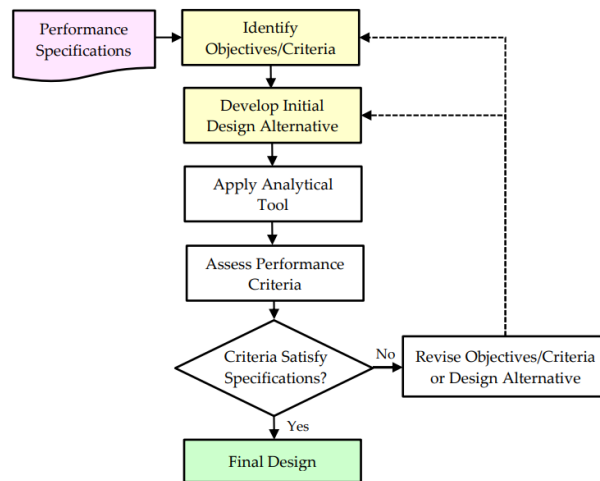
En términos generales el Diseño Basado en Desempeño o “*Performance-Based Design*” (PBD) debe entenderse como una metodología la cual busca controlar el daño a través de objetivos determinados según la funcionalidad de la edificación. El Applied Technology Council [ATC-40] (1996), define al diseño basado en desempeño como una metodología en la cual los criterios estructurales son expresados en términos de lograr un objetivo de desempeño, en contraste con el método convencional en el que los criterios estructurales se definen por los límites de fuerza en sus elementos que resultan de un nivel prescrito de fuerza cortante aplicada.

De manera similar VISION 2000 (SEAOC, 1995) define a la ingeniería basada en desempeño como la selección de criterios, sistema estructural apropiado, proporcionalidad y detallado de una estructura y sus componentes no estructurales y contenido, para asegurar y controlar calidad de la construcción y mantenimiento para cada nivel especificado de movimiento sísmico, con niveles definidos de confiabilidad.

Easa & Yan (2019), en su artículo sobre el estado del arte del análisis basado en desempeño (PBA), mencionan que el diseño normativo asume que los objetivos de seguridad están definidos implícitamente, en contraste con el PBA que requiere la definición explícita de objetivos de desempeño como se muestra en la figura 1, así mismo dan una definición más general del PBA como la práctica de pensar y trabajar en términos del producto final, concepto que puede ser aplicado en cualquier etapa de proyecto, planificación, diseño, operación y gestión.

**Figura 1**

*Proceso típico de un análisis basado en desempeño*



*Nota.* Tomado de Easa & Yan (2019).

Además, resaltan que en el campo de la ingeniería sísmica el PBA se encuentra bien implementado hace décadas denominado como “Performance Based Seismic

Design” (PBSD), contando con una base sólida en guías y códigos de diseño, mientras que en otras áreas como ingeniería de transportes e ingeniería ambiental se encuentra en desarrollo y aparecen esporádicamente en algunas aplicaciones (Easa & Yan, 2019).

## 2.2 CONTEXTO HISTÓRICO Y ENFOQUE ACTUAL DEL DISEÑO BASADO EN DESEMPEÑO

El diseño basado en desempeño surge en razón de lo acontecido en los sismos de M6.7 Northridge (1994) y M7.2 Kobe (1995), donde el nivel de daño de las estructuras, pérdidas económicas y costos de reparación fueron inesperadamente altos (Ghobarah, 2001).

La SEAOC mediante el comité VISION 2000 establecido en 1992, desarrolló un marco conceptual de procedimientos que encaminen al diseño de estructuras con un desempeño sísmico predecible y sea capaz de acomodarse a múltiples objetivos de desempeño, publicando así el documento “*Performance Based Seismic Engineering of Buildings*” (SEAOC, 1995), donde presentan los conceptos y niveles de desempeño de sistemas estructurales y no estructurales, sugiriendo además aplicar los principios de diseño por capacidad para un mecanismo de falla dúctil (Ghobarah, 2001).

En el documento presentado por la ATC-40 (1996), se limita a la evaluación y adecuación de edificaciones existentes de concreto armado e introduce el método

de espectro de capacidad, luego la Agencia Federal de Gestión de Amenazas (FEMA) a través de los documentos FEMA 273 y FEMA 274 (1997) presentan una variedad de objetivos de desempeño con movimientos del terreno probabilísticos asociados, y propone límites de deriva para varios sistemas estructurales.

En el año 2000 se publica el FEMA 356 siendo la actualización del FEMA 273 y FEMA 274, introduciendo el método de coeficientes y en vista que muchos ingenieros hicieron uso tanto del método de espectro capacidad como el método de coeficientes, se emitieron reportes indicando la diferencia en cuanto a la estimación de la demanda de desplazamiento. En este sentido se publica el FEMA-440 (2005) con las correcciones de los métodos y un mejor entendimiento de los conceptos y directrices aplicables a la evaluación de las edificaciones.

Por otro lado, la Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles (ASCE) presentó el ASCE-SEI 31-03 (2003) con actualizaciones en el ASCE-SEI 41-06 (2006) desarrollada a partir del FEMA 356, ASCE-SEI 41-13 (2013) y ASCE-SEI 41-17 (2017), donde se enfoca en el método de los coeficientes y se plantea un proceso de tres etapas para la evaluación sísmica.

Así mismo se fue implementando la metodología de desempeño para edificios nuevos de gran altura teniendo como referencia al TBI (2017) y LATBSDC (2020).

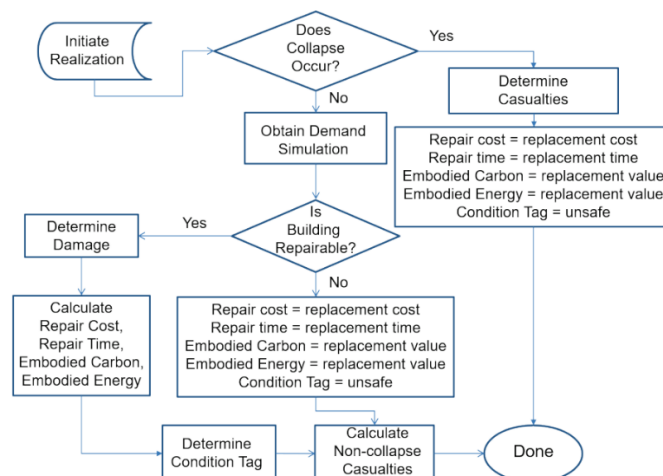
Las normas y guías anteriormente mencionadas están referidas al diseño por desempeño de primera generación estableciendo niveles de daño discretos para un

nivel de peligro sísmico especificado, teniendo limitaciones en cuanto a comunicar en términos entendibles el desempeño a las demás partes interesadas para la toma de decisiones, en este sentido el FEMA P-58 (2018) expresa el desempeño en probabilidad de daño, costos de reparación y reemplazo, tiempo de reparación, y demás consecuencias asociadas como muestra la figura 2.

Así pues, el PBD se está ampliando a un diseño basado en resiliencia (RBD) donde la estructura es parte de un escenario más amplio de un sistema multidisciplinario, considerando el impacto en la sociedad y tiempo para recuperar su funcionalidad luego de un desastre (Ademovic & Ibrahimbegovic, 2020).

**Figura 2**

*Diagrama de flujo para evaluar el desempeño de segunda generación*



*Nota.* Tomado de FEMA P-58 (2018).

### 2.3 APLICACIONES DEL ANÁLISIS BASADO EN DESEMPEÑO EN LA INGENIERÍA CIVIL

Si bien el diseño basado en desempeño se encuentra establecido en la ingeniería sísmica, existen otras potenciales áreas de la ingeniería civil donde se puede aplicar esta metodología.

Easa & Yan (2019), mencionan que existen potenciales uso de esta metodología no solo en la etapa de diseño, sino también en la planificación, construcción, operación y gestión.

La tabla 1 muestra posibles aplicaciones futuras, donde se indica que las oportunidades en ingeniería de transporte son enormes, puesto que, con las ciudades inteligentes se adoptará nuevas tecnologías de transporte, así como en pavimentos y transporte aéreo. También se muestra aplicaciones en estructuras hidráulicas, vertederos, así como la mejora de la arquitectura en sistemas de evacuación.

Las ventajas que conlleva el análisis basado en desempeño están en lograr el desempeño deseado con confianza y fiabilidad demostradas. Además, debido a que los objetivos de desempeño son explícitamente definidos, PBA permite a los responsables de tomar decisiones seleccionar el nivel de desempeño apropiado que satisfaga los criterios aplicables. Y dado que el desempeño es evaluado directamente como parte del proceso de diseño, PBA promueve la investigación e innovación, y el uso de nuevas soluciones de diseño (nuevos materiales y sistemas).

Estas ventajas dan al analista la libertad de solucionar problemas más complicados con mejores herramientas (Easa & Yan, 2019).

**Tabla 1**

*Potenciales aplicaciones de análisis basado en desempeño (PBA)*

Civil Engineering Field	Application Area	System Element Already Modeled	Potential PBA Application or Consideration
Transportation engineering	Highway transportation	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Traffic lights (yellow, LT offset)</li> <li>- Roundabout design</li> <li>- Uncontrolled intersections (SD)</li> <li>- Stop-controlled intersections (SD)</li> <li>- Railroad crossings (SD)</li> <li>- Horizontal alignments (safety)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Pedestrian crossing (SD)</li> <li>- Two-lane highways (SD)</li> <li>- Truck escape ramp design</li> <li>- Dilemma zone at traffic lights</li> <li>- Roundabout design</li> <li>- Transportation logistics</li> <li>- Autonomous vehicles</li> </ul>
	Pavements	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Aggregate blending</li> <li>- Asphalt mixture design</li> <li>- Pavement design</li> <li>- Thermal cracking prediction</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Combined pavement failure modes</li> <li>- LID for improving drainage</li> <li>- Thermal effect under all weather conditions</li> <li>- Recycled aggregates</li> </ul>
	Air transportation	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Terminal operation</li> <li>- Route planning in terminal</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Noise modeling</li> <li>- Trajectory negotiation</li> <li>- Performance with big data analytics</li> <li>- Facility location within existing system</li> </ul>
Environmental engineering	Water structures	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Breakwater</li> <li>- Water channel cross section</li> <li>- Dams, River, Port dredging</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Artificial island</li> <li>- Offshore windmill, data barges</li> <li>- Offshore oil rig, sea dikes</li> <li>- Ocean wave hazard</li> <li>- Resilience of built environment to natural hazard</li> </ul>
	Landfills	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Composite liners</li> <li>- Cover systems</li> <li>- Landfill gas collection for monitoring methane/odour emission</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Landfill mining</li> <li>- Air injection / gas extraction wells</li> <li>- Other landfills: coal mine waste, earthquake generated debris</li> </ul>
	Building architecture	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evacuation routes and paths</li> <li>- Exit, stairs and egress for atrium</li> <li>- Library, stadium, gallery, building</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Human behavioral effect</li> <li>- Communication and hearing effect</li> <li>- Design for disabilities and sclerosis</li> <li>- Landscape architecture</li> </ul>
	Urban energy	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Window size and material</li> <li>- Building geometry &amp; orientation</li> <li>- Shading overhang</li> <li>- Glazing and the wall conductivity</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Local microclimate and energy demand</li> <li>- Building cluster, district and city</li> <li>- Building occupants' behavior model</li> <li>- Access to measured building energy use</li> </ul>
Structural engineering	Buildings (earthquake-based)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Wall structure</li> <li>- Steel frame, Wood frame</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Evaluation of special structures</li> <li>- Integrated soil/rock-structure interaction</li> <li>- Structures with non-rigid connection</li> <li>- Skyscraper</li> <li>- Carbon fire exterior rods</li> <li>- Non-building structures</li> </ul>
	Buildings (wind-based)	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tall building</li> <li>- Steel frame</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Wind and acoustics</li> <li>- Wind energy in built environment</li> <li>- Sports aerodynamics</li> </ul>
	Bridges	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Reinforced concrete</li> <li>- Steel arch, Column bents</li> <li>- Truss, cantilever</li> <li>- Suspension, bridge</li> <li>- Cable-stayed bridge</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Abutment bridge</li> <li>- Automatic bridge</li> <li>- Bascule bridge</li> <li>- Floating bridge</li> <li>- High speed rail effect</li> <li>- Integral abutment bridge</li> <li>- Use of mage-based systems</li> </ul>

*Nota.* LID=Desarrollo de bajo impacto, SD=Distancia de visión. Adaptado de Easa & Yan (2019).

## 2.4 NIVELES DE DESEMPEÑO

### 2.4.1 Niveles de desempeño según ATC-40

El ATC-40 (1996) presenta diferentes niveles de desempeño tanto para elementos estructurales como no estructurales.

#### 2.4.1.1 Niveles de desempeño para elementos estructurales

Los niveles están representados por la abreviación SP-n, donde SP se refiere a desempeño estructural y n es varía en el rango de 1 al 6.

- Ocupación inmediata (SP-1):

El nivel correspondiente al daño estructural es muy limitado, el sistema estructural resistente a fuerza vertical y lateral mantiene casi todas sus propiedades y capacidades antes al sismo, permitiendo que la estructura continúe funcionando con normalidad.

- Control de daño (SP-2):

Rango intermedio entre ocupación inmediata y seguridad, donde se espera un daño recuperable, pero sin poner en peligro las vidas humanas.

- Seguridad de vida (SP-3):

Se presentan daños significativos sin llegar al colapso de la estructura, los principales elementos estructurales se mantienen, pero existe riesgo dentro y fuera del edificio, pudiendo existir heridos ya sea al interior o exterior del edificio, pero siendo el riesgo de vida de las personas muy bajo. La

reparación de la edificación debe ser antes de la ocupación pudiendo ser esta factible o no desde el punto de vista económico.

- Seguridad limitada (SP-4):

Este nivel se encuentra entre el rango de seguridad de vida y estabilidad estructural, pudiendo ser necesario un análisis y posterior reforzamiento de los elementos estructural para así asegurar el nivel de seguridad de los ocupantes.

- Estabilidad estructural (SP-5):

Como su nombre lo indica la estabilidad estructural está comprometida, estando sus elementos estructurales muy dañados perdiendo rigidez y resistencia, poniendo a la edificación al límite del colapso parcial o total. Este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total, pudiendo ser muy poco factible su reparación.

- No considerado (SP-6):

Útil solo para poder realizar evaluaciones de los daños de los elementos no estructurales, siendo no considerado como un nivel de desempeño.

#### 2.4.1.2 Niveles de desempeño para elementos no estructurales

Los niveles están representados por la abreviación NP-n, donde NP se refiere a desempeño no estructural y n es una letra.

- Operacional (NP-A):  
Nivel en el cual los sistemas y elementos no estructurales no sufren daños, estando funcionales y en su sitio posterior al sismo.
- Ocupación inmediata (NP-B):  
Aunque los componentes, sistemas y elemento no estructurales permanecen en su sitio, presentan pequeñas interrupciones que no comprometerán el funcionamiento de maquinarias y equipos. Esto no compromete la ocupación del edificio, garantizando la seguridad de sus usuarios.
- Seguridad (NP-C):  
Los elementos no estructurales pueden llegar a sufrir daños graves, pero sin que estos lleguen al colapso ni pongan en peligro la vida de las personas.
- Peligro reducido (NP-D):  
En este nivel los elementos no estructurales, sistemas y contenidos sufren grandes daños, pero no llegando al colapso de estas.
- No considerado (NP-E):  
Este no se considera como un nivel de desempeño, pero es usado cuando se requiere decir que no se han evaluado los elementos no estructurales.

### 2.4.1.3 Niveles de desempeño para estructuras

Para poder evaluar el desempeño de la estructura es conveniente ver la combinación de los rangos de desempeño tanto de los elementos estructurales como no estructurales, de esta manera se presenta el comportamiento global de la edificación, como se aprecia en la tabla 2.

- Operacional (1-A):

Nivel en el que los daños son muy restringidos no poniendo en peligro la funcionalidad del edificio tanto a los elementos estructurales y no estructurales, las reparaciones son menores llevándose a cabo sin perturbar la funcionalidad de la edificación.

- Ocupación inmediata (1-B):

Corresponde a los espacios y sistemas de la edificación sean razonablemente utilizables posterior a la sollicitación sísmica, sin embargo, no necesariamente se da la continuidad de todos los servicios.

- Seguridad (3-C):

En este nivel los daños en ellos elementos estructurales y no estructurales, son reducidos, garantizando la seguridad de las personas.

- Estabilidad estructural (5-E):

Nivel en el que los elementos que resistentes las cargas laterales están al borde del colapso frente a posibles replicas, pero los elementos que resisten las cargas verticales siguen garantizando la continuidad de la edificación,

en este nivel se requiere que los ocupantes abandonen totalmente el edificio debido al alto peligro que este representa.

**Tabla 2**

*Niveles de desempeño de las estructuras*

Niveles de desempeño de elemento no estructural	Niveles de desempeño de elemento estructural					
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
<b>NP-A</b> Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
<b>NP-B</b> Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
<b>NP-C</b> Seguridad de vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de vida	4-C	5-C	6-C
<b>NP-D</b> Riesgo reducido	NR	NR	3-D	4-D	5-D	6-D
<b>NP-E</b> No considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No aplicable

*Nota.* NR: Combinación no recomendada. Adaptado de ATC-40 (1996).

#### 2.4.2 Nivel de desempeño según VISION 2000

En la tabla 3 se muestra los niveles de desempeño definidos por VISION 2000 (SEAOC, 1995).

**Tabla 3**

*Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño*

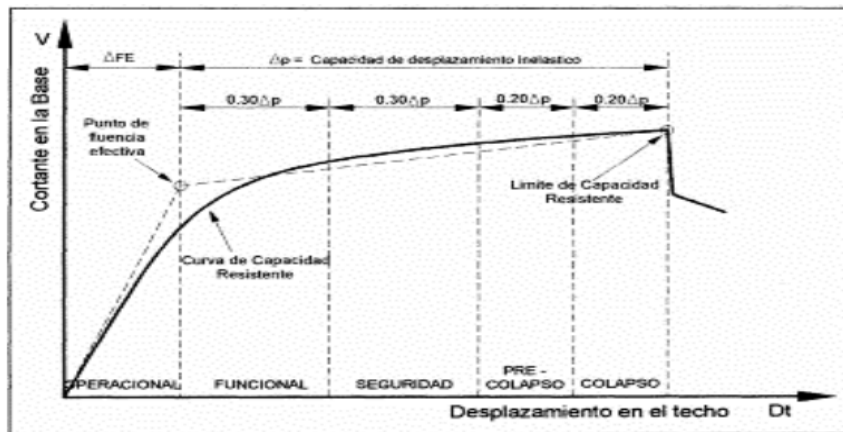
Nivel de desempeño	Estado de daño	Descripción
Totalmente operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan normalmente.
Operacional	Leve	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. El edificio puede ser utilizado normalmente luego de pequeños arreglos.
Seguridad de vida	Moderado	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones y reforzamiento
Prevención de colapso	Severo	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio
Colapso	Completo	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

*Nota.* Adaptado de VISION 2000 (SEAOC, 1995).

Para poder definir los niveles de desempeño globales, VISION 2000 sectoriza la curva de capacidad como muestra la figura 3.

**Figura 3**

*Sectorización de curva de capacidad para niveles de desempeño*



*Nota.* Adaptado de VISION 2000 (SEAOC, 1995).

También propone límites de deriva mostrados en la tabla 4.

**Tabla 4**

*Desplazamiento objetivo máximo*

Nivel de desempeño	Deriva (%)
Totalmente Operacional	$\leq 0.2$
Operacional	$\leq 0.5$
Seguridad de Vida	$\leq 1.5$
Pre Colapso	$\leq 2.5$
Colapso	$> 2.5$

*Nota.* Adaptado de VISION 2000 (SEAOC, 1995).

## 2.5 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

Los objetivos de desempeño sísmico para realizar el diseño nacen cuando se desea un determinado nivel de desempeño frente a un movimiento sísmico esperado, para poder elegir correctamente los objetivos de desempeño se deberá tener en consideración la ocupación, las funciones de la edificación, consideraciones económicas, los costos de interrupción de los servicios que brinda la edificación (Bertero & Bertero, 2002).

La propuesta del ATC-40 (1996) permite dar la opción de plantear varios objetivos en función a combinaciones de los niveles de desempeño frente a movimientos sísmicos de diseño tal como se muestra en la tabla 5.

**Tabla 5**

*Objetivo de seguridad básica*

Nivel de sismo de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE	X	NA	NA	NA
Sismo de Diseño, DE	X	X	X	NA
Sismo Máximo, ME		X	X	X

*Nota.* Tomado de ATC-40 (1996).

Otras de las propuestas es la que plantea el SEAOC (1995), que clasifica a las edificaciones en 3 grupos tal y como se muestra en la tabla 6.

**Tabla 6***Objetivos de desempeño*

		Niveles de desempeño			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Cerca al colapso
NIVEL DE SISMO DE DISEÑO	Frecuente (43 años)				
	Ocasional (72 años)				
	Raro (475 años)				
	Muy raro (970 años)				

*Nota.* Tomado de SEAOC (1995).

## 2.6 NIVELES DE DEMANDA

Se define cuatro niveles de sismo tal cual se muestra en la tabla 7.

**Tabla 7***Niveles de demanda sísmica*

Nivel se sismo de diseño	Tiempo de retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocupacional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	970 años	10% en 100 años

*Nota.* Tomado de SEAOC (1995).

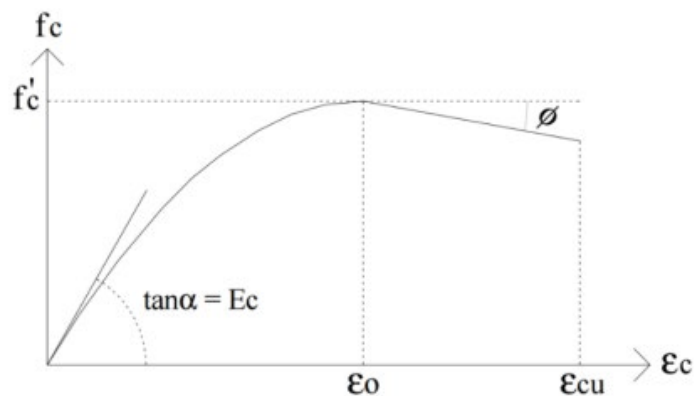
## 2.7 MODELOS CONSTITUTIVOS DE LOS MATERIALES

### 2.7.1 Modelo de Hognestad – Concreto no confinado

Hognestad (1951), propone su modelo en base a una parábola que consta de dos ramas tal y como se muestra en la figura 4.

#### Figura 4

*Curva esfuerzo – deformación de modelo concreto no confinado*



*Nota.* Tomado de Hognestad (1951).

La primera parte es una parábola de segundo orden el cual llega hasta la resistencia máxima, está determinada por la ecuación 1.

$$f_c = f'_{cc} \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_o} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_o} \right)^2 \right], 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_o \quad (1)$$

La segunda parte de la curva es una recta, representada mediante la siguiente ecuación.

$$f_c = f'_{cc} \left[ 1 - 0.15 \left( \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_o}{\varepsilon_{max} - \varepsilon_o} \right)^2 \right], \varepsilon_c \geq \varepsilon_o \quad (2)$$

Donde:

$E_c$ : modulo de elasticidad del concreto no confinado

$\varepsilon_c$ : deformacion unitaria del concreto

$\varepsilon_o$ : deformacion unitaria asociada a la resistencia maxima a compresion

$\varepsilon_{max}$ : deformacion ultima del concreto 0.0038

### 2.7.2 Modelo de Mander – Concreto confinado

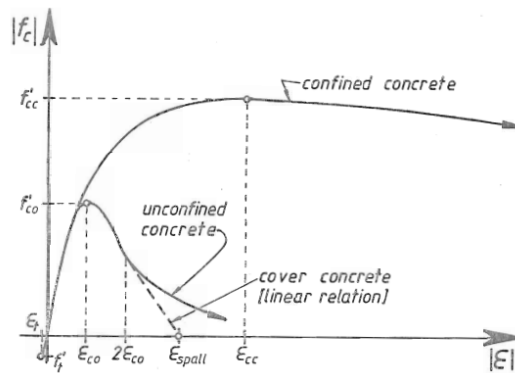
Según Mander et al. (1988), las regiones donde se generan las rotulas plásticas de las columnas de edificios y pilares de puentes, se tienen que confinar por medio de acero transversal ya sea en espiral o rectangular a fin de confinar el concreto comprimido para de esta manera dotarlos con la ductilidad necesaria y asegurar que los movimientos generados por grandes terremotos no causen el colapso.

- Curva esfuerzo deformación para el concreto a compresión

El modelo de Mander et al. (1988), considera que al confinar el núcleo del concreto este tiende a ganar una mayor capacidad para deformarse  $\varepsilon_c$  y también aumenta la resistencia del concreto a compresión tal y como se aprecia en la figura 5.

**Figura 5**

*Curva esfuerzo – deformación del concreto*

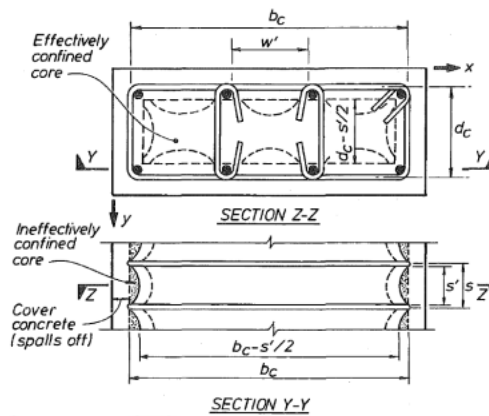


*Nota.* Tomado de Mander et al. (1988).

- Coeficiente de confinamiento efectivo para secciones rectangulares

**Figura 6**

*Núcleo efectivo confinado para estribos rectangulares*



*Nota.* Tomado de Mander et al. (1988).

$$A_c = b_c d_c \quad (3)$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{st}}{A_c} \quad (4)$$

$$A_{cc} = A_c (1 - \rho_{cc}) \quad (5)$$

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

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (7)$$

Donde:

$b_c$ : Lado mayor al eje del estribo

$d_c$ : Lado menor al eje del estribo

$A_c$ : Area del nucleo de la seccion

$A_{st}$ : Area total de acero longitudinal

$\rho_{cc}$ : Cuantia del nucleo de la seccion

$A_{cc}$ : Area de concreto confinado

$s'$ : Espacio vertical libre entre la espiral o estribo

$A_e$ : Area efectiva del nucleo confinado

$w'$ : Ancho libre entre barras longitudinales

$n$ : Numero de barras longitudinales

$k_e$ : Coeficiente efectivo de confinamiento

- Esfuerzo lateral efectivo para secciones rectangulares

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{d_c s} \quad (8)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{d_c s} \quad (9)$$

$$f_{lx} = \rho_x f_y \quad (10)$$

$$f_{ly} = \rho_y f_y \quad (11)$$

$$f'_{lx} = k_e f_{lx} \quad (12)$$

$$f'_{ly} = k_e f_{ly} \quad (13)$$

Donde:

$A_{sx}$ : Area de acero transversal en X

$A_{sy}$ : Area de acero transversal en Y

$b_c$ : Lado mayor al eje del estribo

$d_c$ : Lado menor al eje del estribo

$s$ : Espaciamiento de estribos

$\rho_x$ : Cuantía del acero transversal en X

$\rho_y$ : Cuantía del acero transversal en Y

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero

$f_{lx}$ : Esfuerzo lateral en X

$f_{ly}$ : Esfuerzo lateral en Y

$f'_{lx}$ : Esfuerzo lateral efectivo en X

$f'_{ly}$ : Esfuerzo lateral efectivo en Y

- Esfuerzo a compresión para secciones circulares

$$f'_{cc} = f'_c \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f'_{lx}}{f'_c}} - 2 \frac{f'_{lx}}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (14)$$

- Esfuerzo a compresión para secciones rectangulares

$$\sigma_1 = -\min (f'_{lx}, f'_{ly}) \quad (15)$$

$$\sigma_2 = -\max (f'_{lx}, f'_{ly}) \quad (16)$$

$$\sigma_3 = -f'_c \quad (17)$$

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (18)$$

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}}{3} \quad (19)$$

$$\cos \theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_{oct}}{\sqrt{2}\tau_{oct}} \quad (20)$$

$$\bar{\sigma}_{oct} = \frac{\sigma_{oct}}{f'_c} \quad (21)$$

$$T = 0.069232 - 0.661091\bar{\sigma}_{oct} - 0.049350\bar{\sigma}_{oct}^2 \quad (22)$$

$$C = 0.122965 - 1.150502\bar{\sigma}_{oct} - 0.315545\bar{\sigma}_{oct}^2 \quad (23)$$

$$D = 4(C^2 - T^2)(\cos \theta)^2 \quad (24)$$

$$\bar{\tau}_{cot} = C \left[ \frac{\frac{0.5D}{\cos \theta} + (2T - C)\sqrt{D + 5T^2 - 4TC}}{D + (2T - C)^2} \right] \quad (25)$$

$$\tau'_{oct} = f'_c \bar{\tau}_{cot} \quad (26)$$

Si (12) es mayor que (5) entonces:

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \sqrt{4.5\tau'_{oct}{}^2 - 0.75(\sigma_1 - \sigma_2)^2} \quad (27)$$

Se tiene que iterar los pasos hasta que:

$$f'_{cc} = -\sigma_3 \quad (28)$$

Donde:

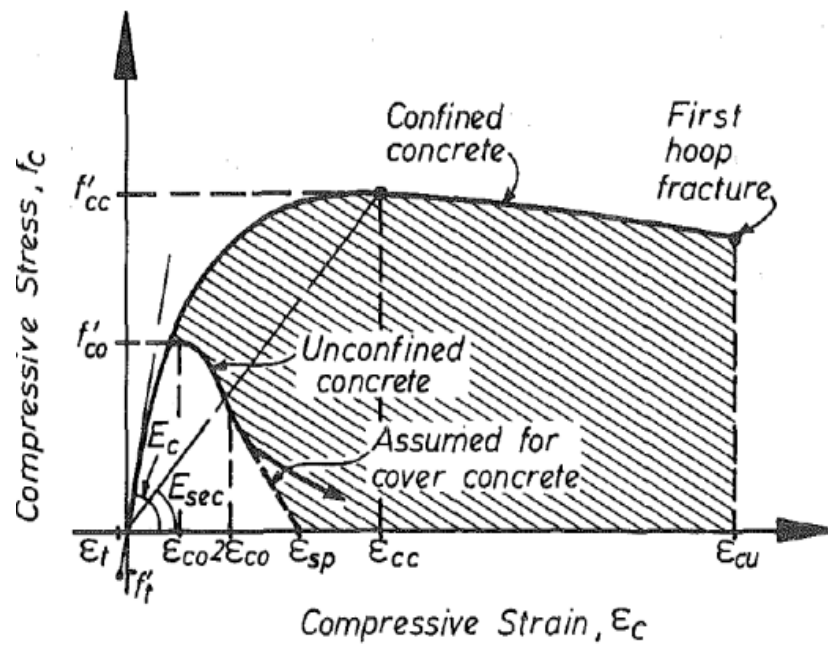
$f'_c$ : Esfuerzo compresion del concreto no confinado (Mpa)

$f'_{cc}$ : Esfuerzo compresión del concreto confinado (Mpa)

- Curva esfuerzo deformación del concreto confinado

**Figura 7**

Curva esfuerzo – deformación del concreto confinado y no confinado



Nota. Tomado de Mander et al. (1988).

$$\epsilon_{co} = \frac{50}{3} f'_c + \frac{5000}{3} \quad (29)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (30)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (31)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (32)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (33)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (34)$$

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (35)$$

Donde:

$\varepsilon_{co}$ : Deformación del concreto asociado al  $f'c$  en Mpa

$\varepsilon_{cc}$ : Deformación del concreto asociado al  $f'cc$

$E_c, E_{sec}$ : Modulos de elasticidad y secante del concreto

$r$ : Relación de modulos

$\varepsilon_c$ : Deformación del concreto

$x$ : Relación de deformaciones

$f_c$ : Esfuerzo del concreto a compresión

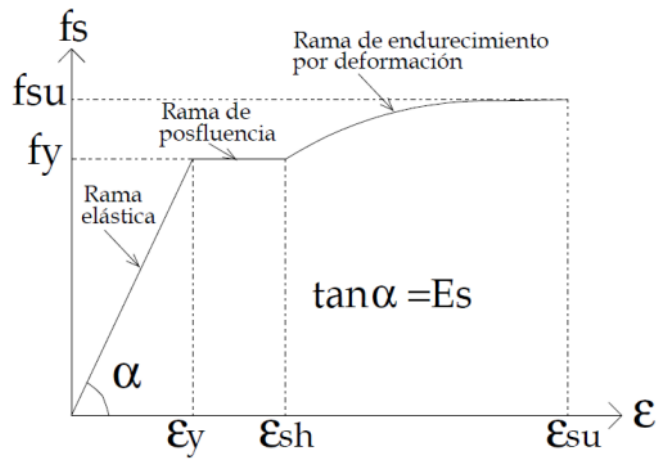
### 2.7.3 Modelo de Park y Paulay del acero

Según Park & Paulay (1975), la curva esfuerzo deformación del acero consta de 4 etapas, empieza con un sector elástica lineal, luego pasa a una porción lineal, una región de endurecimiento en donde el esfuerzo se incrementa junto a la deformación, y como ultimo sector llega a una región donde el esfuerzo cae ocurriendo la fractura del acero.

Su módulo de elasticidad E es  $0.2 \times 10^6 \text{ N/mm}^2$

**Figura 8**

*Curvas típicas de esfuerzo deformación*



*Nota.* Tomado de Park & Paulay (1975).

Para una deformación de:

$$\varepsilon \leq \varepsilon_y \tag{36}$$

$$f_s = E * \varepsilon \tag{37}$$

Para una deformación de:

$$\varepsilon_y \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sh} \tag{38}$$

$$f_s = f_y \tag{39}$$

Para una deformación de:

$$\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su} \tag{40}$$

$$f_s = f_y \left[ \frac{m(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2}{60(\varepsilon - \varepsilon_{sh}) + 2} + \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{sh})(60 - m)}{2(30r + 1)^2} \right] \tag{41}$$

$$m = \frac{\left(\frac{f_{su}}{f_y}\right)(30r+1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (42)$$

$$r = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh} \quad (43)$$

Donde:

$\varepsilon$  = Deformacion del acero

$f_s$  = Esfuerzo del acero

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero

$\varepsilon_y$  = Deformacion de fluencia

$\varepsilon_{sh}$  = Deformacion de endurecimiento

$\varepsilon_{su}$  = Deformacion de fractura

$E$  = Modulo de elasticidad del acero

## 2.8 DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA

### 2.8.1 Curvatura

Según Park & Paulay (1975), si a una sección que se mantenía inicialmente recta se le aplica momentos en los extremos y fuerzas axiales iguales tal como se aprecia en la figura 5 y considerando que:

$R$  = radio de curvatura que se mide al eje neutro

$Kd$  = profundidad del eje neutro

$\varepsilon_c$  = deformacion del concreto

$\varepsilon_s$  = Deformacion del acero

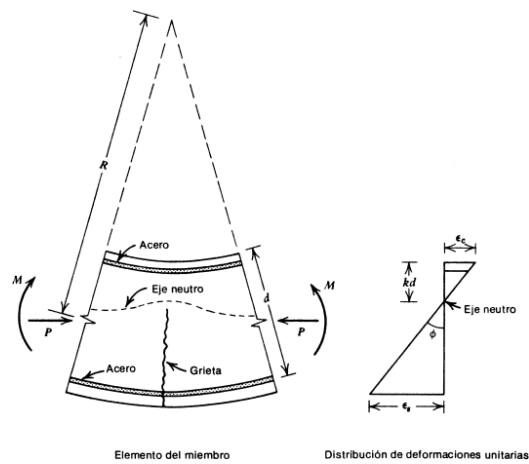
Tomando una longitud  $d_x$  del miembro se dan las siguientes proporciones de la rotación entre los extremos de la sección.

$$\frac{dx}{R} = \frac{\varepsilon_c dx}{kd} = \frac{\varepsilon_s dx}{d(1-k)} \quad (44)$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} \quad (45)$$

**Figura 9**

*Deformación de un miembro a flexión*



*Nota.* Tomado de Park & Paulay (1975).

Entonces  $1/R$  es la curvatura de la sección el cual es  $\varphi$  (gradiente del perfil de deformaciones del elemento):

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (46)$$

Tomando la ecuación clásica de la elástica se relaciona el momento  $M$  y la curvatura  $\varphi$ , siendo  $EI$  la rigidez de la sección.

$$EI = MR = \frac{M}{\varphi} \quad (47)$$

### 2.8.2 Forma general de un diagrama momento - curvatura

Según Aguiar (2003), para la creación del diagrama se consideran cuatro puntos:

Punto A: se produce cuando el concreto llega a su máximo esfuerzo a la tracción.

Punto Y: es cuando el acero a tracción alcanza su fluencia.

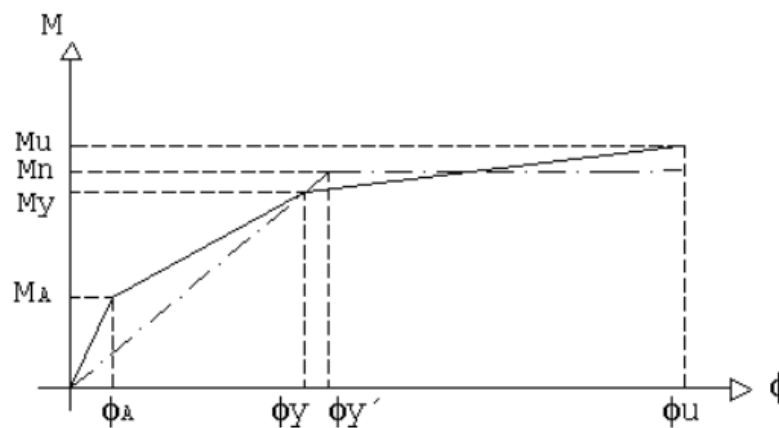
Punto S: se da cuando el acero a tracción se encuentra en la zona de endurecimiento.

Punto U: se da cuando el concreto alcanza su máxima deformación a compresión.

Es más conveniente trabajar en base a tres puntos A, Y y U.

### Figura 10

*Modelo bilineal en función de rotura plástica*



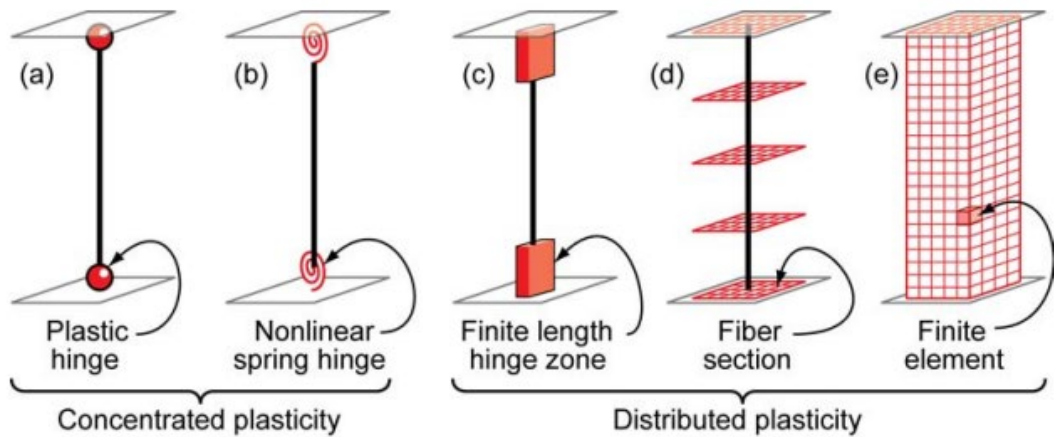
*Nota.* Tomado de Aguiar (2003).

## 2.9 MODELOS DE PLASTICIDAD

Para simular de manera realista el comportamiento que experimentarían los elementos en el rango no lineal es necesario incluir modelos de plasticidad, los modelos de plasticidad se pueden dividir en plasticidad concentrada (modelo de Giberson, rótula con resorte no lineal) y plasticidad distribuida (zona de rótula de longitud finita, sección tipo fibra y elementos finitos). En la figura 11 se muestran los modelos de plasticidad idealizados en vigas y columnas.

**Figura 11**

*Modelos de plasticidad idealizados en vigas y columnas*



*Nota.* Tomado de NIST (2010).

## 2.9.1 Rótulas plásticas

La rótula plástica es aquel punto donde la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar (Aguilar, 2003).

### 2.9.1.1 Rótulas plásticas concentradas

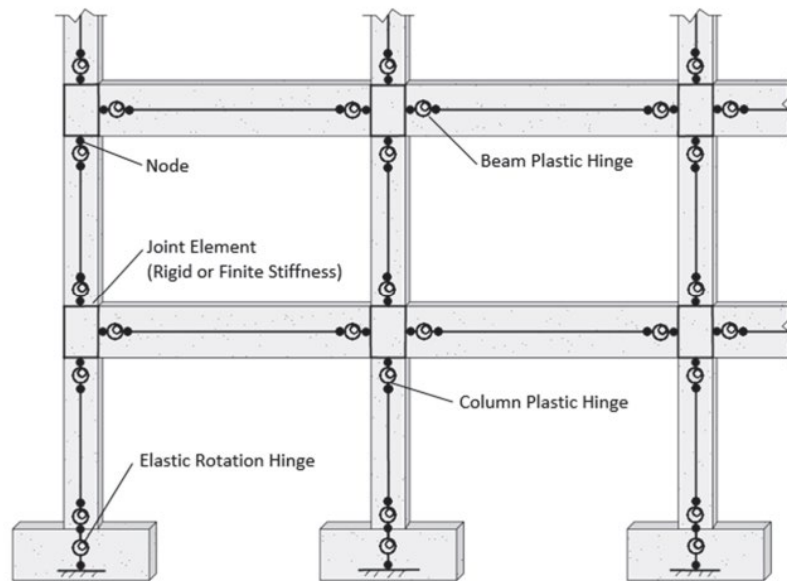
Las rótulas plásticas concentradas son unas de las más comúnmente usadas para simular la respuesta general de pórticos de concreto armado resistentes a momentos debido a su facilidad para calibrar y capturar el comportamiento no lineal desde el inicio de la fluencia hasta la degradación de la resistencia y la rigidez por el pandeo de las barras de refuerzo y otros efectos (NIST, 2017b).

La figura 12 muestra un modelo idealizado de un pórtico donde se colocaron las rótulas plásticas concentradas en los extremos donde se espera que fluyan durante el análisis.

Así mismo, las rótulas plásticas concentradas tienen la ventaja de ser simples de implementar y tener un eficiente costo computacional, en vigas y columnas generalmente el error es poco al usar este enfoque de limitar la deformación inelástica en los extremos del elemento, sin embargo esta aproximación se vuelve difícil de implementar si las deformaciones inelásticas son desconocidas en la fase de modelado o no ocurren en los extremos (NIST, 2017b).

**Figura 12**

*Modelo idealizado de pórtico con rótulas plásticas concentradas*



*Nota.* Tomado de NIST (2017a).

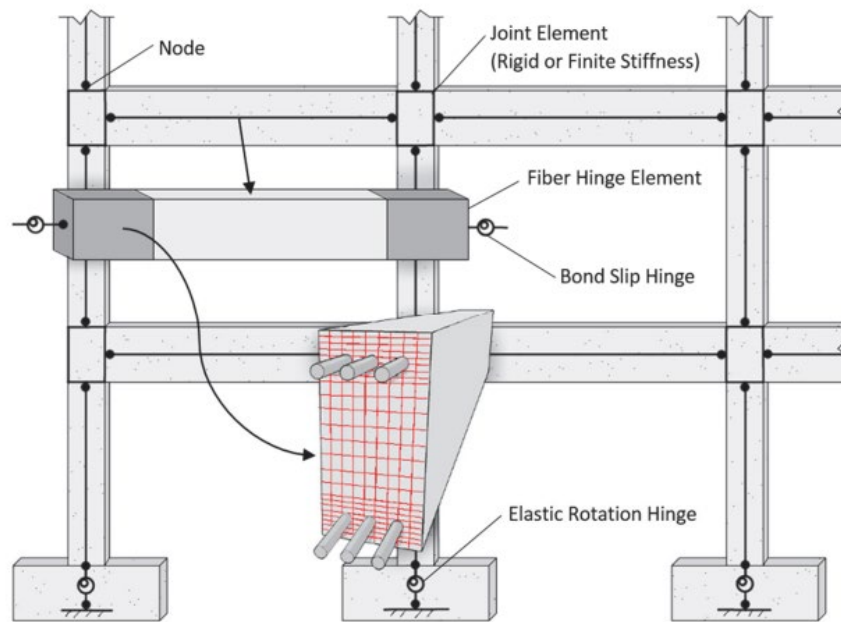
### 2.9.1.2 Rótulas concentradas tipo fibra

Es un modelo aproximado donde una sola sección tipo fibra es usada en cada extremo del elemento y se define una longitud de rótula plástica para relacionar la curvatura con la rotación (NIST, 2017b)

La figura 13 muestra un modelo idealizado con rótulas concentradas tipo fibra de manera que en los extremos se presente la no linealidad y en la sección media del elemento se mantenga elástico.

**Figura 13**

*Modelo idealizado de pórtico con rótulas concentradas tipo fibra*



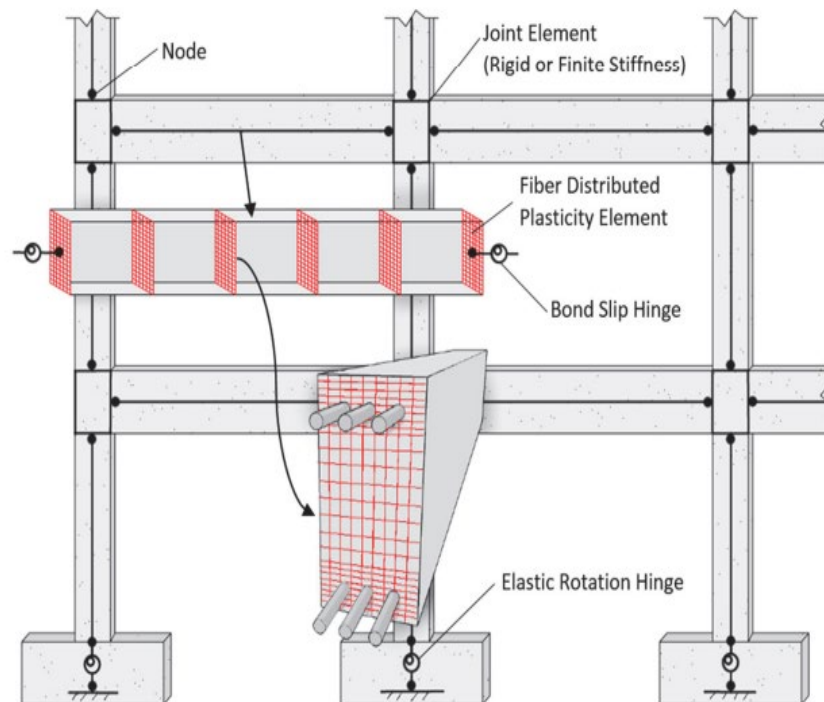
*Nota.* Tomado de NIST (2017a).

### 2.9.2 Plasticidad distribuida tipo fibra

En este modelo aproximado varias secciones tipo fibra son modeladas a lo largo de la longitud del elemento, el número de secciones tipo fibra y su localización son por lo general reglas numéricas de integración que definen implícitamente una longitud de rótula plástica para el elemento sobre el que se concentran las deformaciones inelásticas como se muestra en la figura 14 (NIST, 2017b). Así mismo al representar directamente los efectos de agrietamiento del concreto no se necesita modificar la rigidez como en las rótulas concentradas (ACI, 2019).

**Figura 14**

*Modelo idealizado de pórtico con plasticidad distribuida tipo fibra*



*Nota.* Tomado de NIST (2017a).

Los modelos de plasticidad tipo fibra pueden ser usados como un nivel intermedio de detalle entre las rótulas concentradas y modelos continuos (elementos finitos) presentando las siguientes ventajas (NIST, 2017b):

- Proporcionan una representación exacta de las propiedades de la sección incluyendo geometría, propiedades de los materiales (acero de refuerzo y concreto), incluyendo el posible uso de modelos constitutivos de materiales

uniaxiales complejos, lo que permite un mayor nivel de precisión al describir la respuesta de la sección.

- Es posible modelar secciones de prácticamente cualquier forma, incluyendo geometrías personalizadas, vigas en T y columnas de diferentes formas.
- El número de grados de libertad por elemento y el número de elementos en general usualmente no cambian en comparación con el uso de modelos de rótulas concentradas, lo que significa que el tamaño de la matriz de rigidez y el tamaño general del problema es aproximadamente el mismo, siempre que las secciones no utilicen un número excesivo de elementos tipo fibra, que normalmente es innecesario.
- Estos modelos se basan en los principios de esfuerzo deformación de la fibra, lo que les permite manejar automáticamente la interacción P-M y P-M-M de vigas y columnas.
- Estos modelos pueden capturar el crecimiento axial y los efectos de alargamiento asociados con la flexión y curvatura (debido al agrietamiento) y el desplazamiento del eje neutral.
- Los modelos de fibras pueden ser usados para modelar algunos modos especiales de comportamiento, como fractura en las conexiones y comportamiento de solo compresión.
- Estos modelos pueden representar con precisión los efectos de interacción P-M y P-M-M sobre la resistencia y rigidez.

Por otro lado, el modelo de plasticidad tipo fibra presenta las siguientes limitaciones:

- Implican un mayor costo computacional para determinar el nivel de estado de la sección, el cual depende del número de fibras utilizadas por sección y la complejidad de los modelos de los materiales uniaxiales.
- Asume que las secciones planas permanecen planas, lo que no es cierto especialmente en grandes deformaciones.
- Asume que el corte y torsión son elásticos, aunque por lo general es sencillo introducir resortes de corte no lineales desacoplados.
- Si bien la formulación de las fibras se basa en principios básicos y es muy precisa para representar las acciones de flexión y axiales de la sección, los modelos tipo fibra no pueden manejar el deslizamiento de la unión de las barras de refuerzo.
- Los modelos tipo fibra no son capaces de representar el comportamiento de pandeo y fractura de las barras de refuerzo.
- Se dificulta modelar directamente modelos complejos de efecto de estrechamiento (pinching) y degradación.
- El alargamiento axial generar resultados inesperados cuando se usa con diafragmas rígidos y otras restricciones similares, se debe tener cuidado de no imponer restricciones axiales de lo contrario se debe evitar el uso.

## 2.10 MODO DE FALLA DE MUROS ESTRUCTURALES

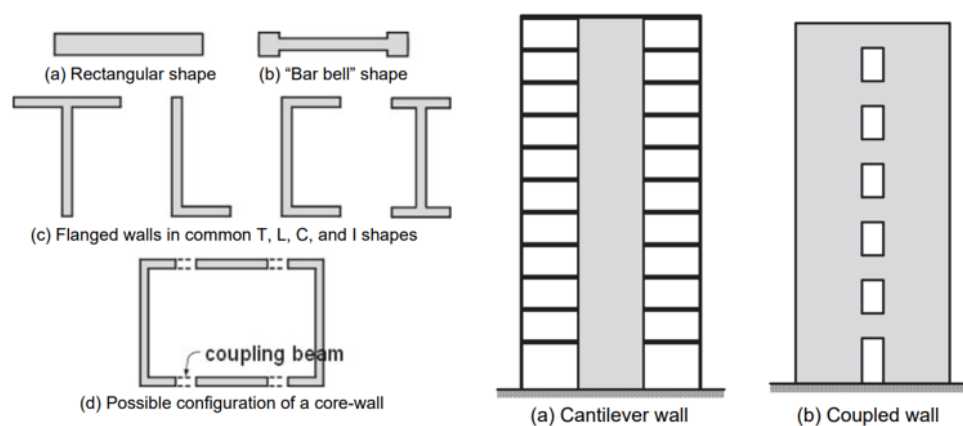
Los muros de concreto armado son muy efectivos para resistir cargas laterales generadas por el viento o terremotos debido a su resistencia y rigidez, de manera que son uno de los elementos más usados para resistir cargas laterales en edificios de todo el mundo (Kolozvari et al., 2021).

La sección del muro está en función del diseño arquitectónico, en edificios de mediana a gran altura los muros usualmente están colocados alrededor de un núcleo central de servicio o núcleo del ascensor, formando una caja cerrada con formas de C, L, y muros rectangulares con vigas de acople. En edificios de baja altura es más común que los muros se distribuyan en toda su planta según la distribución arquitectónica por lo que pueden tener distintas formas asimétricas y formas rectangulares como se ve en la figura 15.

En general, no es factible diseñar muros estructurales que permanezcan elásticos durante grandes terremotos, por lo tanto, se esperan deformaciones inelásticas en el muro con distribución y magnitudes de la deformación inelástica en función del sistema estructural (Kolozvari & Wallace, 2016).

**Figura 15**

*Configuraciones típicas de muros estructurales*



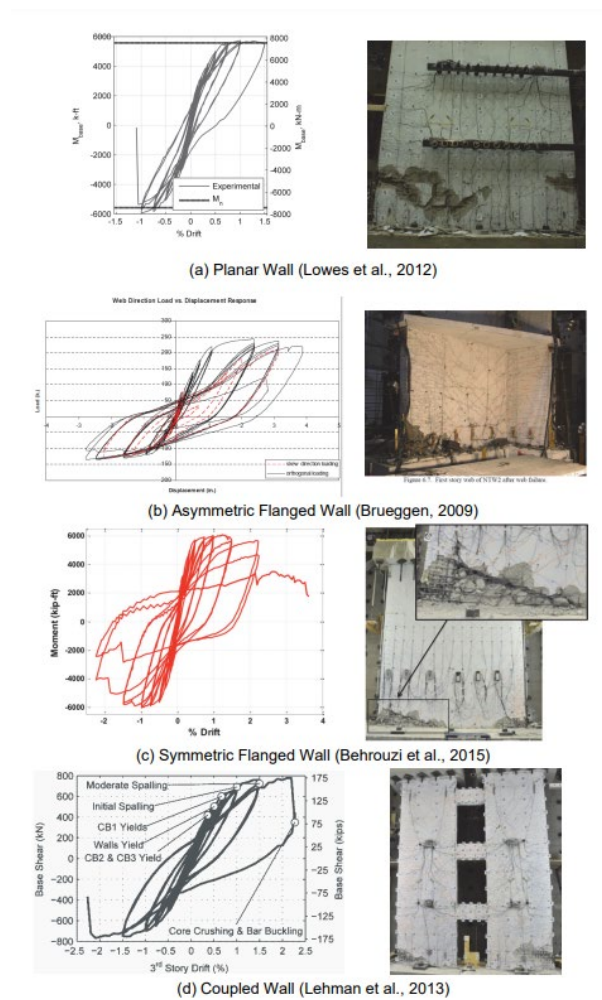
*Nota.* Tomado de Moehle et al. (2011) como se citó en NIST (2017b).

El modo de falla de los muros está definido por la relación de la altura total entre la longitud del muro ( $h_w/l_w$ ), donde para valores mayores a 3 el comportamiento está dominado por flexión, valores menores a 1 el comportamiento está dominado por corte, y valores intermedios entre estos rangos está dominado por una combinación de flexión y corte, después de los 90's en Estados Unidos se realizaron ensayos experimentales para detallar el comportamiento de los distintos tipos de muros y tener una base de datos sobre las respuestas globales y locales para contrastar con los modelos analíticos macroscópicos y microscópicos (Kolozvari et al., 2018).

En la figura 16 se muestra la respuesta y daño de distintos tipos de muros con comportamiento a flexión donde se resalta que la falla resulta en daño severo en el alma y el elemento de borde ocasionando que falle el muro.

**Figura 16**

*Respuesta y daño de muros con comportamiento a flexión*



*Nota.* Tomado de NIST (2017b).

A diferencia de los muros altos donde su comportamiento está dominado por flexión y carga axial, en los muros bajos su comportamiento cíclico está dominado por la fuerza cortante, esto implica una ductilidad limitada con significativo estrechamiento del ciclo histórico y una rápida degradación posterior al pico máximo (NIST, 2017c).

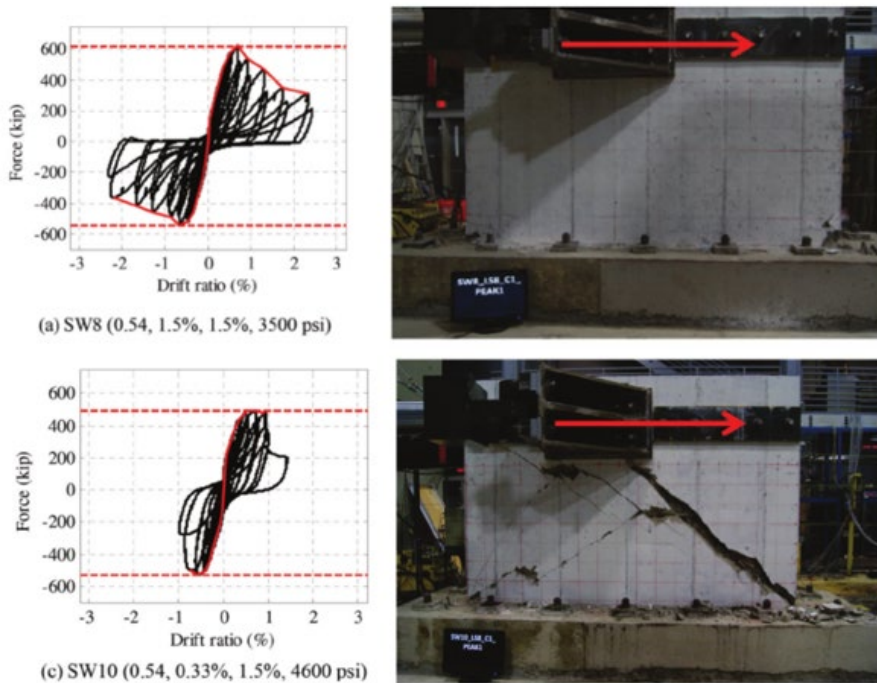
En la figura 17 se aprecia los muros SW8 y SW10 ensayados por Luna et al. (2015), ambos con mismas características excepto por el refuerzo horizontal (1.5% para el primero y 0.33% para el segundo), el primero falla a compresión diagonal produciéndose un deslizamiento en la base después de lograr la máxima resistencia a corte, pero con una caída significativa en resistencia al corte luego del aplastamiento del concreto en los pies del muro. En cambio, el segundo muro falla a tensión diagonal caracterizada por una grieta diagonal de esquina a esquina, grietas más anchas y fractura del refuerzo horizontal, por lo tanto, se puede entender que la cantidad y distribución del refuerzo horizontal influye en el tamaño de las grietas en muros de corte.

En el caso de muros con elementos de borde (tipo pesas “barbell” o tipo brida “flanges”) son más propensos a fallar por compresión diagonal que muros de sección rectangular. Estos elementos pueden potencialmente acomodar mayor refuerzo en los extremos del muro, lo que proporciona una resistencia a flexión

sustancial y aumenta la demanda de corte en el alma del muro (Gulec & Whittaker, 2009).

### Figura 17

*Daño en muros SW8 y SW10 ensayados por Luna et al. (2015).*



*Nota.* Tomado de Luna et al. (2015).

### 2.11 MODELAMIENTO NO LINEAL EN MUROS DE CORTE

El uso de modelos no lineales sometidos a la aceleración del suelo permite una evaluación más confiable de las demandas del sistema y de los elementos, además, la exactitud y robustez de los enfoques analíticos usados para simular el

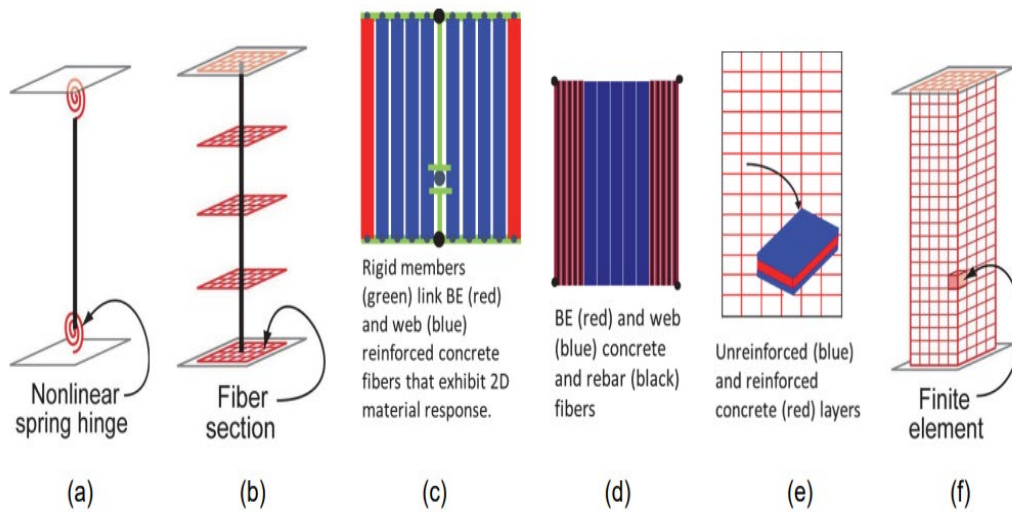
comportamiento no lineal de componentes estructurales puede afectar los resultados y en última instancia el diseño, por lo tanto es esencial que los modelos computacionales sean confiables (Kolozviri et al., 2018).

En los últimos 20 años gracias a los avances computacionales se han podido desarrollar una vasta cantidad de modelos basados en teorías, los cuales son usados en investigación y la ingeniería práctica. Estos modelos analíticos se pueden dividir en modelos microscópicos (como el modelo de elementos finitos) que proveen una estimación refinada y detallada de la respuesta estructural, pero con significativo esfuerzo para desarrollar el modelo, elevado costo computacional e interpretación de resultados, lo que lo vuelve impráctico en el diseño de ingeniería. En cambio, los modelos macroscópicos son más fáciles de implementar, razonablemente precisos y eficientes para predecir la respuesta histerética de los muros estructurales, siempre y cuando se tenga cuidado en el modelo escogido y los parámetros de los materiales dentro del rango de interés de la aplicación (Kolozviri et al., 2018).

La figura 18 muestra los modelos idealizados para simular la respuesta no lineal en muros de corte.

**Figura 18**

*Modelos idealizados para la respuesta no lineal de muros de concreto reforzado*



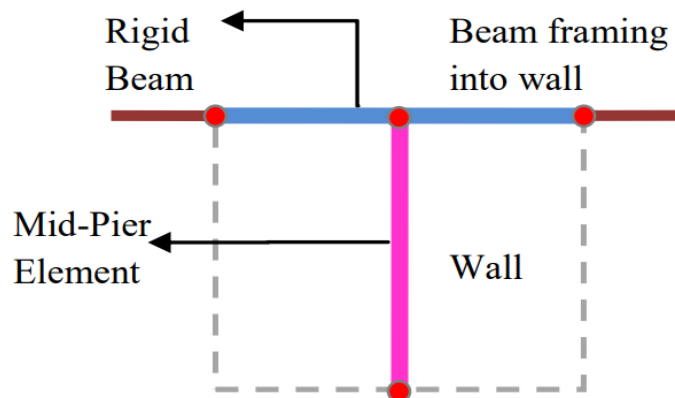
*Nota.* (a) Modelo rótula plástica; (b) elemento viga-columna tipo fibra; (c) elemento viga-columna con interacción flexión-corte; (d) elemento Shell con tipo fibra; (e) elemento shell-layered; (f) elementos finitos 3D. Tomado de NIST (2017b).

### 2.11.1 Modelo tipo frame viga columna

Este modelo consiste en utilizar elementos frame, para ello se coloca una columna equivalente en el eje central del muro y vigas como elementos rígidos para la compatibilidad de deformaciones como se muestra en la figura 19, siendo así un modelo adecuado para muros de poca altura (Ahmed et al., 2019).

**Figura 19**

*Modelo tipo frame viga columna*



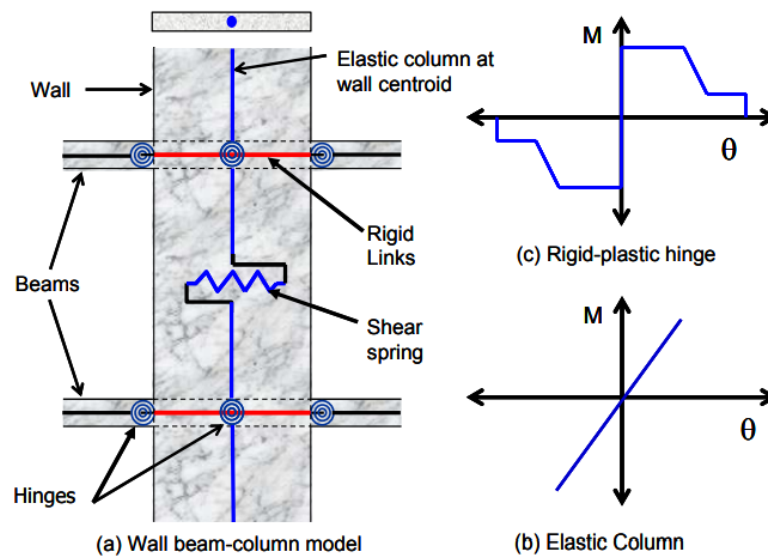
*Nota.* Tomado de Ahmed et al. (2019).

Se debe tener en cuenta que este modelo presenta deficiencias en cuanto a la incapacidad de trasladar el eje neutro a lo largo de la sección transversal durante la carga y descarga, la interacción con los componentes de conexión y la influencia de la variación de la variación de la carga axial en la resistencia y rigidez del muro (PEER/ATC, 2010).

En cuanto a las ventajas esta la facilidad de uso y bajo costo computacional al mantener la columna elástica (ver figura 20(a)) y representar la no linealidad a través de rotulas concentradas (ver figura 20(b)).

**Figura 20**

*Representación del elemento viga-columna equivalente de un muro de corte*



*Nota.* Tomado de PEER/ATC (2010).

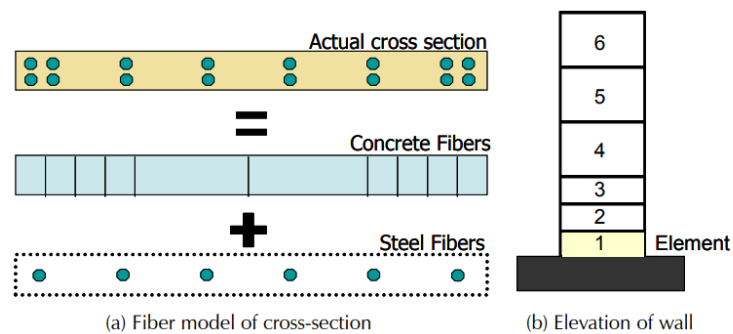
### 2.11.2 Modelo tipo fibra

El modelo consiste en subdividir la sección del muro en fibras de concreto y acero como muestra la figura 21, siendo uno de los modelos que se ha vuelto común en la práctica al venir implementado en softwares comerciales, además, en el modelo de fibra la rigidez y resistencia de la sección deriva directamente de la relación del material especificado, por tal motivo se debe tener mayor cuidado en el modelo del material y los valores máximos de deformación (PEER/ATC, 2010).

Dentro de sus limitantes esta la incapacidad de considerar la interacción entre la flexión y el corte (Kolozvari & Wallace, 2016).

### Figura 21

*Representación de modelo tipo fibra en muros de corte*



*Nota.* Tomado de PEER/ATC (2010).

#### 2.11.3 Modelo de armadura no lineal

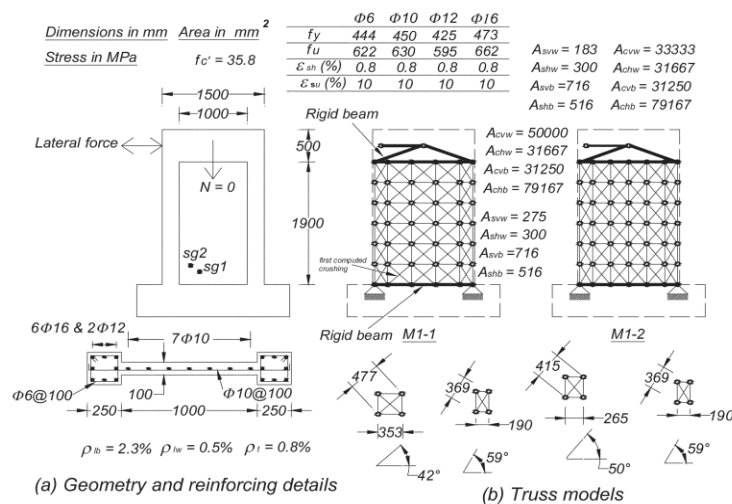
El modelo de armadura no lineal o “Nonlinear Truss Model” (NLTM) fue propuesto por Panagiotou et al. (2012) para modelar muros de concreto armado basándose en el modelo de puntal tensor, el muro estructural es modelado con elementos de armadura verticales, horizontales y en diagonal conectados en nodos a lo largo de los cuales se aplican el comportamiento cíclico uniaxial del concreto y el acero como se muestra en la figura 22, este modelo se encuentra disponible en Opensees como “Truss2” acoplado con el material uniaxial “ConcretewBeta” (Kolozvari et al., 2018).

Este modelo presenta ventajas en cuanto a modelar intrínsecamente la interacción flexión-corte y capturar las historias de deformación en el acero y el concreto, así como, tener en cuenta la relación esfuerzo-deformación del concreto en compresión de la deformación transversal, incluyendo la degradación de la rigidez y la resistencia (Panagiotou et al., 2012).

En cuanto a sus desventajas se tiene que el número de grados de libertad en la generación del modelo incrementan la demanda computacional, además que solo se encuentra en disponible en Opensees.

**Figura 22**

*Modelo de armadura no lineal*



*Nota.* Tomado de Panagiotou et al. (2012).

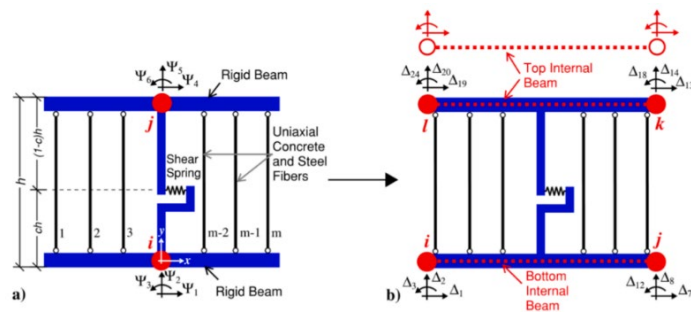
#### 2.11.4 Modelo de elementos de línea vertical múltiple (MVLEM)

En este modelo implementado en Opensees el comportamiento a flexión y axial del muro es simulado usando una serie de resortes uniaxiales (macrofibras) conectadas a vigas como elementos rígidos tanto en la parte superior e inferior del segmento del muro, además, la respuesta al corte se encuentra desacoplada y está representada con un resorte horizontal (Kolozvri et al., 2018).

Este modelo ha sido modificado y ampliado por varios investigadores, dentro de estos podemos mencionar el MVLEM-FD que define la respuesta utilizando el enfoque de fuerza desplazamiento, mientras que el MVLEM-SS se basa en la relación de esfuerzo-deformación, por otro lado, Kolozvri et al. (2021) presenta un modelo extendiendo los dos nudos centrales del MVLEM a cuatro nudos con una conectividad directa sin tener que usar vigas rígidas como muestra la figura 23.

**Figura 23**

*Transformación de modelo MVLEM de 2 nudos a 4 nudos*



*Nota.* Tomado de Kolozvri et al. (2021).

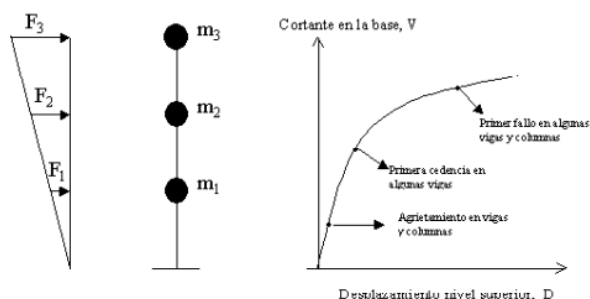
## 2.12 ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

Según Krawinkler & Seneviratna (1998), el análisis estático no lineal parte del principio que la respuesta de la estructura se puede representar por la respuesta de un sistema equivalente de un solo grado de libertad, sin embargo esta premisa es errada, pero diferentes estudios concluyeron que esta metodología dieron buenos resultados siempre que la respuesta de la estructura este dominada por un solo modo.

Según Bonett (2003), esta metodología se basa en la aplicación de un patrón de cargas laterales  $F_i$  a la estructura de tal manera que estas se incrementan monótonicamente hasta llevar a la estructura a alcanzar su máxima capacidad, para poder hallar la secuencia de cedencia, fallo, agrietamiento de los elementos de la estructura, los estados límites de servicio, los cortantes en la base que corresponden a la curva de capacidad, este procedimiento se puede ver en la figura 24.

**Figura 24**

*Procedimiento del análisis estático no lineal*



*Nota.* Tomado de Bonett (2003).

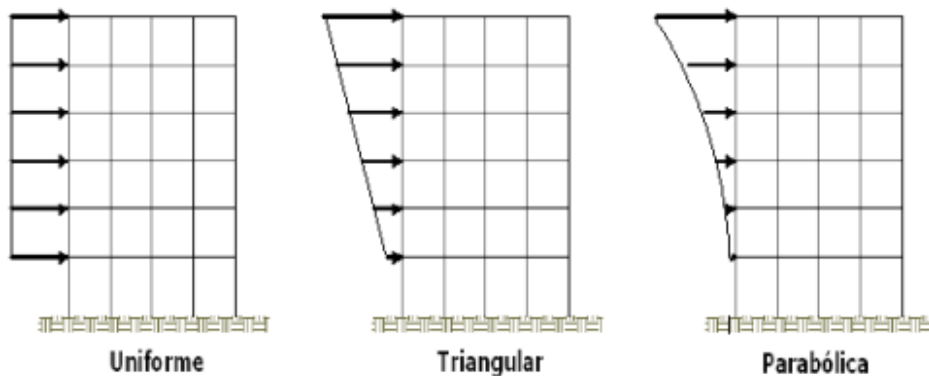
### 2.12.1 Patrones de carga lateral

Para Nahavandi (2015), la selección de los patrones de carga es la parte más crítica en el análisis no lineal estático ya que estas representan la distribución de las fuerzas de inercia en un sismo de diseño, la hipótesis básica es que las fuerzas de inercia serán constantes durante el sismo dentro los diferentes niveles de la estructura, esta hipótesis será aceptada siempre que la estructura no dependa de los efectos de modo superior.

Según Poma (2019), las fuerzas laterales aplicas a la estructura se realizan en el sentido al modo fundamental de vibración y estas pueden ser en forma triangular invertida, parabólica o uniforme (ver figura 25), la forma de las cargas laterales que se apliquen afectara a la curva de capacidad.

**Figura 25**

*Cargas laterales para análisis no lineal estático*



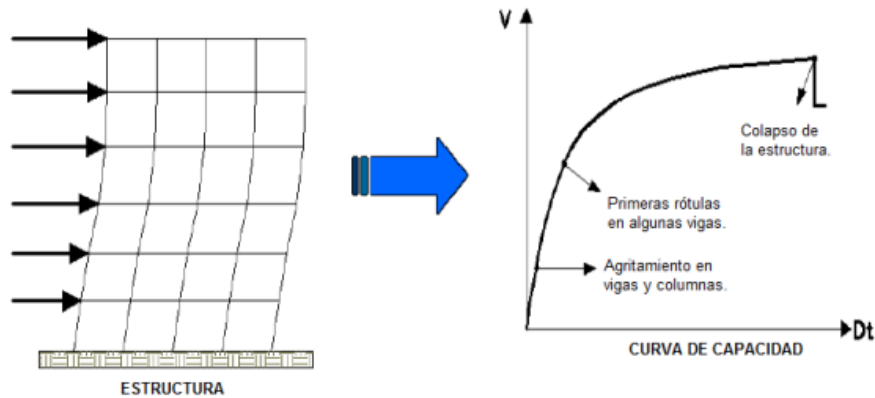
*Nota.* Tomado de Poma (2019).

### 2.12.2 Capacidad estructural

Para Rana & Rana (2015), el resultado final del análisis no lineal estático es determinar la curva de capacidad, siendo esta una gráfica que expresa la relación entre el desplazamiento en el punto más elevado de la estructura con la fuerza cortante basal, esta se realiza en base al primer modo de vibración, cuando el periodo es inferior a 1.

**Figura 26**

*Análisis pushover y curva de capacidad*



*Nota.* Tomado de Poma (2019).

### 2.12.3 Limitaciones del pushover

Según Bonett (2003), algunas de las limitaciones más importantes de la metodología para poder aplicar el pushover son las siguiente:

- El análisis pushover parte de que el daño depende solo de las deformaciones laterales de la estructura, siendo así que no toma en cuenta los efectos producidos por la duración y disipación de la energía acumulada.
- Se centra solo en la energía producto de las deformaciones de una estructura despreciando los producidos por la energía asociada a los componentes dinámicos.
- El método del pushover se limita cuando existentes irregularidades en la estructura que produzcan torsión ya que solo es un análisis en dos dimensiones.
- Se ignora los efectos producidos por la carga sísmica vertical.

### 2.13 ANÁLISIS NO LINEAL TIEMPO HISTORIA

El análisis no lineal tiempo historia es un análisis dinámico donde el modelo estructural está sujeto a uno o más registros de movimientos del terreno que son seleccionados y escalados acorde a los objetivos del análisis, superando muchas de las limitaciones del análisis no lineal estático (pushover) debido a la capacidad de representar el comportamiento de los altos modos de vibración y otros comportamientos dependientes del tiempo, como efectos dependientes de la velocidad, dependientes del comportamiento cíclico y permite un modelo realista de las características del movimiento del terreno (NIST, 2017a).

## 2.14 MODELOS DE HISTÉRESIS PARA CARGA CÍCLICA

Para el análisis no lineal tiempo historia además de los registros de aceleración del suelo es necesario definir el comportamiento histerético de los materiales incluyendo la carga y descarga cíclica (NIST, 2017c).

El NIST (2017c), menciona algunos modelos de histéresis como se ve en la figura 27:

- Perfectamente elasto-plástico:  
Comportamiento idealizado en el cual la carga inicial produce una deformación constante con una razón de rigidez constante hasta el punto donde empieza a plastificar bajo una fuerza constante y rigidez cero.
- Endurecimiento por deformación:  
En este caso cuando inicia la fluencia se produce una mayor deformación con una rigidez positiva distinta de cero y bajo cargas cíclicas sucesivas la fluencia no se reinicia hasta que la fuerza aplicada exceda a la anterior. Esta es forma de histéresis representa el comportamiento de elementos de acero.
- Degradación de la rigidez:  
Similar al modelo de endurecimiento por deformación, a diferencia que en el ciclo de recarga la deformación ocurre con una rigidez reducida, resultado de un daño ocurrido como el caso de agrietamiento en muros de concreto o albañilería.
- Degradación de la resistencia:

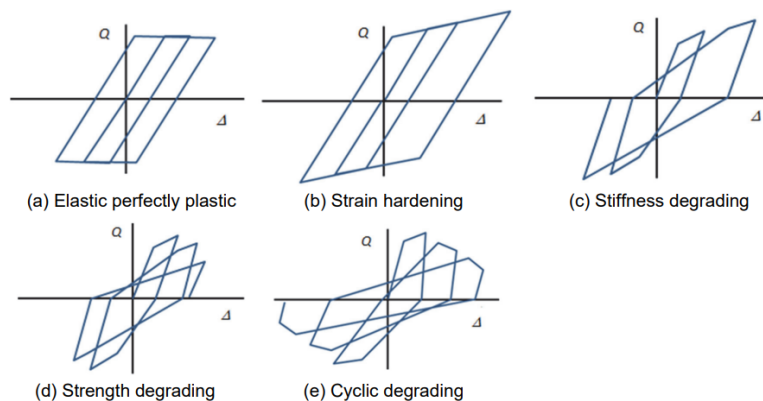
Similar a las características del anterior modelo con la excepción que cada en cada ciclo la fluencia inicia en un nivel de fuerza menor a la anterior.

- Degradación cíclica:

Similar al anterior modelo, pero con la diferencia que se produce una rigidez post-fluencia cada vez más negativa.

### Figura 27

*Tipos de modelos de histéresis*



*Nota.* Tomado de (NIST, 2017c).

Así mismo Ling et al. (2022), en su investigación para obtener un modelo de histéresis confiable para columnas de concreto armado se enfocaron en el modelo de Pivot para mejorar los parámetros  $\alpha$  y  $\beta$  según sea el modo de falla a flexión o corte, para esto se basaron en los resultados de ensayos experimentales de 113 columnas para realizar la calibración de los parámetros utilizando un algoritmo avanzado de optimización conocido como Simulated Annealing. Estos resultados

mostrados en la tabla 8 permiten capturar el efecto pinching y la degradación de rigidez de manera más razonable.

**Tabla 8**

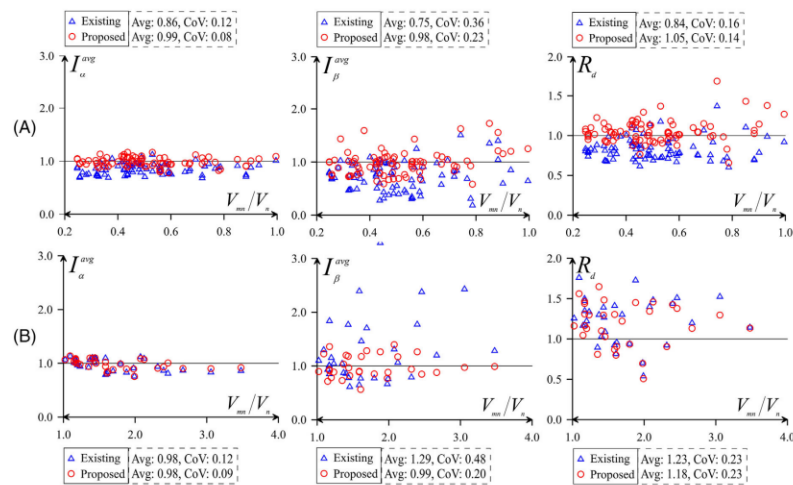
*Comparación de indicadores según el enfoque existente y el propuesto*

Performance indicators		$I_{\alpha}^{avg}$		$I_{\beta}^{avg}$		$R_d$	
Group	Method	Average	CoV	Average	CoV	Average	CoV
Flexure group (F/FS)	Sharma et al. <sup>13</sup>	0.86	0.12	0.75	0.36	0.84	0.16
	Current study	0.99	0.08	0.98	0.23	1.05	0.14
Shear group (S)	Sharma et al. <sup>13</sup>	0.98	0.12	1.29	0.48	1.23	0.23
	Current study	0.98	0.09	0.99	0.20	1.18	0.23

*Nota.* Tomado de Ling et al. (2022).

**Figura 28**

*Comparación de indicadores según el método existente y el propuesto*



*Nota.* Tomado de Ling et al. (2022).

## **CAPÍTULO III**

### **MARCO METODOLÓGICO**

#### **3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN**

Según Vargas (2009), la investigación aplicada es aquella que emplea estudios y técnicas para evaluar una situación problemática la cual será intervenida, mejorada o transformada.

La presente investigación es aplicada, debido que consiste en la evaluación del desempeño sísmico de una edificación de salud de primer nivel mediante métodos de análisis no lineal con el fin de determinar el nivel de desempeño.

#### **3.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN**

Según Hernández et al. (2014), la investigación descriptiva se basa en especificar las propiedades, características, procesos o cualquier otro fenómeno que se someta a análisis.

El nivel de investigación es descriptivo, puesto que se da a conocer las propiedades no lineales, geometría de los elementos y características de la edificación en estudio.

#### **3.3 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN**

El diseño de la investigación es no experimental transversal, puesto que no se realizarán ensayos experimentales ni se modificarán intencionalmente las variables.

La evaluación se realizará en un determinado tiempo empleando la información obtenida del expediente técnico y planos para elaborar el modelo matemático.

#### 3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA DE INVESTIGACIÓN

La población de esta investigación está conformada por las infraestructuras de salud de primer nivel de la ciudad de Tacna.

La unidad de análisis de esta investigación es el Bloque I del Centro de Salud Metropolitano.

#### 3.5 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Para determinar el desempeño sísmico de la estructura se ha dividido el trabajo en cinco fases la cuales consisten en lo siguiente:

La primera fase consiste en la recopilación de la información, para lo cual se utilizó el expediente técnico, memoria de cálculo, estudio de mecánica de suelos y planos de estructuras proporcionados por la Sub Gerencia de Estudios de la Municipalidad Provincial de Tacna. Así mismo, se realizó la revisión bibliográfica de artículos científicos, libros, normas nacionales e internacionales.

En la segunda fase se realizó el trabajo de campo haciendo uso de la técnica de inspección visual se corroboró la información obtenida del expediente técnico del proyecto y memoria de cálculo, obteniendo datos técnicos como son la distribución arquitectónica y dimensiones de los elementos estructurales para poder realizar el modelado, en este sentido no se realizaron ensayos experimentales.

En la tercera fase correspondiente al trabajo de gabinete se realiza el análisis sísmico basado en la norma E.030, para lo cual se emplea el análisis dinámico modal espectral con el fin de obtener los modos de vibración, desplazamientos, fuerzas, verificación de derivas, verificación de irregularidades y el escalamiento de la fuerza cortante si fuera necesario. Así mismo, se realiza la verificación del diseño basado en la norma E.060. En la cuarta fase comprende los análisis no lineales, para los cuales será necesario definir los modelos constitutivos de los materiales, la asignación de rótulas plásticas a los elementos, histéresis de los materiales y la selección de registros sísmicos.

La quinta fase comprende determinar el nivel de desempeño a diferentes niveles de intensidad sísmica, mediante criterios de aceptación que nos permitan indicar el nivel de daño y determinar si la edificación de mantendrá operativa.

### 3.6 DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA DE INVESTIGACIÓN

#### 3.6.1 Descripción General

El edificio en estudio comprende el Bloque I del Centro de Salud Metropolitano, que se encuentra ubicado en la Villa Magisterial, distrito de Tacna, provincia de Tacna y departamento de Tacna. Con coordenadas  $18^{\circ}01'44''S$   $70^{\circ}15'44''W$  como indica la figura 29. Hacia el norte colinda con la calle N°14, hacia el sur colinda con la calle N°13, hacia el oeste colinda con la calle N°05 y hacia el Este colinda con la calle N°06.

## Figura 29

*Ubicación geográfica del Centro de Salud Metropolitano*



El Bloque 1 (Edificio Principal) cuenta con tres niveles y una azotea técnica, siendo estos ambientes destinados a las Unidades Productoras de Servicios de Salud de Consulta Externa, Farmacia, Patología Clínica, Desinfección y Esterilización, Emergencias, Administración, Gestión de la Información y Servicios Generales.

En el primer nivel se encuentran los ambientes destinados a hall, corredores, consultorios, sala de inmunizaciones, tóxico, cuarto de cámaras frías, Unidad de Emergencia, ambientes de desinfección y esterilización, jardín central, servicios higiénicos, cuarto de limpieza y escalera.

El segundo nivel cuenta con hall público, corredores, sala de profilaxis, sala de estimulación temprana, consultorios, terraza, servicios higiénicos y cuarto de limpieza.

El tercer nivel está destinado a ambientes de administración y patología clínica, contando con hall público, corredores, archivo general, oficinas, laboratorio de hematología, servicios higiénicos, cuarto de limpieza y escalera técnica.

En la azotea se encuentra el cuarto técnico del ascensor y una cobertura de policarbonato sobre una estructura metálica.

En las figuras 30 y 31 se muestran la vista exterior e interior del Centro de Salud Metropolitano.

### **Figura 30**

*Vista exterior del Centro de Salud Metropolitano*



## Figura 31

*Vista interior del Centro de Salud Metropolitano*



### 3.6.2 Descripción Estructural

La edificación en estudio fue construida durante el año 2019 entrando en funcionamiento el 2020, contando con 3 niveles con una altura de entrepiso típica de 3.90m. El sistema estructural tanto en el eje X-X como el eje Y-Y es en base a muros estructurales, conformado por pórticos de columnas, vigas y muros de corte. Las columnas típicas son de 0.40x0.40m como se muestra en la tabla 09 y las vigas principales tienen una sección 0.40x0.60m, las vigas secundarias una sección de 0.30x0.40m y vigas perimetrales de 0.30x0.60m como se muestra en la tabla 10. En cuanto a los muros de corte como se muestra en la tabla 11 son 0.17m de espesor

con elementos de borde de 0.40x0.40m de sección, mientras que los muros divisorios son de dos tipos, muros de tabiquería y muros de sistema drywall.

Las losas aligeradas como se observa en la tabla 12 son de 0.20m y en ciertas zonas donde se genera mayor deflexión se considera losas en dos direcciones de 0.25m, así como losas macizas en las esquinas donde se tiene la abertura central para absorber los máximos esfuerzos.

**Tabla 9**

*Secciones típicas de columnas*

Columna	Sección	Refuerzo	Estribos
C-1	0.40X0.40m	8Ø3/4"	2Ø3/8" 1@0.05, 5@0.10, 2@0.15, Rto. @0.20
C-2	0.40X0.40m	4Ø3/4" + 2Ø5/8"	2Ø3/8" 1@0.05, 5@0.10, 2@0.15, Rto. @0.20
C-3	0.40X0.40m	4Ø1"	1Ø3/8" 1@0.05, 5@0.10, Rto. @0.20

**Tabla 10**

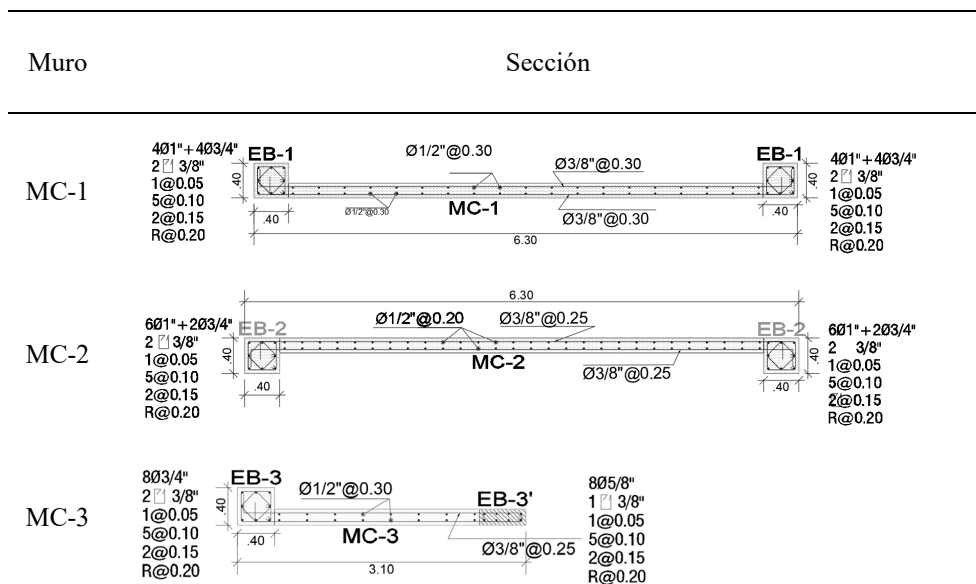
*Secciones típicas de vigas*

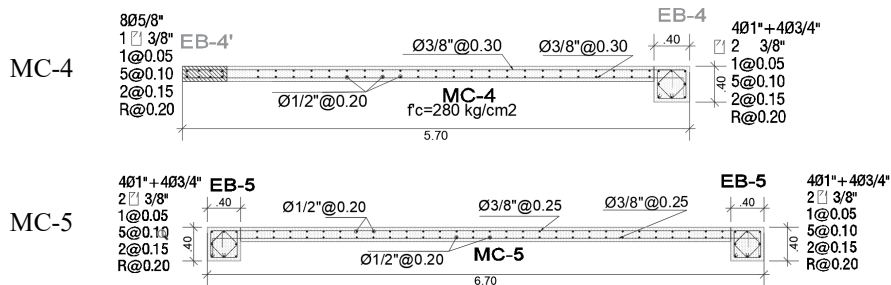
Viga	Sección	Refuerzo		Estribos
		Superior	Inferior	

V-101	0.4x0.60m	2Ø3/4" + 1Ø5/8"	2Ø3/4" + 1Ø5/8"	Ø3/8" 1@0.05, 6@0.10, 5@0.125, 3@0.15, Rto. @0.20 c/e
V-102	0.3x0.60m	2Ø5/8"	2Ø5/8"	Ø8mm 1@0.05, 5@0.10, 2@0.125, Rto. 0.20 c/e
V-103	0.30x0.40m	2Ø5/8" + 1Ø1/2"	2Ø5/8" + 1Ø1/2"	Ø8mm 1@0.05, 6@0.10, 2@0.125, Rto. 0.20 c/e
V-01	0.17x0.60m	2Ø3/4"	2Ø3/4"	Ø3/8" 1@0.05, 6@0.10, 5@0.125, 3@0.15, Rto. @0.20 c/e
V-CH	0.40x0.20m	2Ø5/8"	2Ø5/8"	Ø8mm 1@0.05, Rto. 0.10 c/e

**Tabla 11**

*Secciones de muros de corte del primer nivel*





**Tabla 12**

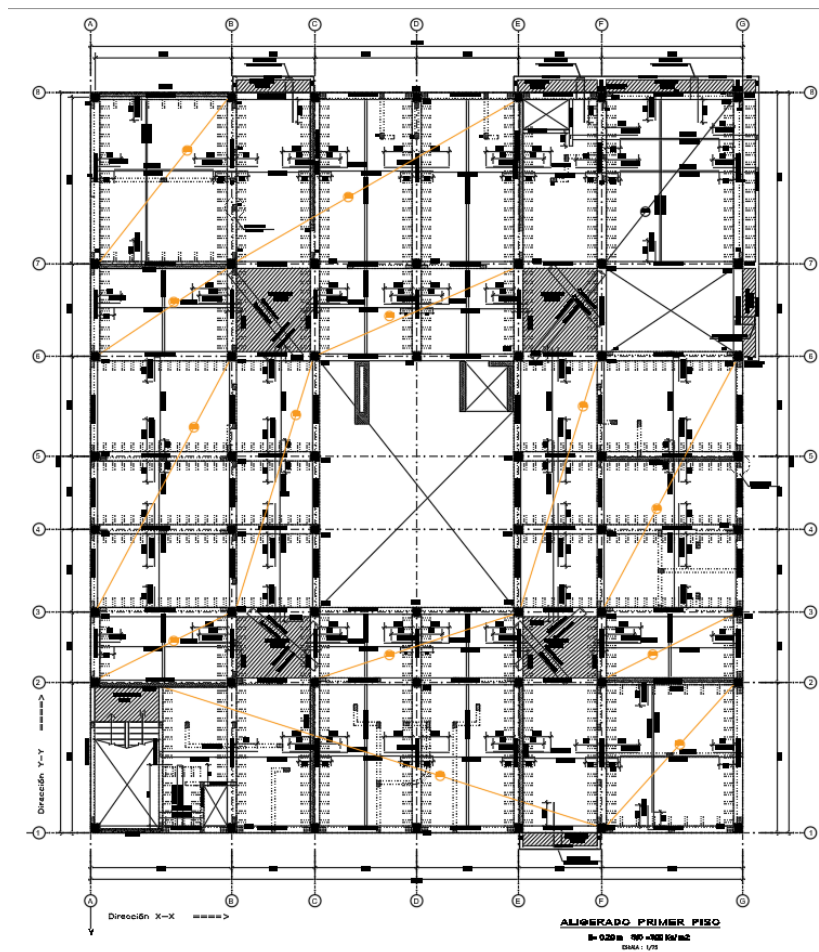
*Secciones de losas*

Losa	Sección
Losa maciza	
Losa aligerada típica	<p> <math>A_{st} = \varnothing 6\text{mm} @ 0,25</math>      <math>A_{sr} = \varnothing 6\text{mm} @ 0,25</math>        SUJETADOR DE <math>A_{sp} \varnothing 6\text{mm} C/1,00</math> </p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_{s}^{\oplus}</math> y <math>A_{s}^{\ominus}</math>, ACERO PRINCIPAL NEGATIVO Y POSITIVO, VER PLANTA</li> <li>• SUJETADORES DE <math>A_{s}^{\oplus}</math>, <math>\varnothing 6\text{mm} C/1,00</math></li> <li>• ELEMENTOS DE RELLENO: CASETON DE POLIESTIRENO EXPANDIDO</li> </ul>
Losa en dos direcciones	<p> <math>A_{st} = \varnothing 6\text{mm} @ 0,25</math>      <math>A_{sr} = \varnothing 6\text{mm} @ 0,25</math>        SUJETADOR DE <math>A_{sp} \varnothing 6\text{mm} C/1,00</math> </p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• <math>A_{s}^{\oplus}</math> y <math>A_{s}^{\ominus}</math>, ACERO PRINCIPAL NEGATIVO Y POSITIVO, VER PLANTA</li> <li>• SUJETADORES DE <math>A_{s}^{\oplus}</math>, <math>\varnothing 6\text{mm} C/1,00</math></li> <li>• ELEMENTOS DE RELLENO: CASETON DE POLIESTIRENO EXPANDIDO</li> </ul>

En cuanto a su distribución en planta, los primeros dos niveles son típicos como se muestran en las figuras 32 y 33, mientras que la planta del tercer nivel es en forma de L, presentando una irregularidad por esquina entrante como se muestra en la figura 34.

**Figura 32**

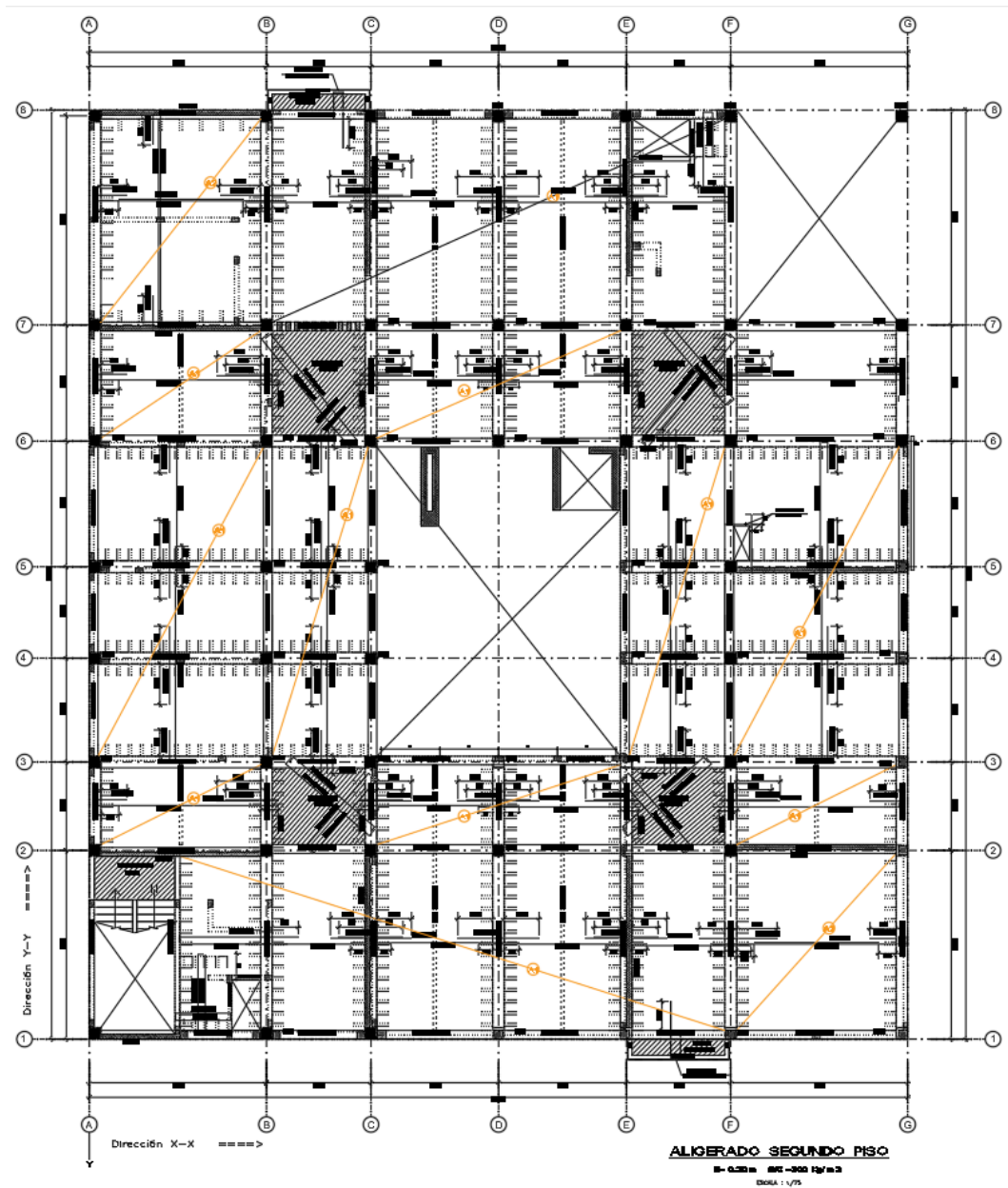
*Plano de aligerado de primer nivel*



*Nota.* Tomado de Sub Gerencia de Estudios (2017).

**Figura 33**

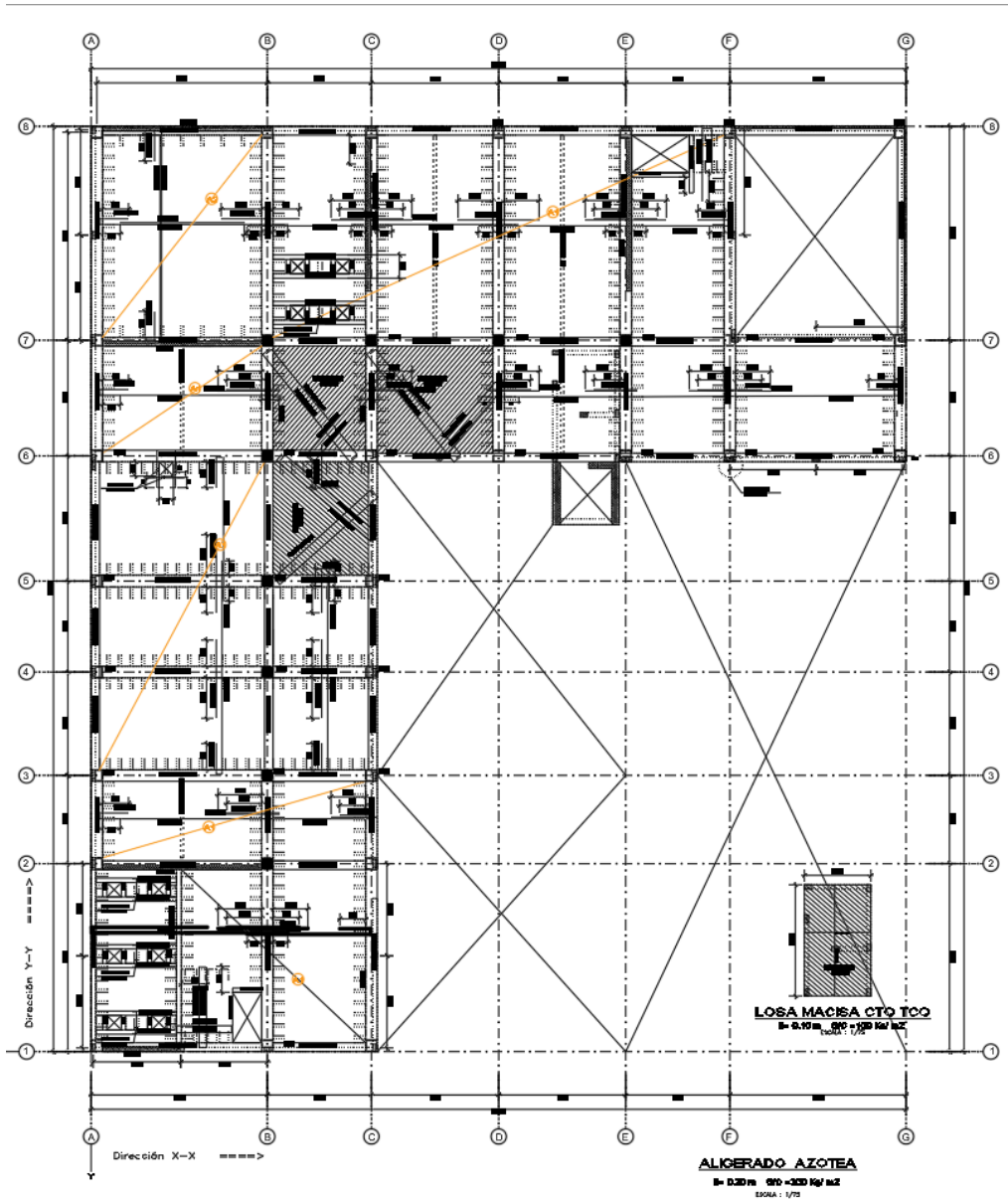
*Plano de aligerado de segundo nivel*



*Nota.* Tomado de Sub Gerencia de Estudios (2017).

**Figura 34**

*Plano de aligerado de tercer nivel*



*Nota.* Tomado de Sub Gerencia de Estudios (2017).

Para la cimentación se cuenta con zapatas aisladas de 2.00x2.00m y zapatas combinadas en zonas donde se ubican los muros de corte, ambas con un peralte de 0.60m, según los estudios de mecánica de suelos se tiene en la tabla 13 las características y propiedades del terreno de fundación.

**Tabla 13**

*Propiedades mecánicas del terreno de fundación*

Descripción	Valor
Tipo de suelo	Grava mal graduada con arena y pocos finos (GP)
Nivel freático	No encontrado
Nivel de fondo de zapata	-2.30m
Capacidad portante	3.10 kg/cm <sup>2</sup>

*Nota.* Tomado de Sub Gerencia de Estudios (2017).

### 3.7 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Según los planos y el expediente técnico se extrajo las siguientes características y propiedades de los materiales mostrados en las tablas 14 y 15.

**Tabla 14**

*Propiedades del concreto*

Concreto	
Resistencia a la compresión del concreto	$f_c=210 \text{ kg/cm}^2$
Resist. a la compr. del concreto para muros y zapatas	$f_c=280 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad del concreto	$E_c = 15000\sqrt{f_c}$
Módulo de Poisson	$n = 0.20$
Peso específico	$\gamma_c = 2400 \text{ kg/m}^3$

*Nota.* Tomado de Sub Gerencia de Estudios (2017).

**Tabla 15***Propiedades del acero de refuerzo*

Acero	
Esfuerzo de fluencia (kg/cm <sup>2</sup> )	$f_y = 4200$
Módulo de elasticidad (kg/cm <sup>2</sup> )	$E = 2000000$
Peso específico (kg/m <sup>3</sup> )	$\gamma = 7850$

*Nota.* Tomado de Sub Gerencia de Estudios (2017).

### 3.8 CARGAS

#### 3.8.1 Cargas muertas

Para el análisis estructural se definieron las cargas muertas que se deben agregar al peso propio de la losa aligerada considerando que se utilizaron casetones de poliestireno. En la tabla 16 se muestra las cargas muertas correspondientes. Para el peso de la tabiquería se distribuye linealmente en las vigas de acuerdo a su disposición indicada en los planos.

**Tabla 16***Cargas muertas*

<b>Carga Muerta de Piso</b>	<b>150 kg/m<sup>2</sup></b>
Peso de casetón de poliestireno expandido	1.80 kg/m <sup>2</sup>
Contrapiso	115 kg/m <sup>2</sup>
Peso de porcelanato	20.83 kg/m <sup>2</sup>
Peso de instalaciones	7 kg/m <sup>2</sup>
Cielo raso	5.9 kg/m <sup>2</sup>

<b>Carga Muerta de Techo (Azotea)</b>	<b>140 kg/m<sup>2</sup></b>
Peso de casetón de poliestireno expandido	1.80 kg/m <sup>2</sup>
Capa de tierra	90 kg/m <sup>2</sup>
Peso de ladrillo pastelero	38.40 kg/m <sup>2</sup>
Peso de instalaciones	4 kg/m <sup>2</sup>
Cielo raso	5.90 kg/m <sup>2</sup>
<b>Carga Muerta de Techo (Terraza)</b>	<b>130 kg/m<sup>2</sup></b>
Peso de casetón de poliestireno expandido	1.80 kg/m <sup>2</sup>
Contrapiso	46 kg/m <sup>2</sup>
Peso de terrazo	70 kg/m <sup>2</sup>
Peso de instalaciones	7 kg/m <sup>2</sup>
Cielo raso	5.90 kg/m <sup>2</sup>

*Nota.* Tomado de Sub Gerencia de Estudios (2017).

### 3.8.2 Cargas vivas

Para la carga viva se utilizaron los valores indicados en la norma NTP E.020 (SENCICO, 2006) según el tipo de uso como se muestra en la tabla 17.

**Tabla 17**

#### *Cargas vivas*

<b>Cargas Vivas Repartidas</b>	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	300 kg/m <sup>2</sup>
Cuartos	200 kg/m <sup>2</sup>
Corredores y salas	400 kg/m <sup>2</sup>
Carga viva de techo	100 kg/m <sup>2</sup>
Tabiquería móvil	100 kg/m <sup>2</sup>

*Nota.* Tomado de SENCICO (2006).

### 3.9 ANÁLISIS SÍSMICO

#### 3.9.1 Modelamiento estructural

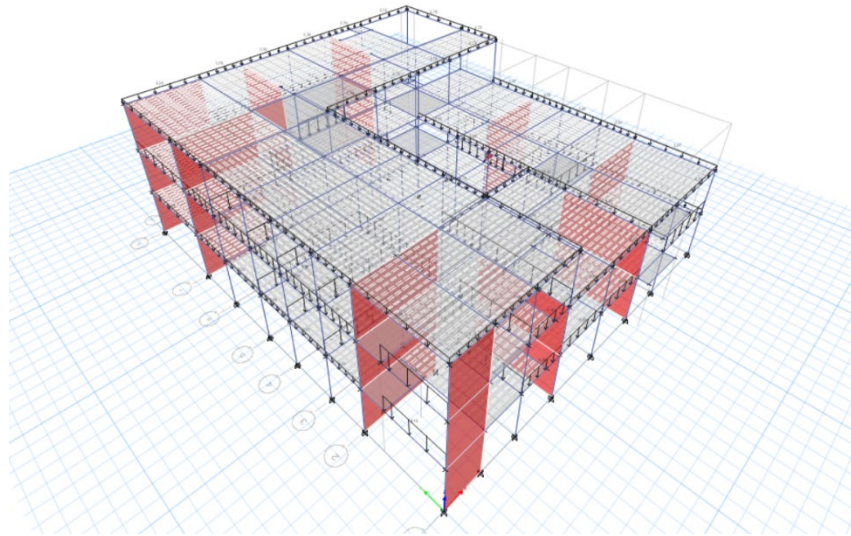
El modelo matemático de la edificación se realizó con la ayuda del programa ETABS V20 en base a los planos de estructuras, así mismo se tiene las siguientes consideraciones para los distintos elementos estructurales.

- Las vigas, columnas y elementos de borde son modelados como tipo frame.
- Los muros estructurales son modelados como elementos shell.
- Las losas se modelaron como tipo membrana, además se utilizó una sección waffle para la losa bidireccional y ribbed para la losa aligerada de una dirección.
- Se utilizaron brazos rígidos con un valor de 0.5.
- Para la escalera se realizó un metrado de cargas y se colocó el peso equivalente en la losa donde descansa para de esta manera evitar una falsa torsión.

En la figura 35 se muestra la vista 3D del modelo estructural de la edificación y en la figura 36 el renderizado del modelo.

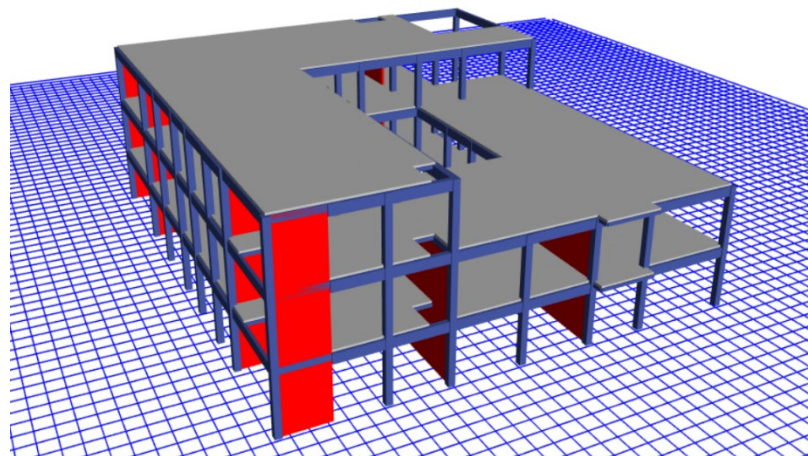
**Figura 35**

*Vista 3D del modelo estructural de la edificación*



**Figura 36**

*Vista renderizado de la estructura de la edificación*



### 3.9.2 Análisis modal

Para el análisis modal primero se definió la fuente de masa sísmica considerando el 100% de la carga muerta, el 50% de la carga viva y el 25% de la carga viva de techo de acuerdo a lo indicado en la normativa para edificaciones esenciales.

Así mismo, se consideraron 3 modos de vibración por nivel dando un total de 9 modos de vibración de manera que la suma de las masas sea superior al 90%. En la tabla 18 se resume los modos de vibración y masas participativas donde se observa que los primeros modos de vibración presentan una participación significativa del componente rotacional, indicando la presencia de efecto torsional. En cuanto al porcentaje de masa participativa se aprecia que si cumple el requerimiento de superar el 90%.

**Tabla 18**

*Modos de vibración*

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modo 1	0.202	0.013	0.380	0.369	0.013	0.380	0.369
Modo 2	0.164	0.198	0.299	0.252	0.211	0.679	0.621
Modo 3	0.151	0.547	0.057	0.150	0.758	0.736	0.771
Modo 4	0.071	0.001	0.178	0.018	0.758	0.914	0.789
Modo 5	0.064	0.000	0.000	0.001	0.759	0.914	0.790
Modo 6	0.064	0.000	0.000	0.000	0.759	0.914	0.790
Modo 7	0.058	0.011	0.024	0.168	0.769	0.938	0.958
Modo 8	0.053	0.187	0.000	0.017	0.956	0.938	0.974
Modo 9	0.04	0.002	0.054	0.004	0.958	0.992	0.979

### 3.9.3 Aceleración espectral

Para el análisis sísmico se utilizaron los factores estipulados en la norma NTP E.030 (SENCICO, 2018) como muestra la tabla 19.

**Tabla 19**

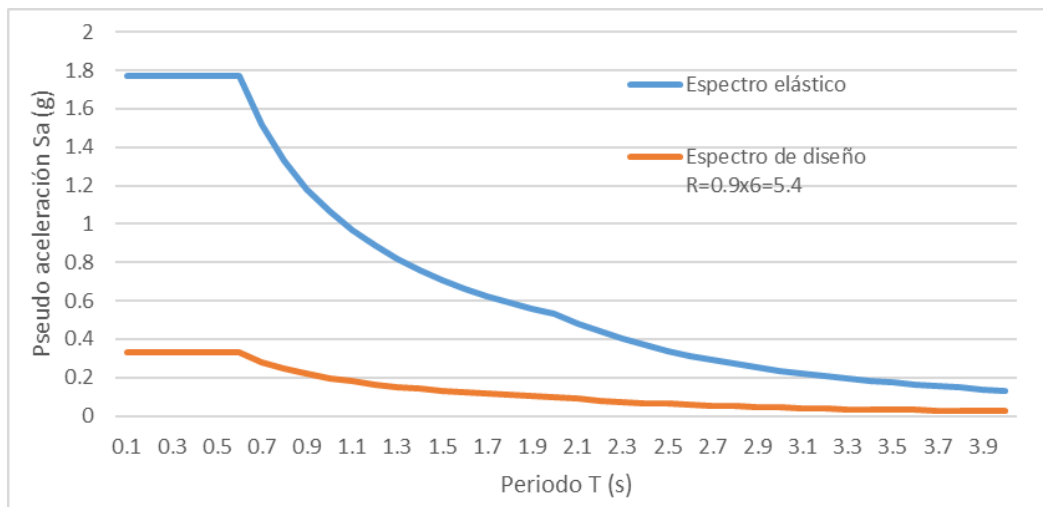
*Parámetros sísmicos*

PARÁMETROS SÍSMICOS	FACTOR
Z: Factor de zona (Zona 4)	0.45
U: Factor de categoría de edificación (A2)	1.5
S: Parámetro de suelo (S2)	1.05
Tp: Periodo corto	0.6
Tl: Periodo largo	2
Ia: Irregularidad en altura	1
Ip: Irregularidad en planta	0.9
R0x: Coeficiente de reducción (muros estructurales)	6
R0y: Coeficiente de reducción (muros estructurales)	6

Para los espectros de pseudo aceleraciones se utilizó un factor de reducción R igual a 5.4 siendo este el producto del factor R de muros estructurales y la irregularidad en planta.

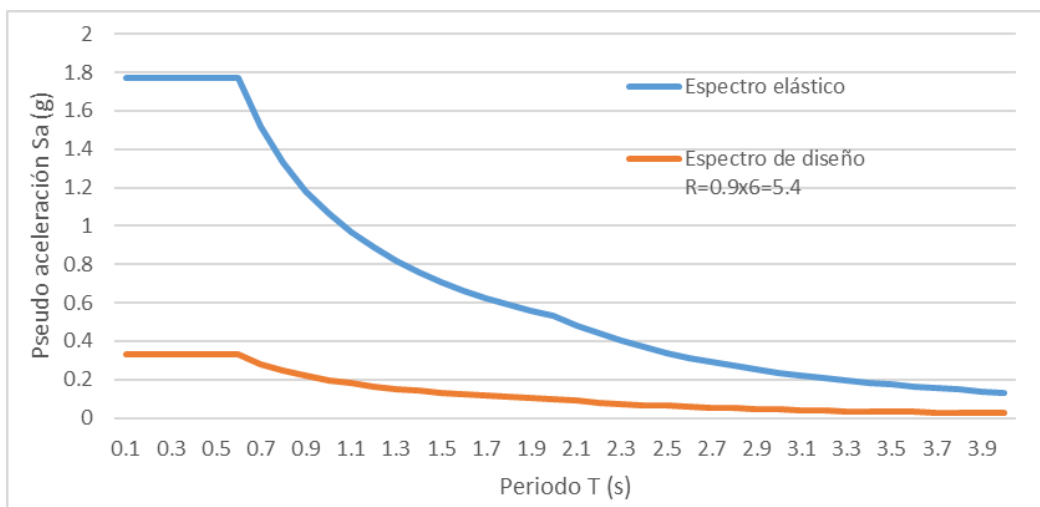
**Figura 37**

*Espectro de respuesta en el eje X-X*



**Figura 38**

*Espectro de respuesta en el eje Y-Y*



### 3.9.4 Verificación de derivas

Se realizó la verificación de derivas teniendo en cuenta que al ser una edificación irregular se multiplicó por un factor de 0.85R. La tabla 20 muestra las derivas en ambas direcciones de las cuales la máxima deriva en la dirección X-X es 0.001952, y en la dirección Y-Y es 0.002572, ambas por debajo de 0.007 establecido en la norma NTP E.030 (SENCICO, 2018). Esto nos indica que la estructura es bastante rígida puesto que el sistema estructural es en base a muros estructurales que aportan bastante rigidez a la estructura.

**Tabla 20**

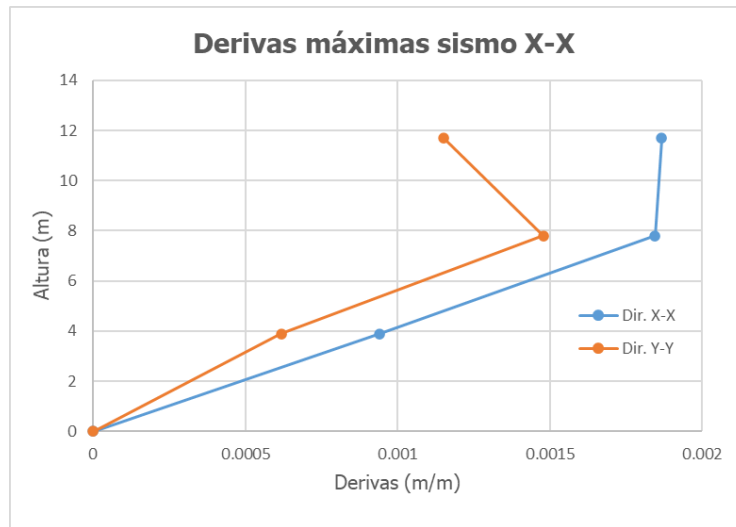
*Derivas de entrepiso en ambas direcciones de análisis*

Piso	Caso de carga	Dirección	Deriva
Piso 3	Deriva X-X	X	0.001952
Piso 2	Deriva X-X	X	0.001884
Piso 1	Deriva X-X	X	0.001055
Piso 3	Deriva Y-Y	Y	0.002572
Piso 2	Deriva Y-Y	Y	0.002266
Piso 1	Deriva Y-Y	Y	0.001331

En las figuras 39 y 40 se ve la gráfica de las derivas donde se observa que debido a la torsión se presenta derivas en ambas direcciones para un mismo caso de carga.

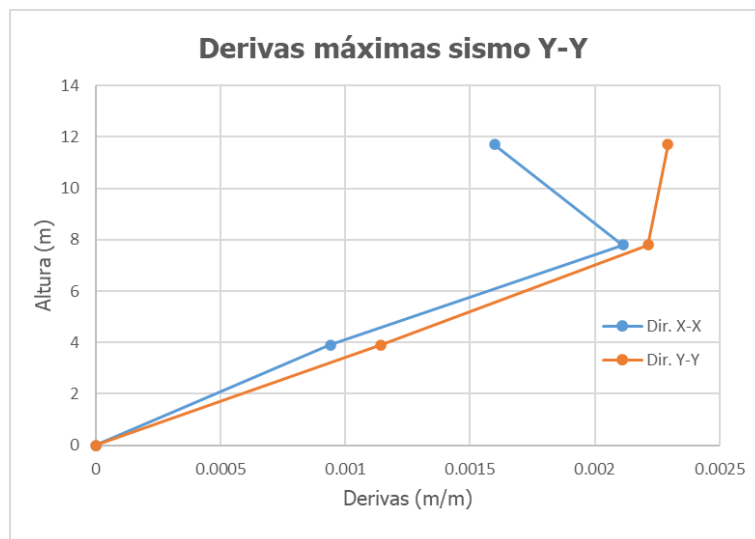
**Figura 39**

*Máximas derivas para un sismo en dirección X-X*



**Figura 40**

*Máximas derivas para un sismo en dirección Y-Y*



### 3.9.5 Verificación de irregularidades

#### 3.9.5.1 Irregularidades estructurales en altura

##### a) Irregularidades de Rigidez – Piso Blando

Para evaluar la irregularidad se compara la rigidez de entrepiso con respecto al inmediato superior, en la tabla 21 se muestra la comparación de rigideces para ambas direcciones donde superan el 70% por lo cual no presenta irregularidad.

**Tabla 21**

*Verificación de irregularidad de rigidez – piso blando*

Piso	Sismo	Cortante (ton)	Desplazamiento (m)	Rigidez (ton/m)	Verificación <70%	Irregularidad
Piso 3	X-X	183.469	0.001210675	151542.706		No
Piso 2	X-X	376.877	0.001286592	292926.615	193%	No
Piso 1	X-X	493.516	0.000756107	652706.566	223%	No
Piso 3	Y-Y	164.573	0.001576523	104389.751		No
Piso 2	Y-Y	310.345	0.001462469	212206.136	203%	No
Piso 1	Y-Y	405.512	0.000895155	453007.211	213%	No

##### b) Irregularidad de Resistencia – Piso Débil

Para este caso se determina como irregular si la resistencia a fuerzas cortantes de un piso es menor al 80% del inmediato superior. En la tabla 22 se muestra los valores de la resistencia al corte tanto para el sismo en la dirección X y la dirección Y, donde se aprecia que no presenta irregularidad.

**Tabla 22***Verificación de resistencia – piso débil*

Piso	Sismo	V (ton)	0.80V (ton)	Verificación <80%	Irregularidad
Piso 3	X-X	183.469	146.775		No
Piso 2	X-X	376.8771	301.502	205%	No
Piso 1	X-X	493.516	394.813	131%	No
Piso 3	Y-Y	164.5728	131.658		No
Piso 2	Y-Y	310.345	248.276	189%	No
Piso 1	Y-Y	405.5118	324.409	131%	No

## c) Irregularidad de Masa o Peso

No existe irregularidad puesto como se muestra en la tabla 23 la variación es menor a 1.5 y no se considera el último piso al ser azotea.

**Tabla 23***Verificación de irregularidad de masa o peso*

Piso	Masa (ton-s <sup>2</sup> /m)	Variación	Irregularidad
Piso 1	85.698	1.19	No
Piso 2	72.159	0.84	No
Piso 3	36.238	-	No

## d) Irregularidad Geométrica vertical

Se tiene en el tercer nivel de azotea, por lo que no se aplica para este caso.

e) Discontinuidad en los sistemas resistentes

De la revisión de los planos se observa que los elementos que soportan más del 10% de la fuerza cortante no presentan desalineamiento vertical ni cambio de orientación.

3.9.5.2 Irregularidades estructurales en planta

a) Irregularidad torsional

En la tabla 24 se muestra que la relación del máximo desplazamiento con el desplazamiento promedio es mayor a 1.3 lo cual indicaría irregularidad, pero al tener las derivas menores al 50% de lo permitido el criterio no se aplica por lo tanto no existe irregularidad torsional.

**Tabla 24**

*Verificación de irregularidad torsional*

Piso	Dirección	Máximo desplazamiento relativo (m)	Desplazamiento promedio relativo (m)	Relación
Piso 3	X-X	0.007614	0.005557	1.370
Piso 2	X-X	0.007349	0.005905	1.245
Piso 1	X-X	0.004114	0.003471	1.185
Piso 3	Y-Y	0.010031	0.007236	1.386
Piso 2	Y-Y	0.008836	0.006713	1.316
Piso 1	Y-Y	0.00519	0.004109	1.263

## b) Esquinas entrantes

Para la verificación por esquina entrante se tomó en consideración si la longitud de la esquina entrante es menor al 20% de la longitud total. En la tabla 25 se muestra que para el segundo nivel se excede por un poco, mientras que para el tercer nivel presenta una notoria variación esto debido a la configuración en L. En la normativa no existe mayor especificación si esta irregularidad se debe cumplir en todos los niveles, por lo tanto, se considerará como irregular como se estableció en los planos.

**Tabla 25**

*Verificación de irregularidad por esquina entrante*

Piso	Dirección	Longitud esquina entrante	Longitud total	Relación	Irregularidad
Piso 1	-	-	-	-	No
Piso 2	X-X	5.9	28.20	20.92%	Si
	Y-Y	7.2	32.00	22.50%	Si
Piso 3	X-X	18.3	28.20	64.89%	Si
	Y-Y	20.4	32.00	63.75%	Si

## c) Discontinuidad del diafragma

Para evaluar la irregularidad por discontinuidad del diafragma se calcularon las áreas de la abertura y se verificó que estas no superan el 50% del área total del diafragma por lo tanto no presenta irregularidad como se muestra en la tabla 26.

**Tabla 26***Verificación de irregularidad por discontinuidad del diafragma*

Piso	Área de abertura (m2)	Área total (m2)	Relación
Piso 1	106.7	902.4	0.118
Piso 2	106.7	860	0.124
Piso 3	4.35	486.6	0.009

## d) Sistemas no paralelos

El edificio en estudio presenta pórticos principales paralelos por lo que no se presenta esta irregularidad.

## 3.9.6 Fuerza cortante en la base

Para la verificación de escalamiento de fuerzas se hizo la comparación de la cortante dinámica con el 90% de la cortante estática en ambas direcciones. La tabla 27 muestra los factores de escala a considerar en el diseño.

**Tabla 27***Verificación de escalamiento de fuerzas*

Dirección	Cortante estática (ton)	Cortante dinámica (ton)	Cortante estática al 90% (ton)	Factor de escala
X-X	690.59	493.52	621.53	1.26
Y-Y	690.59	405.51	621.53	1.53

### 3.10 DISEÑO POR RESISTENCIA

Para la verificación del diseño se colocó el acero de refuerzo a los elementos estructurales según lo indicado en los planos, además al ser un sistema de muros estructurales que se caracteriza por ser rígido y resistir más del 80% del cortante en la base como se muestra en la tabla 28, se colocó a las vigas y columnas la condición “Sway Intermediate” puesto que no requieren una gran ductilidad.

**Tabla 28**

*Sistema estructural de la edificación*

Dirección	V Total (Ton)	V Columnas (Ton)	V Columnas (%)	V Muros Estructurales (Ton)	V Muros Estructurales (%)	Sistema Estructural
X-X	493.52	18.4486	3.74%	475.0674	96.26%	Muros estructurales
Y-Y	405.51	21.227	5.23%	384.2848	94.77%	Muros estructurales

El diseño por resistencia de los elementos estructurales se realizó según lo indicado en la NTP E.060 (SENCICO, 2009), donde indica que los elementos estructurales deberán diseñarse para obtener en todas sus secciones resistencias de diseño ( $\phi R_n$ ), por lo menos iguales a las resistencias requeridas ( $R_u$ ), calculadas para las cargas y fuerzas amplificadas de las combinaciones de diseño.

$$\phi R_n \geq R_u \quad (48)$$

Las combinaciones de diseño que se utilizaron fueron las siguientes:

$$U = 1.4CM + 1.7CV \quad (49)$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm CS \quad (50)$$

$$U = 0.9CM \pm CS \quad (51)$$

Donde:

U: Combinación última

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

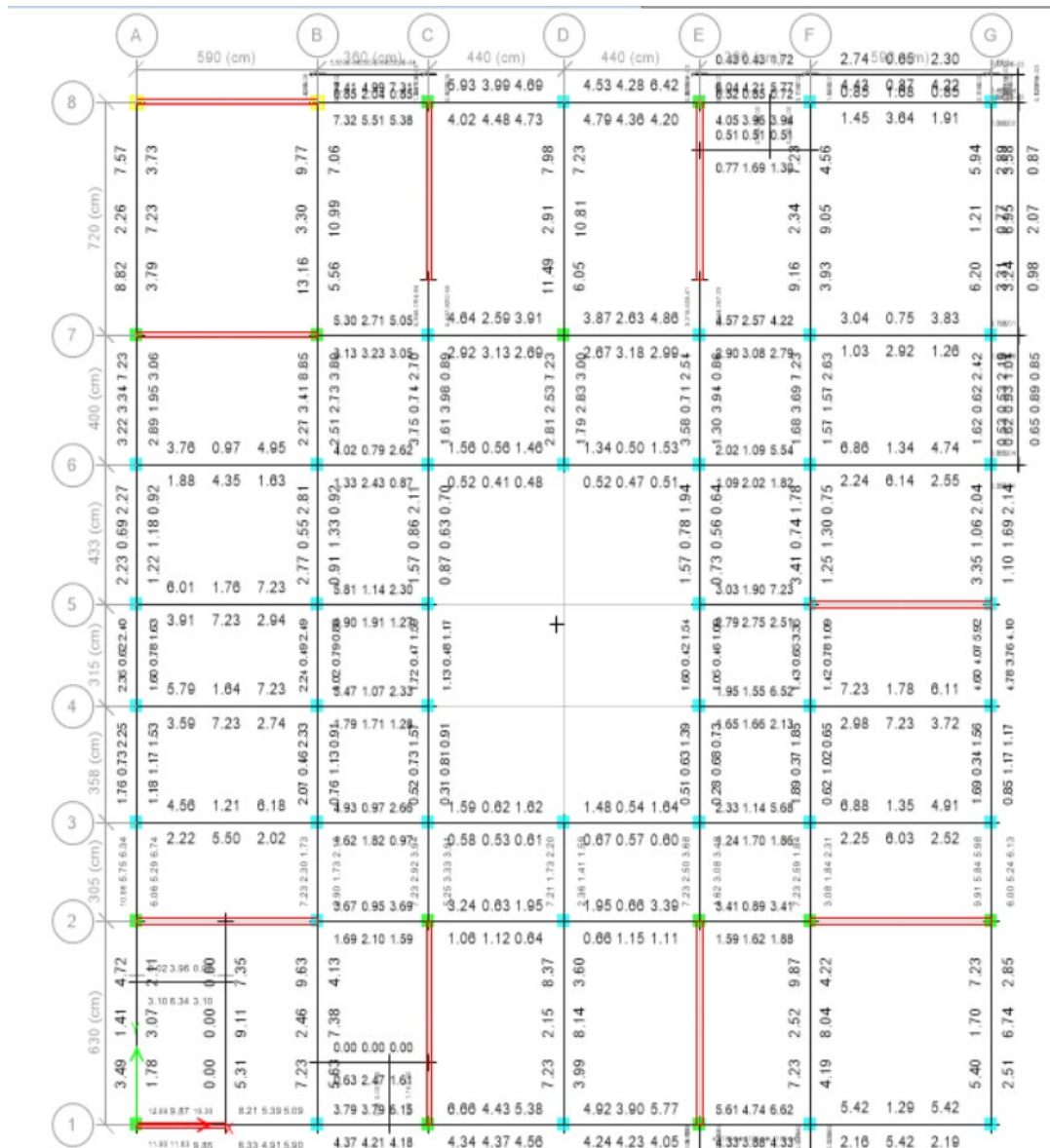
CS: Carga sísmica

### 3.10.1 Verificación de vigas

Para el diseño de vigas se verificó en el programa que las secciones no presentaran alguna falla y en cuanto al refuerzo longitudinal para la flexión de vigas se comparó que el acero requerido obtenido del programa sea menor a igual al acero real colocado, donde se obtuvo que el acero colocado se encuentra por encima de lo mostrado en las figuras 41, 42 y 43, por lo tanto, damos por válido el refuerzo longitudinal colocado en las vigas.

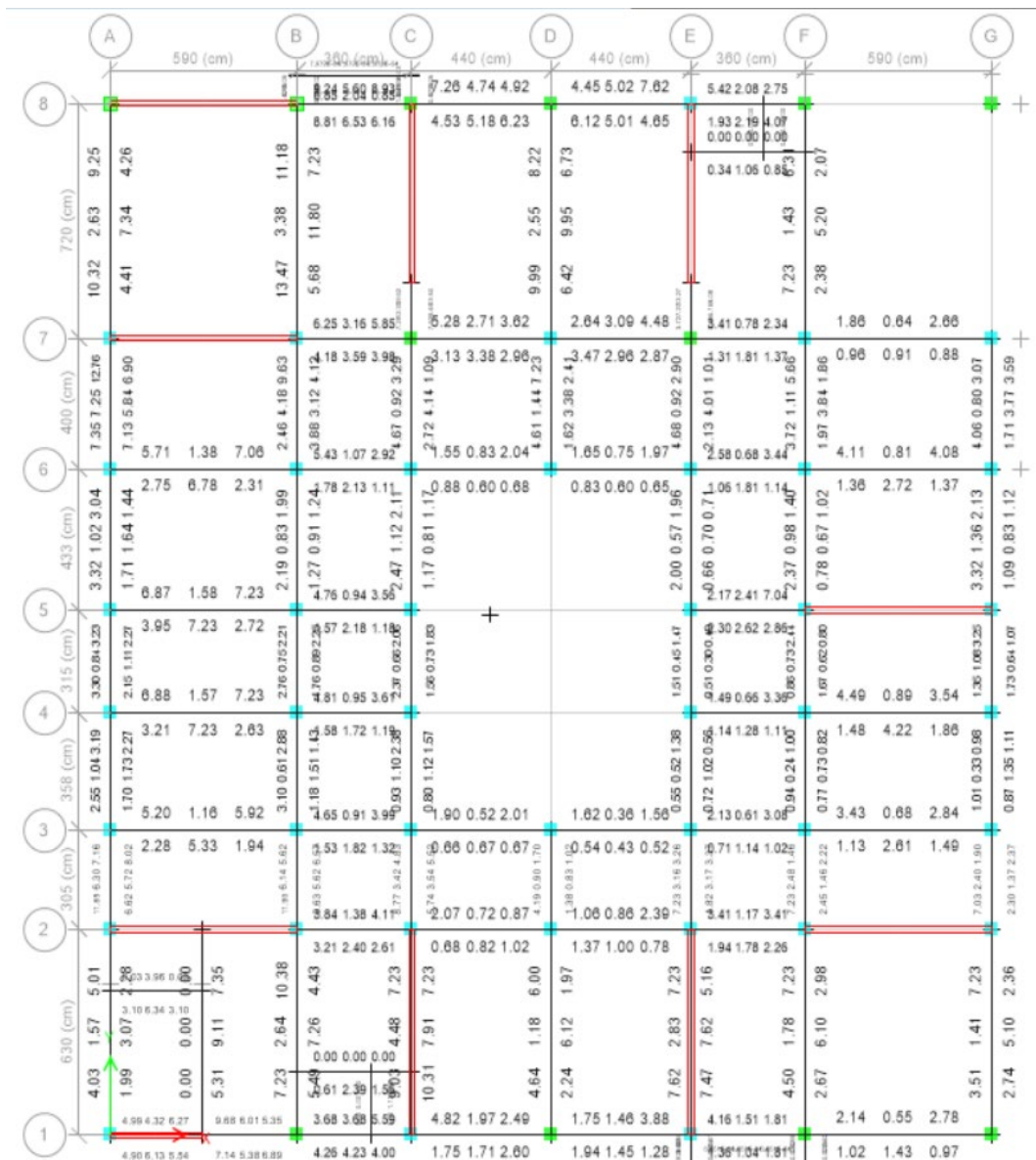
Figura 41

Acero de refuerzo longitudinal en vigas de primer nivel



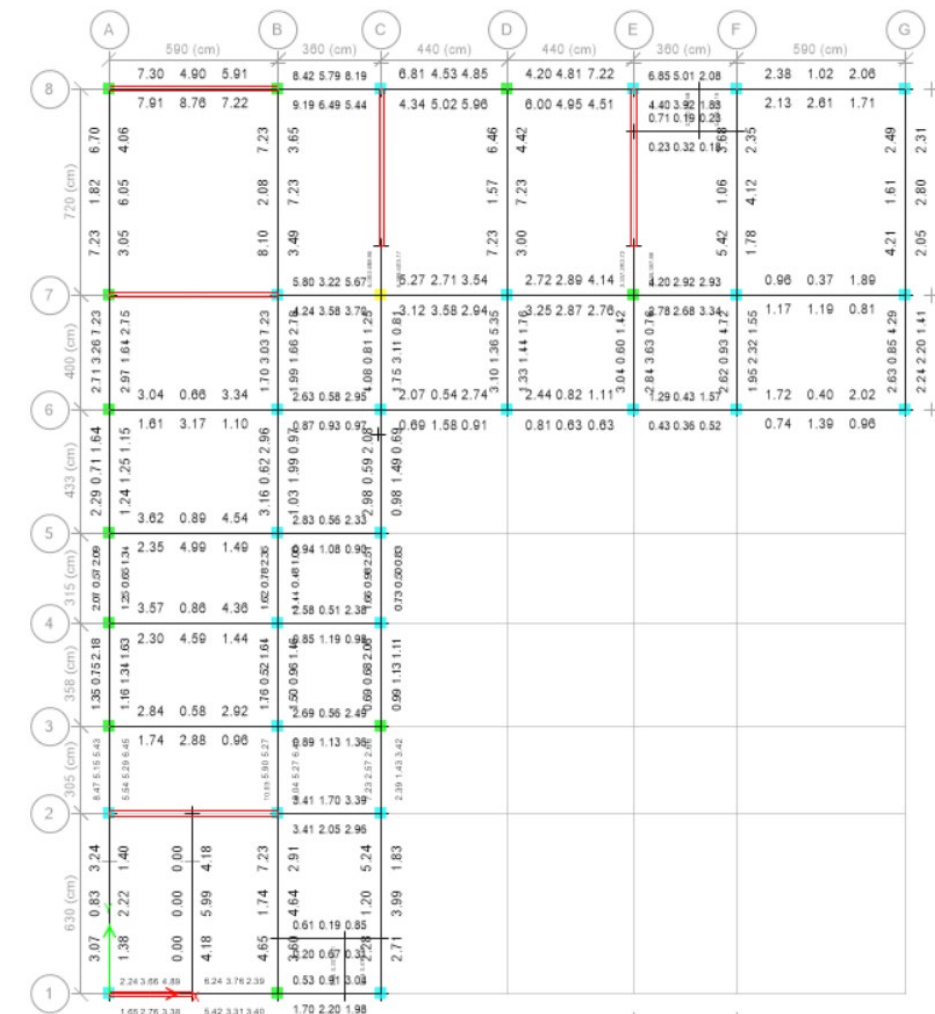
**Figura 42**

*Acero de refuerzo longitudinal en vigas del segundo nivel*



**Figura 43**

*Acero de refuerzo longitudinal en vigas del tercer nivel*



En el diseño a corte se verificó que la cortante que ingresaba a las vigas era mínimo por tal motivo el confinamiento mínimo de los estribos se determina según las disposiciones especiales para vigas en sistemas estructurales de la NTP E.060 (SENCICO, 2009), donde indica ser menor a:

- $d/4$ , pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150mm.
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 300mm.

Además, la zona de confinamiento está dada por dos veces la altura de la viga, la tabla 29 muestra el confinamiento colocado versus el necesario donde se aprecia que para la viga V-102 no alcanza la zona de confinamiento delimitada por la norma, pero no toma mayor relevancia puesto que con el confinamiento colocado es suficiente para asegurar una falla a flexión y un desarrollo adecuado de la rótula plástica.

**Tabla 29**

*Refuerzo transversal de vigas*

Viga	Estribos colocados	Zona de confinamiento colocado	Espaciamiento requerido	Zona de confinamiento requerido
V-101 (40x60cm)	Ø3/8" 1@0.05, 6@0.10, 5@0.125 Rto. @0.20 c/e	127.5	Ø3/8" 1@0.10, 8@0.15 Rto. @0.25 c/e	120 cm
V-102 (30x60cm)	Ø8mm 1@0.05, 5@0.10, 2@0.125, Rto. 0.20 c/e	80cm	Ø8mm 1@0.10, 8@0.15 Rto. 0.25 c/e	120 cm
V-103 (30x40cm)	Ø8mm 1@0.05, 6@0.10, 2@0.125, Rto. 0.20 c/e	90cm	Ø8mm 1@0.10, 5@0.15 Rto. 0.20 c/e	80cm
V-01 (17x60cm)	Ø3/8" 1@0.05, 6@0.10, 5@0.125 Rto.@0.20 c/e	127.5	Ø3/8" 1@0.10, 8@0.15 Rto. @0.25 c/e	120 cm

### 3.10.2 Verificación de columnas

Para el diseño de las columnas a flexo compresión se tuvo en cuenta que la cuantía del acero longitudinal se encuentre entre el rango de 1% a 6%, la tabla 30 muestra las cuantías para las columnas típicas, donde para el caso de la columna C2 la cuantía se encuentra ligeramente inferior al 1%.

**Tabla 30**

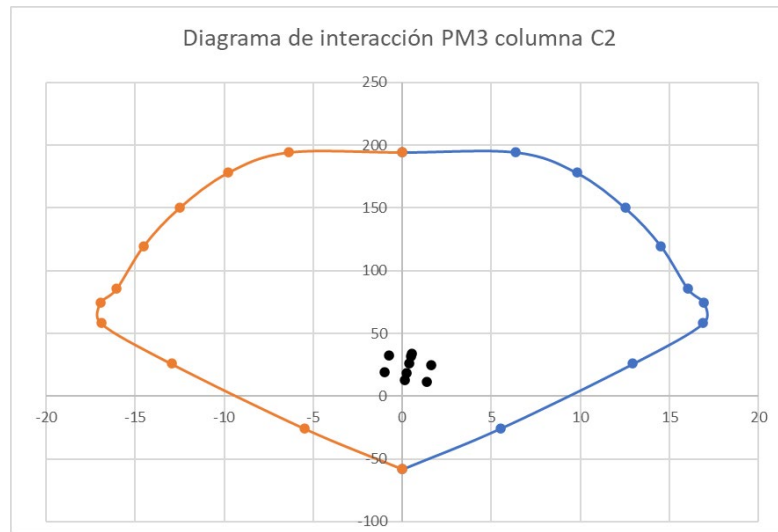
*Cuantía de columnas*

Columna	Sección	Refuerzo	Cuantía
C-1	0.40X0.40m	8Ø3/4"	1.42%
C-2	0.40X0.40m	4Ø3/4" + 2Ø5/8"	0.96%
C-3	0.40X0.40m	4Ø1"	1.28%

La figura 44 y 45 muestra el diagrama de interacción de una columna C2 en la que se aprecia que se encuentra dentro del rango y presentará una falla dúctil por lo que podemos dar por válida la columna.

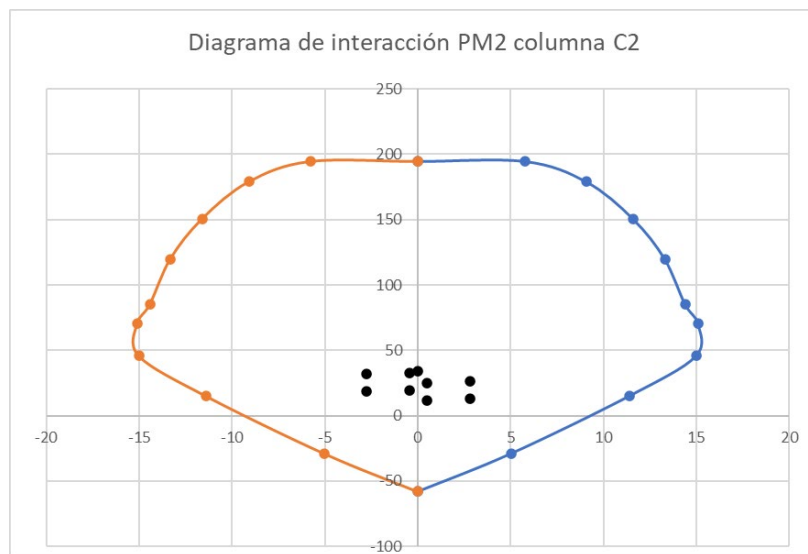
**Figura 44**

*Diagrama de interacción PM3 de columna C2*



**Figura 45**

*Diagrama de interacción PM2 de columna C2*



Para la verificación a flexo compresión de las columnas se tuvo en cuenta que la relación demanda capacidad de las columnas se encuentre dentro del rango establecido, de la verificación se obtuvieron valores menores a 1 por lo que todas las columnas cumplen esta verificación como muestra la figura 46 y 47.

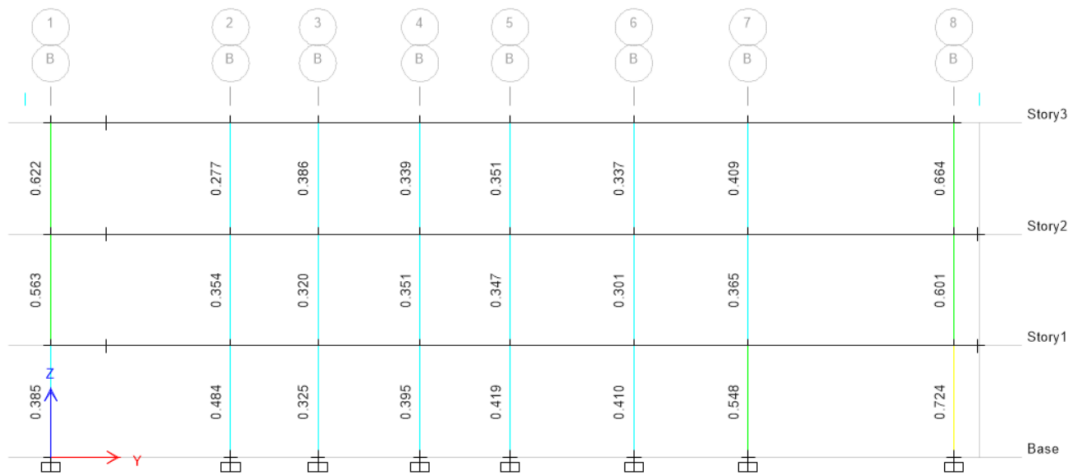
**Figura 46**

*Relación demanda capacidad de las columnas Eje A-A*



**Figura 47**

*Relación demanda capacidad de las columnas Eje B-B*



Para la verificación por corte se observó que al ser un sistema estructural basado en muros estructurales la cortante en las columnas es mínimo por lo cual el cortante esta según las disposiciones especiales para el diseño sísmico de la NTP E.060, donde indica que el espaciamiento no debe exceder al menor valor entre:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 100 mm.

La longitud  $L_o$  no debe menor que el mayor entre

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.

- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 500 mm.

La tabla 31 muestra el confinamiento de refuerzo transversal de las columnas en el cual se cumple lo estipulado en la norma por lo que damos por valido la verificación del diseño por corte.

**Tabla 31**

*Refuerzo transversal en columnas*

Columna	Estribos	Lo
C-1 (40x40cm)	2Ø3/8" 1@0.05, 5@0.10, 2@0.15, Rto. @0.20	55cm
C-2 (40x40cm)	2Ø3/8" 1@0.05, 5@0.10, 2@0.15, Rto. @0.20	55cm
C-3 (40x40cm)	1Ø3/8" 1@0.05, 5@0.10, Rto. @0.20	55cm

### 3.10.3 Verificación de muros estructurales

Para la verificación de los muros estructurales se asignó etiquetas pier a los muros como muestra la figura 48, y se ingresó el acero mediante la creación de la sección en “Section Designer”.

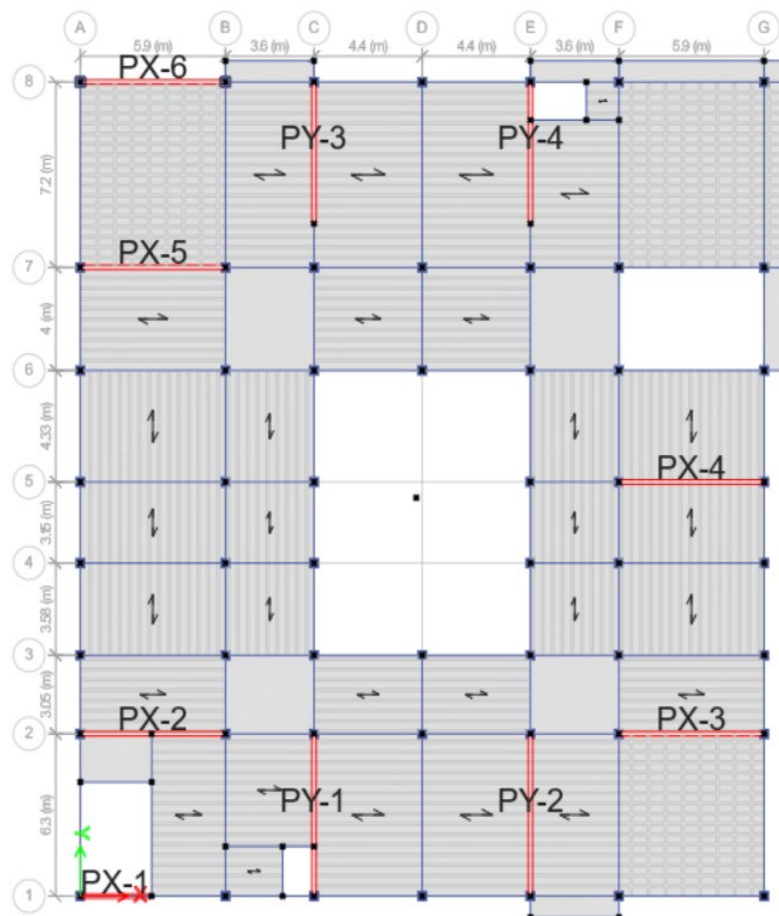
Después, se definió el modo de falla de los muros para la cual se verificó la relación de la altura y longitud del muro, si esta relación es mayor a 2 el muro falla a flexión,

caso contrario fallará a corte y la cuantía de refuerzo vertical deberá ser mayor a la de refuerzo horizontal (SENCICO, 2009).

La tabla 32 muestra el modo de falla de los muros viendo que la mayoría falla a corte.

**Figura 48**

*Asignación de etiquetas pier a los muros*



**Tabla 32***Modo de falla de los muros estructurales*

Muro	hm	lm	hm/lm	Modo de Falla
PX1	11.7	3.1	3.77	Flexión
PX2	11.7	6.3	1.86	Cortante
PX3	7.8	6.3	1.24	Cortante
PX4	7.8	6.3	1.24	Cortante
PX5	11.7	6.3	1.86	Cortante
PX6	11.7	6.3	1.86	Cortante
PY1	7.8	6.7	1.16	Cortante
PY2	7.8	6.7	1.16	Cortante
PY3	11.7	5.7	2.05	Flexión
PY4	11.7	5.7	2.05	Flexión

La tabla 33 muestra los valores de la relación demanda capacidad de los muros, donde para los muros PX1, PX5 y PX6 colocados en la dirección X-X, la combinación de diseño que genera la máxima demanda capacidad se encuentra en la dirección Y-Y, esto se debe a la presencia de torsión en la estructura y la distribución en planta de los muros lo que genera que estos sean los más esforzados.

Además, para el muro PX6 se observa que está al límite de la demanda capacidad y el muro PY3 excede el valor de 1.

**Tabla 33**

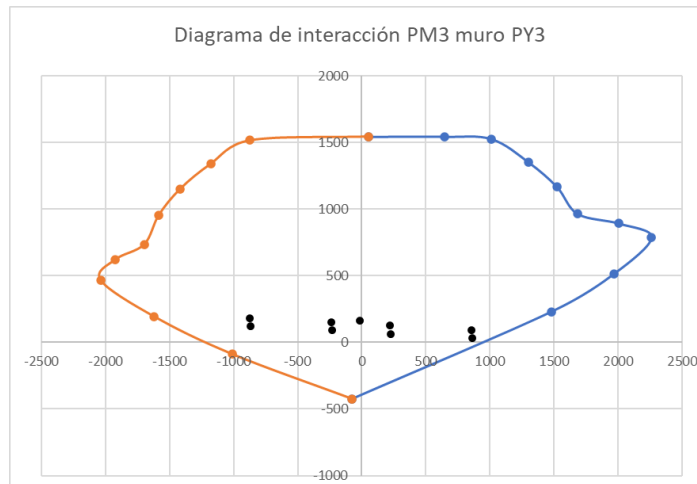
*Relación demanda capacidad de los muros estructurales*

MURO	D/C	Combo
PX1	0.880	0.9CM-CSY
PX2	0.671	0.9CM-CSX
PX3	0.733	0.9CM-CSX
PX4	0.623	0.9CM-CSX
PX5	0.792	0.9CM-CSY
PX6	0.999	0.9CM-CSY
PY1	0.817	0.9CM-CSY
PY2	0.736	0.9CM-CSY
PY3	1.029	0.9CM-CSY
PY4	0.876	0.9CM-CSY

Para los muros PX6 y PY3 se verificó en el diagrama de interacción que los puntos de las combinaciones de diseño se encuentren dentro de la gráfica en sus ejes principales como se muestra en las figuras 49 y 50 para el muro PX6 y las figuras 51 y 52 para el muro PY3.

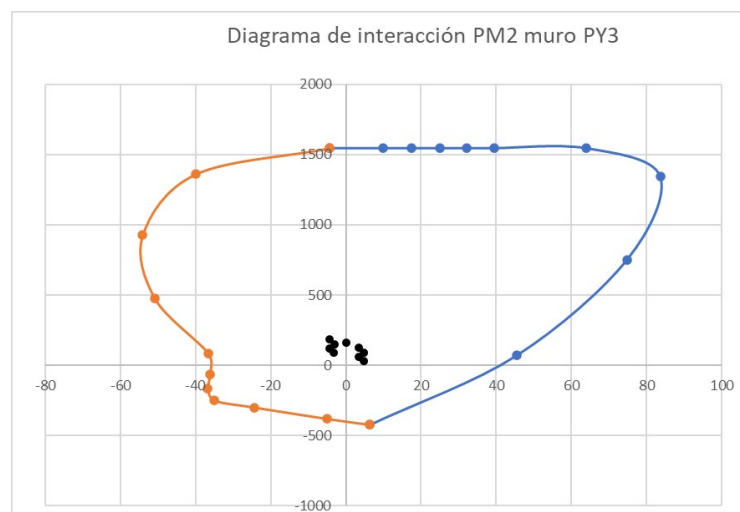
**Figura 49**

*Diagrama de interacción PM3 muro PY3*



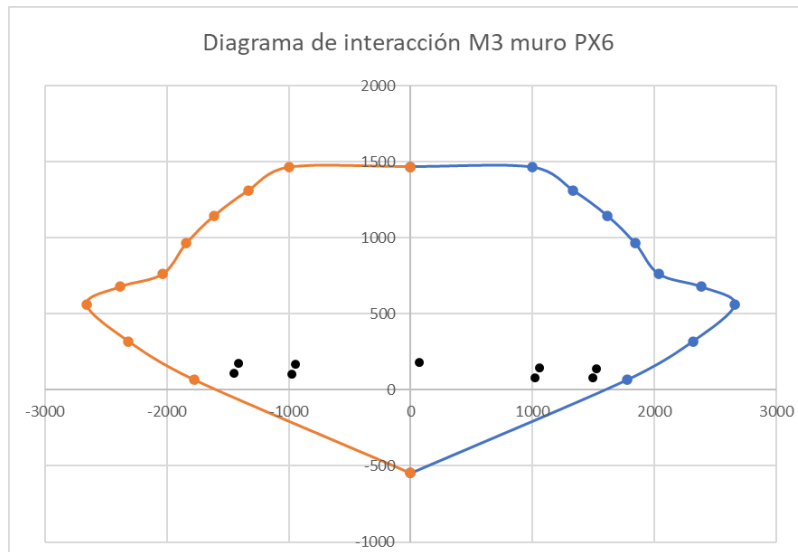
**Figura 50**

*Diagrama de interacción PM2 muro PY3*



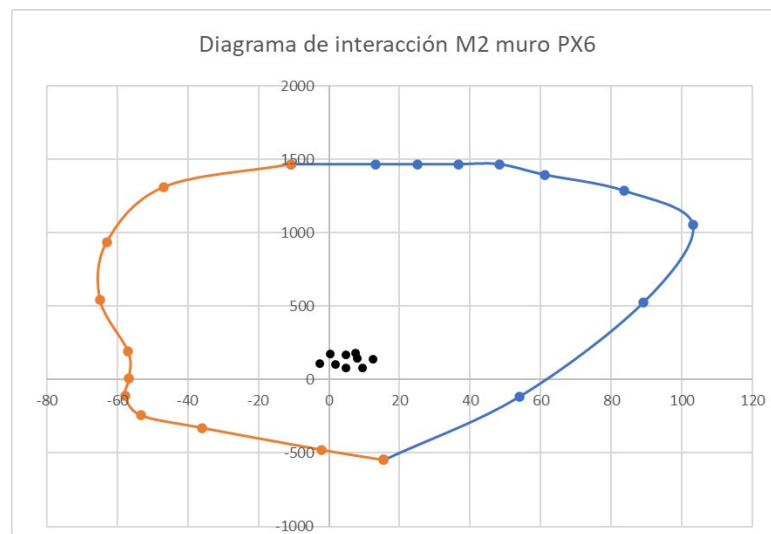
**Figura 51**

*Diagrama de interacción PM3 muro PX6*



**Figura 52**

*Diagrama de interacción PM2 muro PX6*



Para el diseño a corte de los muros se toma en cuenta su modo de falla, puesto que, si la falla es a flexión deberá amplificarse el cortante de diseño  $V_u$  mediante la siguiente expresión:

$$V_u \geq V_{ua} \left( \frac{M_n}{M_{ua}} \right) \quad (52)$$

Donde  $V_{ua}$  y  $M_{ua}$  son el cortante y momento amplificado del análisis y  $M_n$  es el momento nominal resistente del muro, además el cociente de  $M_n/M_{ua}$  debe ser menor que el coeficiente de reducción  $R$ .

Además, para la resistencia al corte que aporta el concreto se tiene la siguiente expresión:

$$V_c = A_{cw}(\alpha_c \sqrt{f'_c}) \quad (53)$$

Donde:

$$\alpha_c = 0.8 \text{ si } h_m/l_m \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \text{ si } h_m/l_m \geq 2.0$$

y varía linealmente entre 0.8 y 0.53 para valores de  $h_m/l_m$  entre 1.5 y 2.0

Para la resistencia al cortante que aporta el acero  $V_s$  tenemos:

$$V_s = A_{cw} \rho_h f_y \quad (54)$$

Donde  $\rho_h$  es la cuantía de refuerzo horizontal y  $A_{cw}$  el área de la sección que resiste cortante

Los resultados de la verificación a corte mostrados en la tabla 34 indican que los PY3 y PY4 necesitan mayor refuerzo al ser amplificado el cortante según la normativa.

**Tabla 34**

*Verificación de refuerzo horizontal en muros estructurales*

Muro	Espaciamiento As H 3/8" requerido (cm)	As H colocado (cm)	Verificación
PX1	31.769	3/8" @ 0.25	Ok
PX2	Cuántía min (33.41)	3/8" @ 0.30	Ok
PX3	Cuántía min (33.41)	3/8" @ 0.30	Ok
PX4	Cuántía min (33.41)	3/8" @ 0.30	Ok
PX5	Cuántía min (33.41)	3/8" @ 0.30	Ok
PX6	Cuántía min (33.41)	3/8" @ 0.25	Ok
PY1	Cuántía min (33.41)	3/8" @ 0.25	Ok
PY2	Cuántía min (33.41)	3/8" @ 0.30	Ok
PY3	25.039	3/8" @ 0.30	No cumple
PY4	28.156	3/8" @ 0.30	No cumple

### 3.11 ANALISIS NO LINEAL ESTATICO

#### 3.11.1 Modelo de comportamiento inelástico de los materiales

Para el análisis no lineal es necesario incorporar estimaciones realistas de la resistencia de los materiales para lo cual diferentes normas y guías establecen factores de modificación para las resistencias esperadas de los materiales como se aprecia en la tabla 35, en la presente investigación se usarán las resistencias esperadas de los materiales según el ACI 318-19.

**Tabla 35**

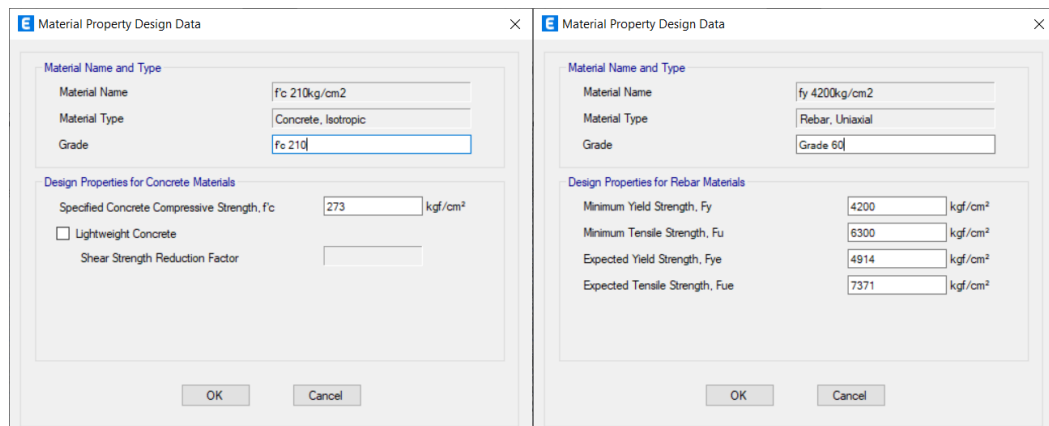
*Resistencias esperadas de los materiales*

Norma o guía	Factor de resistencias esperadas		
	Concreto ( $f_c$ )	Acero de refuerzo (Grado 60)	
		Resistencia de fluencia esperada ( $f_y$ )	Resistencia última esperada ( $f_u$ )
ASCE 41-17 (2017)	$1.5f_c$	$1.25f_y$	$1.25f_u$
ACI 318-19 (2019)	$1.3f_c$	70 ksi	106 ksi
PEER/ATC (2010)	$1.25f_c$	$1.2f_y$	$1.2f_u$
TBI (2017)	$1.3f_c$	70 ksi	106 ksi
LATBSDC (2020)	$1.3f_c$	70 ksi	106 ksi
ACHISINA (2017)	$1.3f_c$	$1.17f_y$	$1.17f_u$

De esta manera se modificó las resistencias del concreto y del acero indicando que esta modificación solo es para el análisis no lineal.

**Figura 53**

*Resistencias esperadas del concreto y el acero*

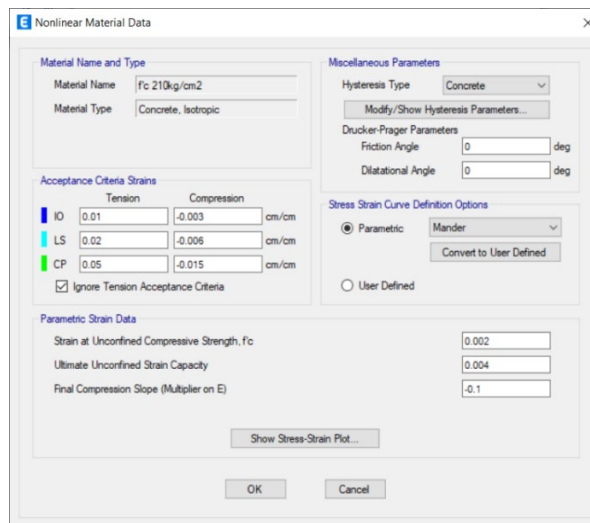


*Nota.* (a) Resistencia esperada para el concreto (b) Resistencia esperada para el acero de refuerzo.

Para el comportamiento del concreto se utilizará el modelo de Mander et al. (1988) tanto para concreto confinado como concreto sin confinar ya que es uno de los modelos más utilizados para la investigación y considera el aporte de los estribos para la capacidad de deformación y resistencia como se muestra en la figura 54. Para el acero de refuerzo se utilizará el modelo de Park, puesto que, se aproxima muy bien a los modelos experimentales del acero y considera el endurecimiento post fluencia como se muestra en la figura 57.

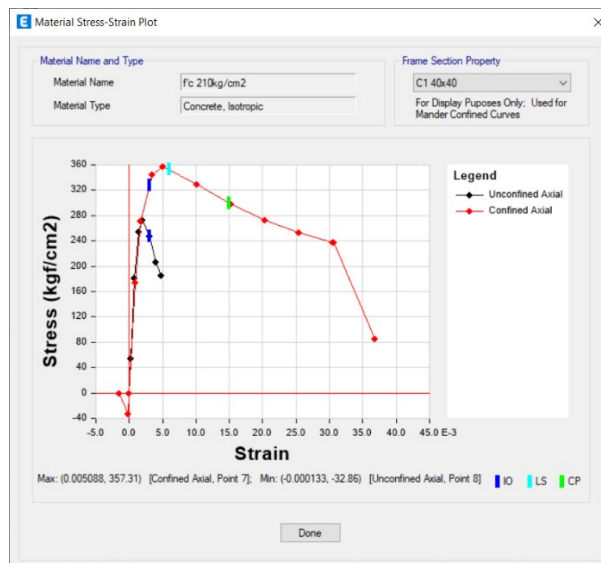
### Figura 54

*Parámetros no lineales para concreto*



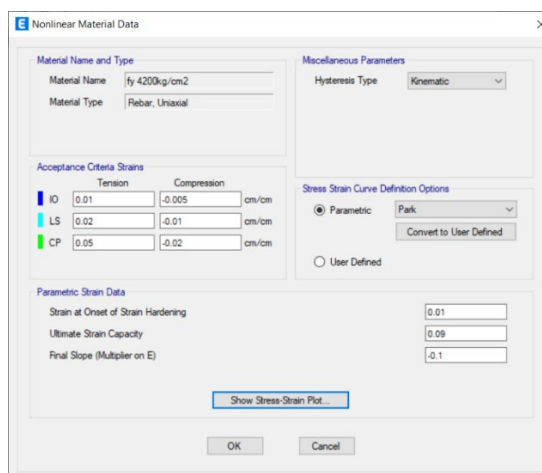
**Figura 55**

*Modelo de esfuerzo deformación para concreto confinado*



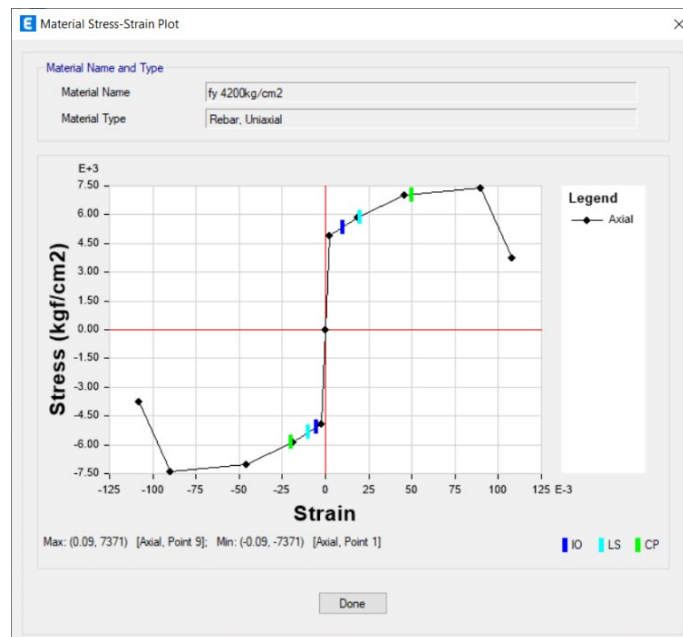
**Figura 56**

*Parámetros no lineales para acero de refuerzo*



**Figura 57**

*Modelo de esfuerzo deformación para acero de refuerzo*



### 3.11.2 Modelo de comportamiento inelástico en los elementos

Para el modelo no lineal de la estructura es necesario considerar los modificadores de rigidez de los elementos, en la tabla 36 se observa los valores que proponen normas y guías, en el caso de la ACHISINA considera un factor de 1 para la flexión en muros, esto debido a que considera la plasticidad tipo fibra distribuida que son capaces de representar la fisuración del concreto y para el caso de la cortante considera la siguiente expresión. En la presente investigación se hará uso de los modificadores de rigidez recomendados del ASCE 41-17.

$$G_c A = \frac{E_c}{2(1+\nu)} A_{cv} = 0.4 E_c A_{cv} \quad (55)$$

**Tabla 36***Modificadores de rigidez*

Rigidez efectiva		ASCE 41-17	ACI 318-19	ACHISINA
Vigas	Flexión	$0.3E_cI_g$	$0.3E_cI_g$	$0.35I_g$
	Corte	$0.4E_cA_w$	$0.4E_cA_g$	$1.0A_g$
Columnas	Flexión	$0.7E_cI_g$	$0.7E_cI_g$	$0.7I_g$
	Corte	$0.4E_cA_w$	$0.4E_cA_g$	$1.0A_g$
Muros	Flexión	$0.35E_cA_g$	$0.35E_cI_g$	$1.0E_c$
	Corte	$0.4E_cA_w$	$0.2E_cA_g$	$0.5A_g$

*Nota.*  $E_c$ =Módulo de elasticidad del concreto,  $I_g$ =Momento de inercia de la sección bruta,  $A_g$ = Área bruta,  $A_w$ =Área nominal del alma del muro.

**Tabla 37***Modos de vibración para modelo con modificadores de rigidez*

Modo	Periodo (s)	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
Modo 1	0.287	0.0257	0.2593	0.454	0.0257	0.2593	0.454
Modo 2	0.231	0.4986	0.1921	0.0262	0.5243	0.4514	0.4802
Modo 3	0.214	0.1962	0.2723	0.2497	0.7205	0.7237	0.7299
Modo 4	0.088	0.0018	0.1611	0.0332	0.7223	0.8847	0.7631
Modo 5	0.075	0.0022	0.0021	0.0101	0.7244	0.8868	0.7732
Modo 6	0.074	0.001	0.0005	0.002	0.7254	0.8873	0.7751
Modo 7	0.074	0.0153	0.0368	0.1532	0.7408	0.9241	0.9283
Modo 8	0.066	0.1984	0.0006	0.0315	0.9392	0.9247	0.9598
Modo 9	0.045	0.0035	0.0599	0.0096	0.9427	0.9845	0.9694

### 3.11.2.1 Vigas

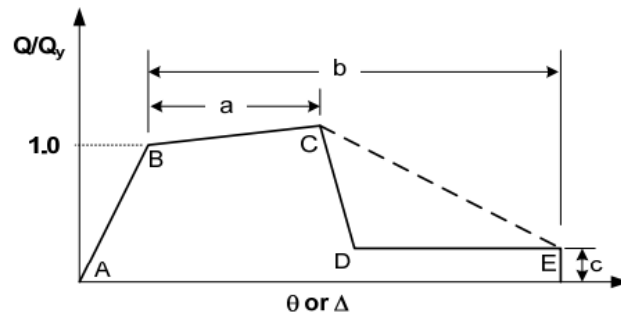
Para las vigas modeladas como elementos frame se usaran rótulas concentradas siguiendo lo indicado por el ASCE 41-17, además se consideró un valor de 1.13 para la relación entre el momento último y el momento de fluencia ( $M_u/M_y$ ) ya que este valor permite considerar los efectos de deslizamiento de la barra de refuerzo que no se considera en el diagrama momento curvatura (NIST, 2017c; PEER/ATC, 2010).

En la figura 58 se muestra la rótula plástica para la viga de 40x60 donde se aprecian tres puntos correspondientes al momento de fluencia, el momento último y la resistencia residual, donde se modificó la pérdida abrupta de resistencia que presenta las rótulas del ASCE 41-17 por una pendiente gradual, debido a que de ensayos experimentales se demostró que la caída repentina de la rótula del ASCE no es realista (PEER/ATC, 2010).

En los anexos se detalla el procedimiento para el cálculo de las rótulas plásticas para cada viga.

**Figura 58**

*Modificación de la curva de esfuerzo deformación del ASCE 41-17*



*Nota.* La línea punteada indica la modificación por una pendiente gradual. Tomado de PEER/ATC (2010).

**Figura 59**

*Parámetros de rótula plástica de viga 40x60*

Hinge Property Data for ROT V40X60 - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.045
A-	-1.13	-0.025
A	0	0
B	1	0
B+	1.13	0.025
D	0.2	0.045
E	0.2	0.05

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment      Moment SF: Positive 19.588      Negative      tonf-m

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)      Rotation SF: Positive 1      Negative     

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Show Acceptance Criteria on Plot

Immediate Occupancy: Positive 0.01      Negative

Life Safety: Positive 0.025      Negative

Collapse Prevention: Positive 0.05      Negative

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Takeda

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

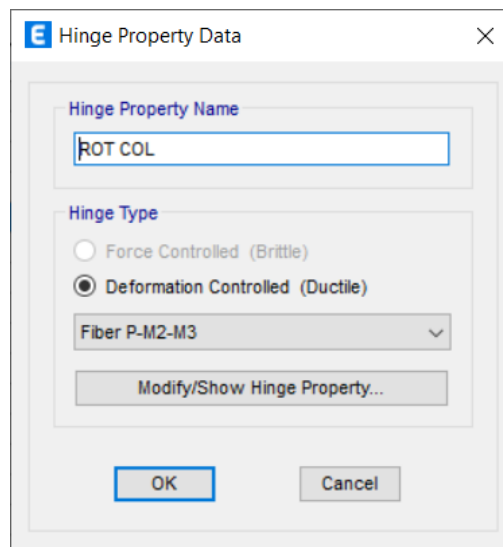
OK      Cancel

### 3.11.2.2 Columnas

Para las columnas modeladas como elementos frame se usarán rótulas tipo fibra concentrada en los extremos debido a que representan muy bien las propiedades de la interacción axial y flexión sin requerir realizar cálculos previos. En la figura 60 se muestra la definición de las rótulas concentradas tipo fibra considerando una longitud plasticidad equivalente a 0.5 veces el peralte de la columna.

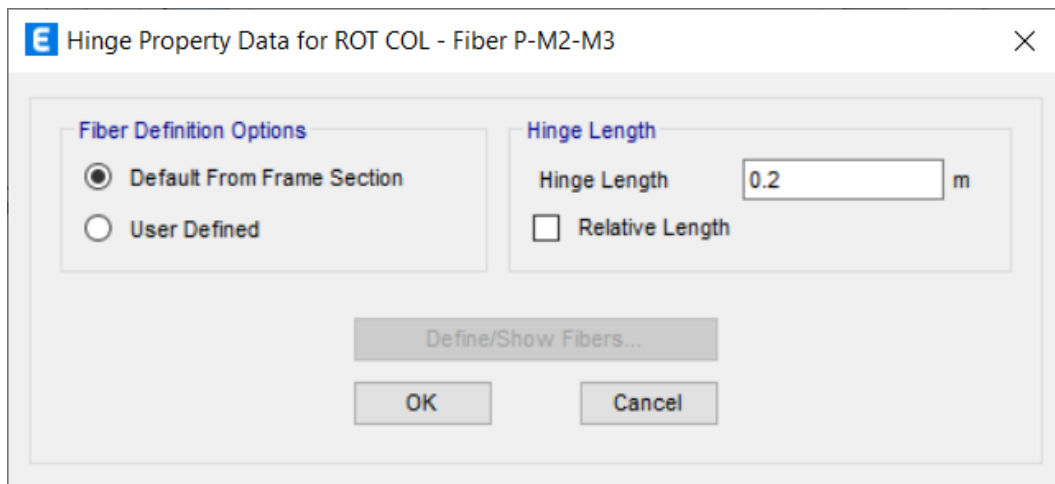
**Figura 60**

*Definición de rótula tipo fibra concentrada*



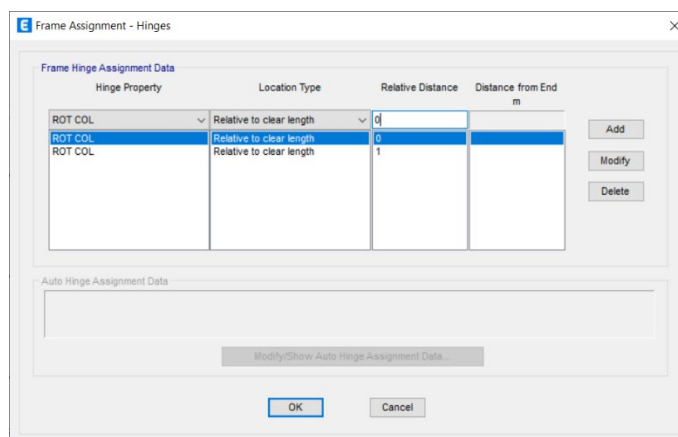
**Figura 61**

*Asignación de longitud de rótula plástica*



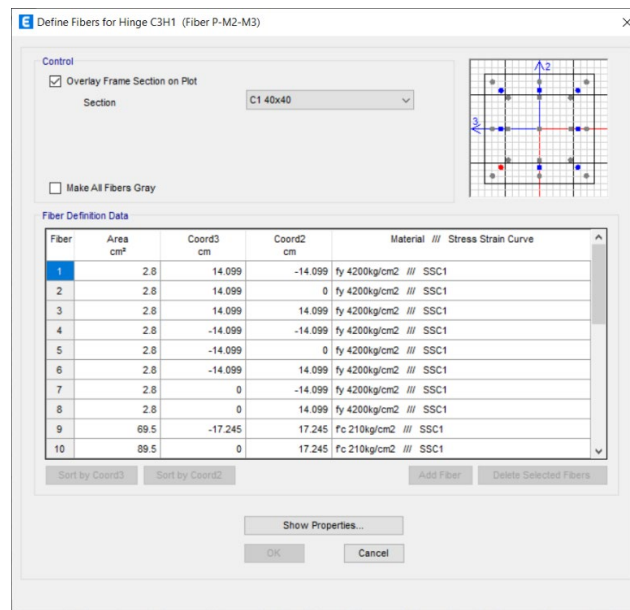
**Figura 62**

*Asignación de rótulas plásticas*



**Figura 63**

*Asignación de rótula concentrada tipo fibra en columna C1 40x40cm*

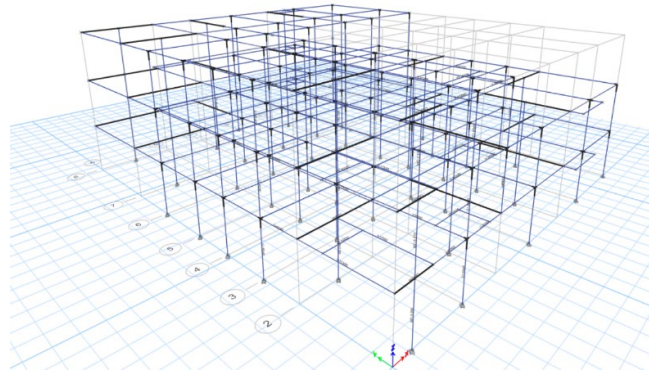


### 3.11.2.3 Muros de corte

Para el modelamiento no lineal de los muros se utilizará el modelo de viga columna, para así poder asignar rótulas a flexión y corte, para ello la figura 64 muestra el reemplazo de los muros por una columna equivalente y una viga rígida.

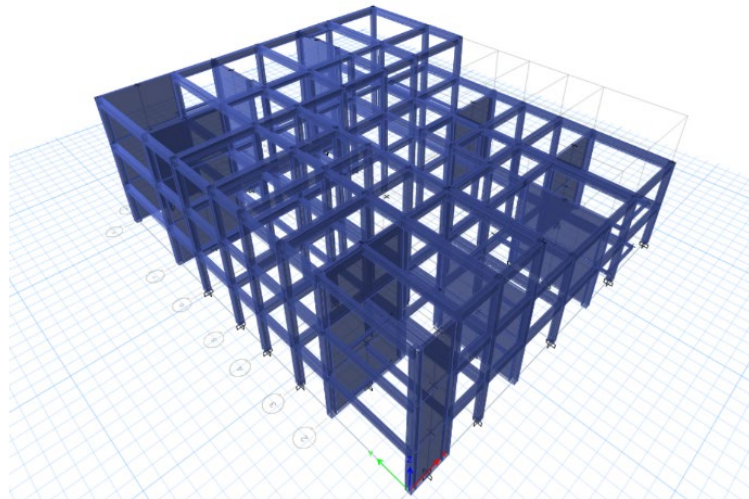
**Figura 64**

*Modelo estructural de muros con elementos viga columna*



**Figura 65**

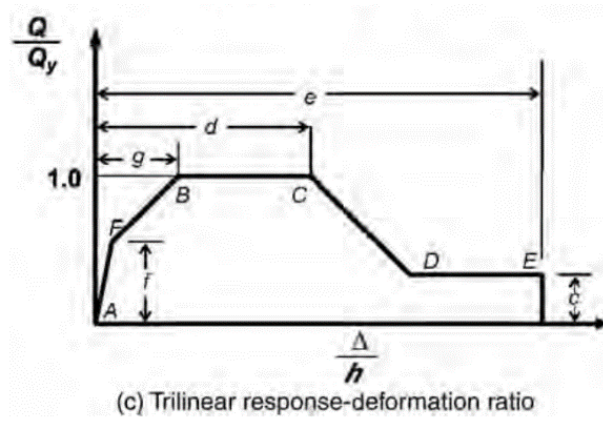
*Modelo renderizado de la estructura*



Para las rótulas a corte para los muros se realizó según lo indicado en las tablas del ASCE 41-17.

**Figura 66**

*Rótulas a corte según ASCE 41-17*



*Nota.* Tomado de ASCE 41-17 (2017).

**Figura 67**

*Parámetros de rótula a corte de muro PX2*

Hinge Property Data for ROT PX2 - Shear V2

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E	0	-0.039
D	-1	-0.02925
C	-1	-0.0156
B	-0.6	0
A	0	0
F	0.6	0
B	1	0.0156
D	1	0.02925
E	0	0.039

Additional Backbone Curve Points  
 BC - Between Points B and C  
 CD - Between Points C and D

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force: Force SF Positive: 270.595 Negative: tonf  
 Use Yield Disp: Disp SF Positive: 1 Negative: m  
 (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy: Positive: 0.0156 Negative:   
 Life Safety: Positive: 0.02925 Negative:   
 Collapse Prevention: Positive: 0.039 Negative:   
 Show Acceptance Criteria on Plot

Type  
 Force - Displacement  
 Stress - Strain  
 Hinge Length:   
 Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E  
 Drops To Zero  
 Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters  
 Hysteresis: Degrading  
 Modify/Show Degrading Parameters...

OK Cancel

### 3.11.3 Carga de gravedad

Para el análisis no lineal se debe considerar un estado de carga inicial a partir del cual se realice el empuje lateral, esta condición inicial estará representada por la carga no lineal de gravedad. El ASCE 41-17 (2017), recomienda para procedimientos de análisis no lineales una carga de gravedad  $Q_G$  basada en una combinación de carga donde  $Q_D$  es el 100% de la carga muerta,  $Q_L$  es la carga viva con una reducción del 25% pero no menos que la carga viva real y  $Q_S$  es la carga de nieve. En la figura 68 se ve los datos ingresados al programa.

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (56)$$

**Figura 68**

*Estado de carga de gravedad no lineal*

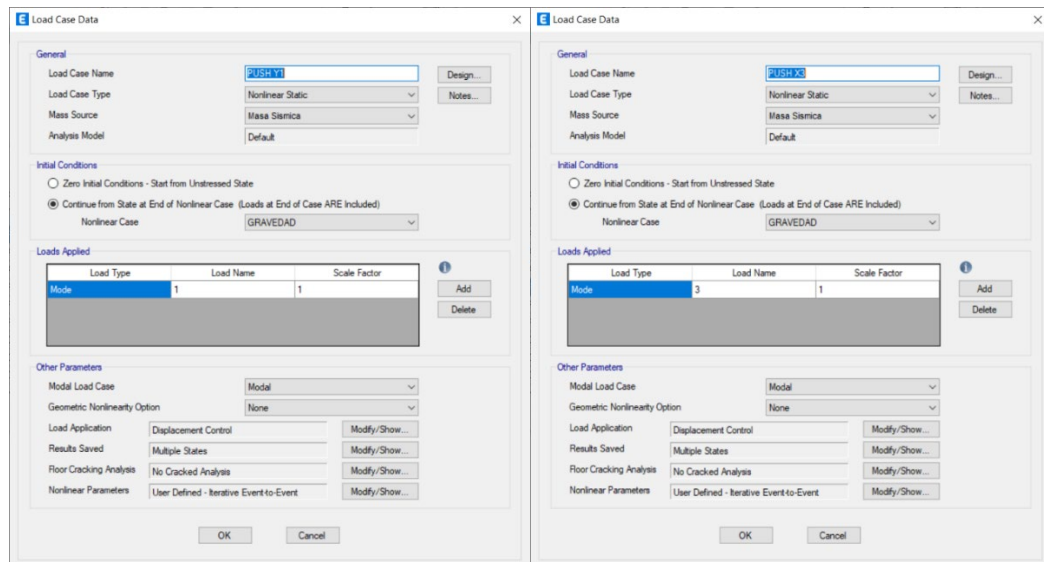
Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1
Load Pattern	Tabiqueria	1
Load Pattern	Metalca	1
Load Pattern	Live	0.5

### 3.11.4 Patrones de carga lateral

Para el empuje lateral se utilizará patrones de carga basados en la forma modal del modelo con modificadores de rigidez, siendo el modo 2 para la dirección X y el modo 3 para la dirección Y como muestra la figura 69, además, se consideró otros patrones de carga lateral en función de la aceleración que es proporcional a las masas de cada nivel como muestra la figura 70. Así mismo, para el control de desplazamiento se consideró el nodo del tercer nivel más cercano al centro de masa y se estableció un control de desplazamiento de 8cm.

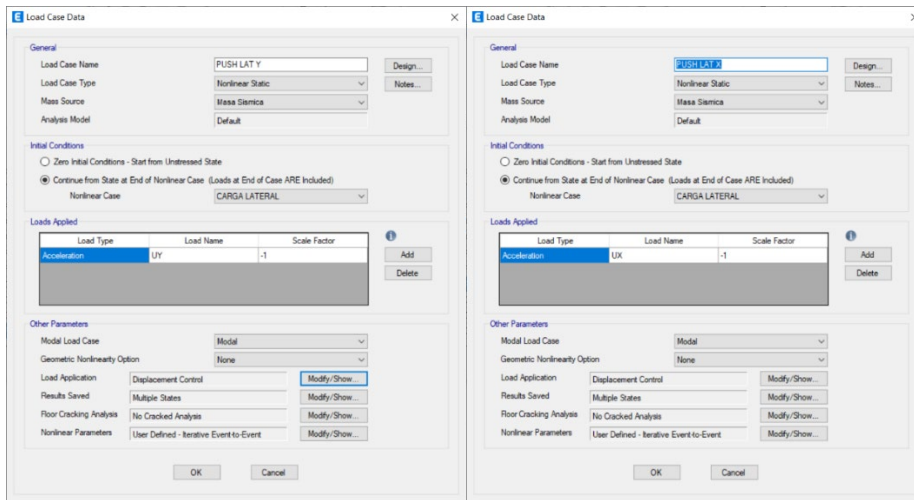
**Figura 69**

*Casos de carga en función de los modos*



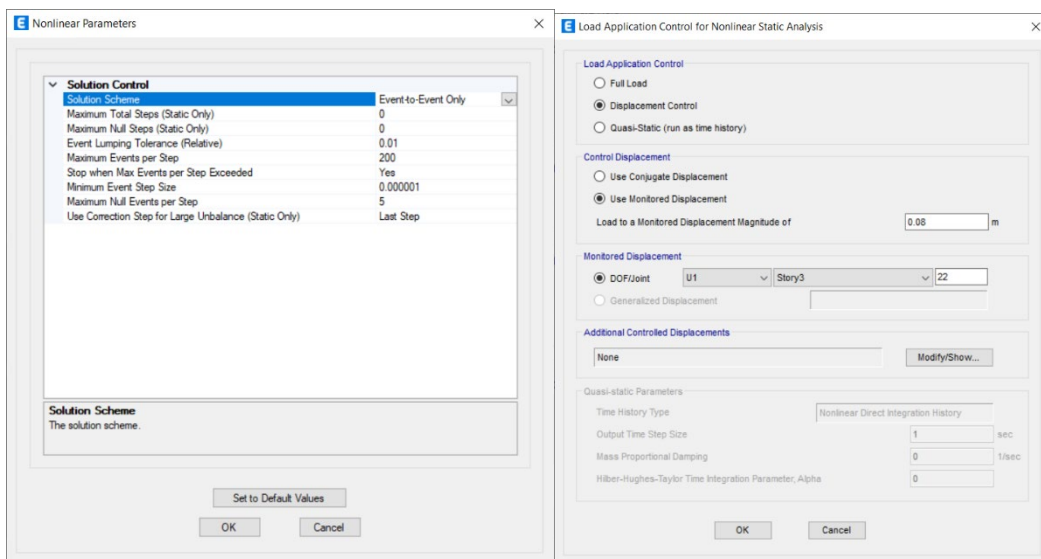
**Figura 70**

*Casos de carga de empuje lateral*



**Figura 71**

*Desplazamiento objetivo y parámetros no lineales de convergencia*



### 3.11.5 Demanda sísmica

Para los niveles de demanda sísmica se utilizará el sismo de diseño correspondiente al 10% de probabilidad de excedencia en 50 años con una aceleración (factor Z) de 0.45g para la zona de estudio y un sismo máximo correspondiente al 2% de probabilidad de excedencia en 50 años con una aceleración equivalente a 1.5 veces el sismo de diseño como muestra la tabla 38.

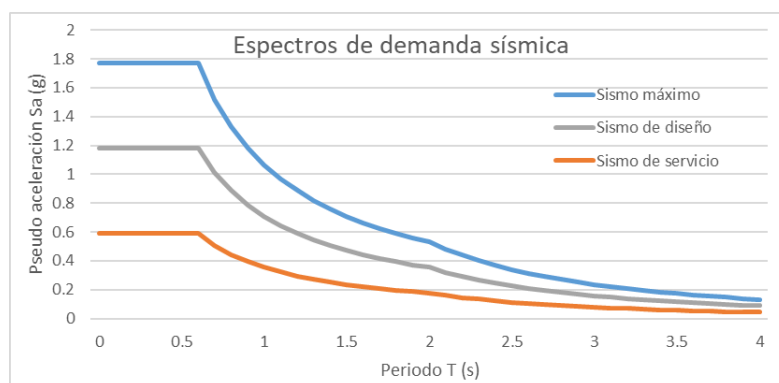
**Tabla 38**

*Factores de conversión para niveles de demanda sísmica*

Sismo	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno	F.C
Servicio	50% en 50 años	72 años	0.5
Diseño	10% en 50 años	475 años	1
Máximo	2% en 50 años	2475 años	1.5

**Figura 72**

*Espectros elásticos de pseudo aceleraciones para cada nivel de demanda sísmica*



### 3.12 ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO

#### 3.12.1 Histéresis de los materiales

Para el análisis no lineal dinámico se debe considerar el comportamiento cíclico de los materiales caracterizado por un modelo de histéresis, para las vigas con rótulas concentradas se utilizará el modelo de Takeda que se adecua muy bien a elementos cuya falla este gobernada por flexión (Estebes, 2019), el cual no es necesario ingresar parámetros adicionales como se ve en la figura 73.

En la plasticidad distribuida tipo fibra, para las fibras de concreto se puede utilizar el modelo por defecto de “Concrete” o modelos que se adecuen a ensayos experimentales, en la presente investigación se utilizará el modelo de Pivot con los parámetros optimizados de la investigación de Ling et al. (2022).

Para las fibras de acero de refuerzo se usará el modelo por defecto Kinematic basado en el endurecimiento cinemático observado en metales, disipando una significativa cantidad de energía y es apropiado para materiales dúctiles (Computers & Structures Inc [CSI], 2017).

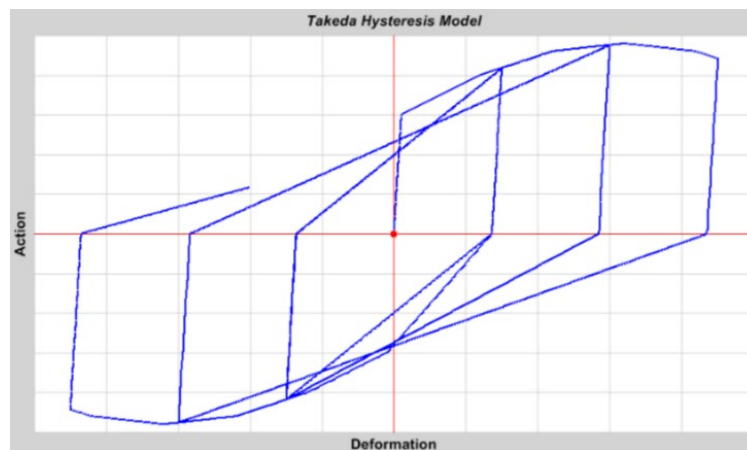
En cuanto a los muros de corte, si bien el modelo de Takeda puede predecir el comportamiento con una precisión aceptable las curvas de recarga y considera la degradación de la rigidez debido al aumento del daño al continuar con la carga, no en todos los casos llega a representar bien la fuerza máxima, deriva y disipación de energía, esto debido a que no considera el efecto “pinching” haciéndolo inadecuado

para estimar con precisión la disipación de energía particularmente en elementos críticos a cortante (Estebes, 2019; Ling et al., 2022).

El programa ETABS dispone de modelos como el Pivot y Degrading que permiten modificar los parámetros de histéresis y tener una mejor predicción de las fuerzas máximas y disipación de energía, por lo tanto, en la presente investigación se utilizará el modelo de Pivot con parámetros  $\alpha_1=1.8$ ,  $\alpha_2=1.8$ ,  $\beta_1=0.4$  y  $\beta_2=0.4$  utilizados en la investigación de Birzhandi & Mirzakhani (2023).

### Figura 73

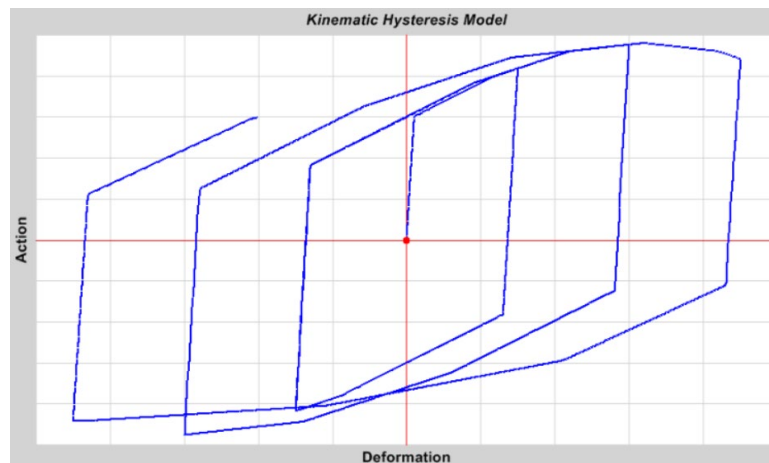
*Modelo histerético de Takeda*



*Nota.* Tomado de Computers & Structures Inc [CSI] (2017).

**Figura 74**

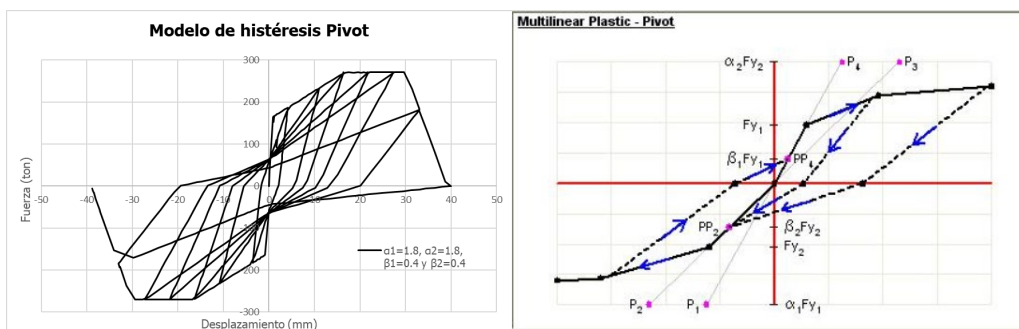
*Modelo histerético Kinematic*



*Nota.* Tomado de Computers & Structures Inc [CSI] (2017).

**Figura 75**

*Modelo de histéresis de Pivot*



*Nota.* Tomado de Computers & Structures Inc [CSI] (2017).

### 3.12.2 Registros sísmicos

#### 3.12.2.1 Selección de registros

Para el análisis no lineal la norma NTP E.030 indica utilizar como mínimo 3 pares de registros sísmicos y evaluar los resultados con los máximos valores obtenidos, o utilizar por lo menos 7 registros y evaluar el promedio de estos. Para ello, se extrajeron los registros sísmicos de la Red Acelerográfica del Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (REDACIS) considerando el lugar, similares características del suelo y mecanismo de falla, en vista que se encuentra limitado la cantidad de registros se utilizaron registros históricos mostrados en la tabla 39.

**Tabla 39**

*Registros sísmicos seleccionados*

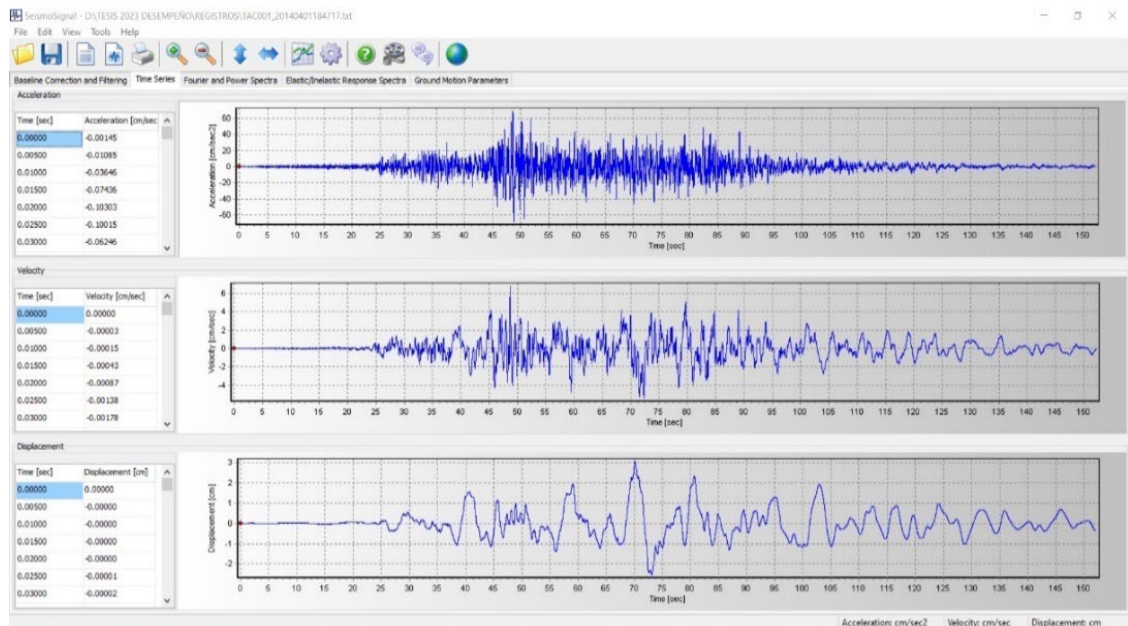
Epicentro	Fecha	Estación	Magnitud	PGA		Duración
				EW	NS	
Tarapacá	13/06/2005	TAC001	7.2 ML	85.54 cm/s <sup>2</sup>	94.18 cm/s <sup>2</sup>	181.995 s
Tacna	5/05/2010	TAC001	6.5 ML	154 cm/s <sup>2</sup>	190 cm/s <sup>2</sup>	117.995 s
Iquique	1/04/2014	TAC001	8.2 ML	72.49 cm/s <sup>2</sup>	69.51 cm/s <sup>2</sup>	152.205 s
Lima	17/10/1966	PRQ	8.1Mw	180.56 cm/s <sup>2</sup>	268.24 cm/s <sup>2</sup>	65.54 s
Huaraz	31/05/1970	PRQ	6.6Mb	105.05 cm/s <sup>2</sup>	97.81 cm/s <sup>2</sup>	45.08 s
Lima	3/10/1974	PRQ	6.6 Mb	194.21 cm/s <sup>2</sup>	180.09 cm/s <sup>2</sup>	97.96 s
Atico	23/06/2001	MOQ001	6.9 Mb	295.15 cm/s <sup>2</sup>	219.99 cm/s <sup>2</sup>	198.91 s

### 3.12.2.2 Corrección de registros

Los registros seleccionados necesitan ser tratados para poder ser utilizados, para esto se utilizará el programa SeismoSignal que permite realizar la corrección por línea base para corregir los valores del acelerograma que se encuentren desplazados de su eje y el filtrado de señales ocasionadas por ruido externo como se muestra en la figura 76.

**Figura 76**

*Corrección de registro sísmico del terremoto de Iquique 01 de abril del 2014.*



### 3.12.2.3 Recorte de registro mediante Intensidad de Arias

Los registros utilizados se pueden recortar para obtener una duración significativa y reducir la cantidad de pasos que tendría que realizar el análisis, para esto Carreño et al. (1999) menciona que se puede utilizar el tiempo transcurrido entre el 5% al 95% de la Intensidad de Arias.

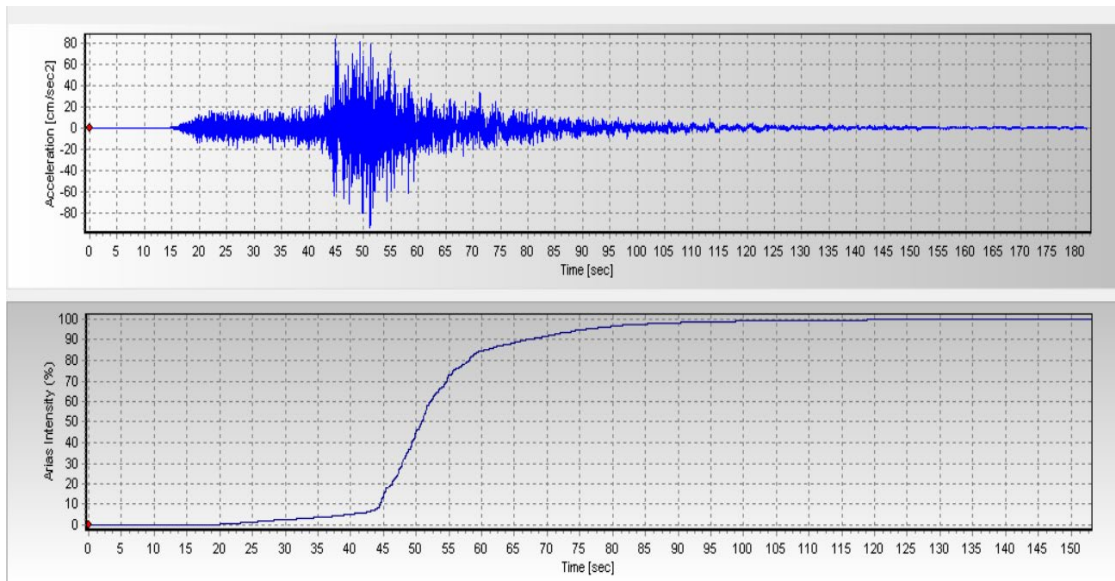
La intensidad de arias referido a la máxima energía del evento sísmico y el tiempo transcurrido en lo que alcanza dicha energía está determinada mediante la siguiente ecuación:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^{t_f} a^2(t) dt \quad (57)$$

La figura 77 muestra la variación de la intensidad de Arias frente al tiempo mediante el grafico de Husid.

**Figura 77**

*Gráfico de Husid para el terremoto de Tarapaca 13 de junio de 2005 Norte - Sur*

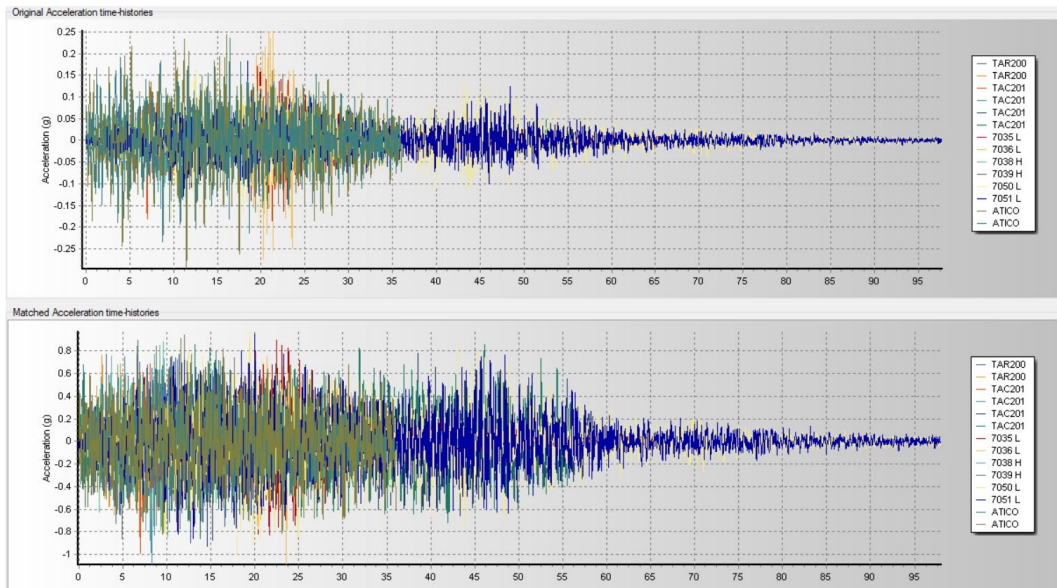


#### 3.12.2.4 Escalamiento de registros

Los registros deben ser escalados al espectro elástico normativo indicado en la norma NTP E.030 utilizando un factor de reducción  $R=1$ , para ello se utilizará el programa SeismoMatch.

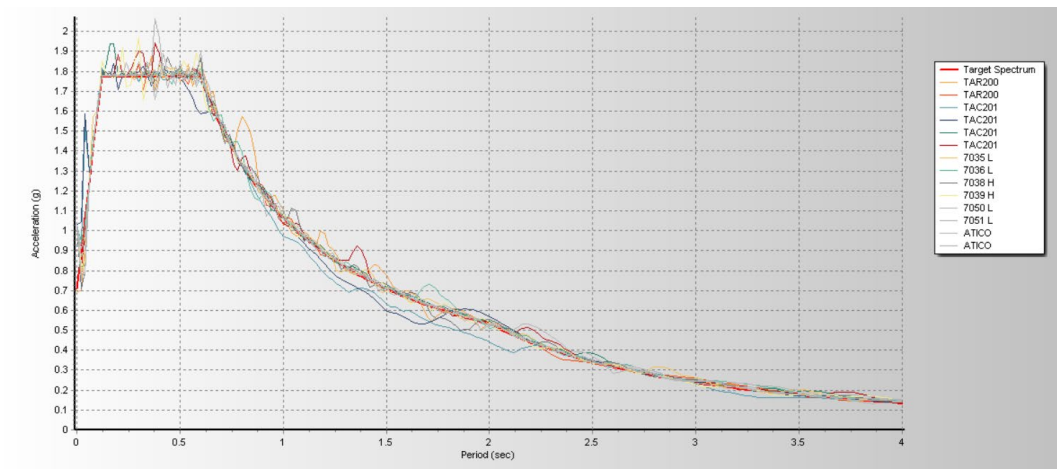
**Figura 78**

*Registros escalados*



**Figura 79**

*Espectro de registros escalados*



## **CAPÍTULO IV**

### **ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

#### 4.1 RESULTADOS DE ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

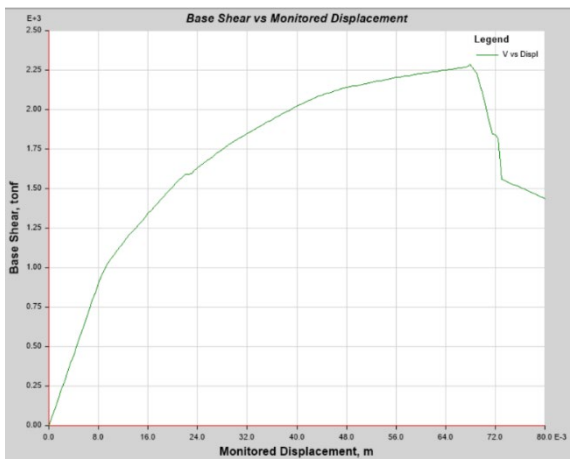
##### 4.1.1 Curvas de capacidad

Se muestra las curvas de capacidad resultantes del análisis no lineal estático según los patrones de carga previamente definidos, para el patrón de carga en función de la aceleración para la dirección X-X representado como PUSH LAT X se tiene un desplazamiento máximo de 6.30 cm con una cortante basal de 2256.746 toneladas y a partir de ese punto empieza una notoria degradación de rigidez; para el empuje en la dirección contraria (PUSH LAT X-), se ve una ligera variación siendo el desplazamiento máximo 6.80 cm con una cortante basal de 2284.276 toneladas.

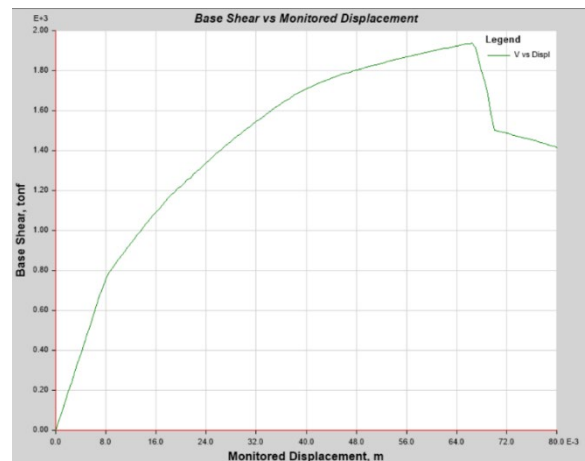
Para el PUSH LAT Y se tiene un desplazamiento máximo de 6.09 cm con una cortante de 1915.369 toneladas y para el PUSH LAT Y- se tiene un desplazamiento máximo de 6.65 cm y una cortante de 1938.417 toneladas, de estos resultados podemos ver que la dirección Y-Y tiene menor resistencia a la fuerza cortante que la dirección X-X lo que concuerda con la distribución y cantidad de muros en cada dirección.

**Figura 80**

*Curvas de capacidad PUSH LAT X- y PUSH LAT Y*



(a) PUSH LAT X-



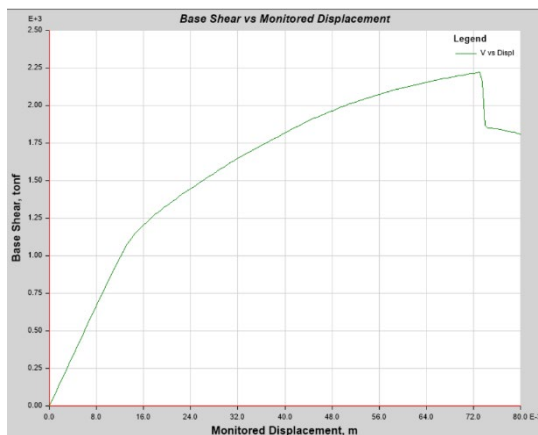
(b) PUSH LAT Y

Para el patrón de carga en función de la forma modal en la dirección X (PUSH MODO X2) se tiene un desplazamiento máximo de 7.4 cm con una cortante basal de 2237.27 toneladas y para el PUSH MODO X2- se tuvo un desplazamiento máximo de 7.3 cm con una cortante de 2220.887 toneladas.

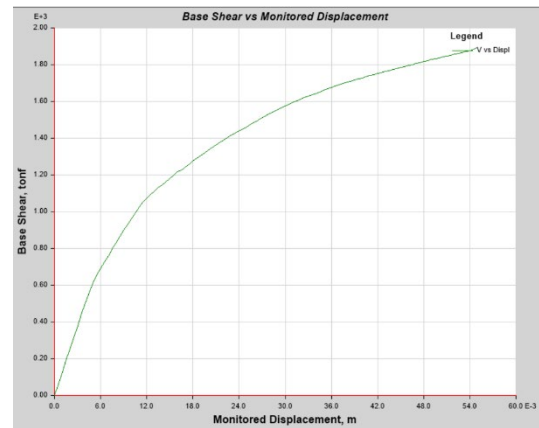
Para el PUSH MODO Y3 se tiene un desplazamiento máximo de 5.55 cm con una cortante máxima de 1895.82 toneladas y a partir de ese punto ya no converge, en cuanto al PUSH MODO Y3- presenta un desplazamiento máximo de 5.09 cm con una cortante máxima de 1896.53 toneladas.

**Figura 81**

*Curva de capacidad PUSH MODO X2- y Y3*



(a) PUSH MODO X2-

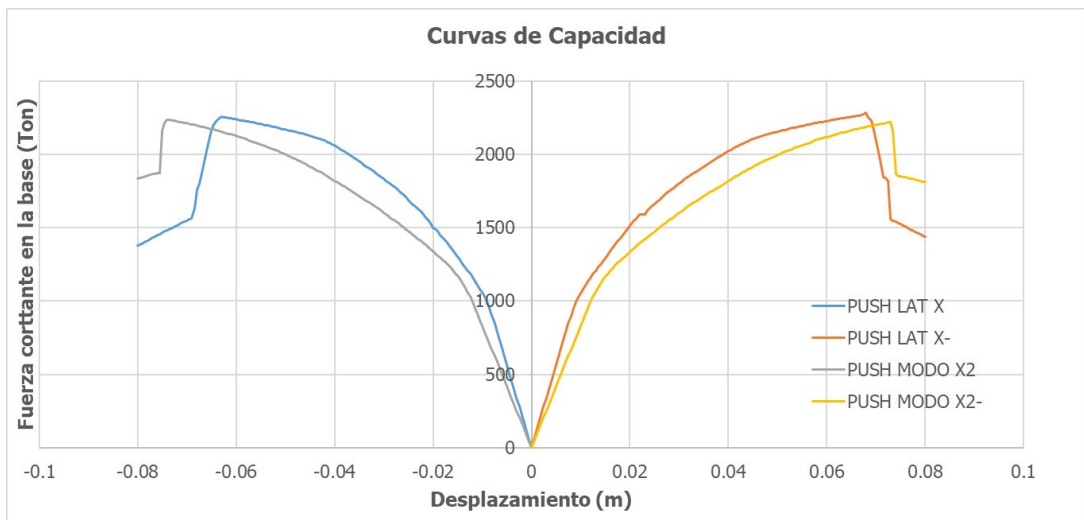


(b) PUSH MODO Y3

De estos resultados podemos ver que para la dirección X-X el patrón modal logra un mayor desplazamiento, pero con una cortante menor debido a que solo considera la masa participativa del modo de vibración seleccionado en cambio el patrón en función de la aceleración es proporcional a las masas de cada nivel imponiendo mayor fuerza haciendo que la estructura logre su máxima capacidad a un menor desplazamiento. Para la dirección Y-Y ocurre de manera similar, pero colapsa a un menor desplazamiento al no converger, esto debido a que el modo no es totalmente traslacional.

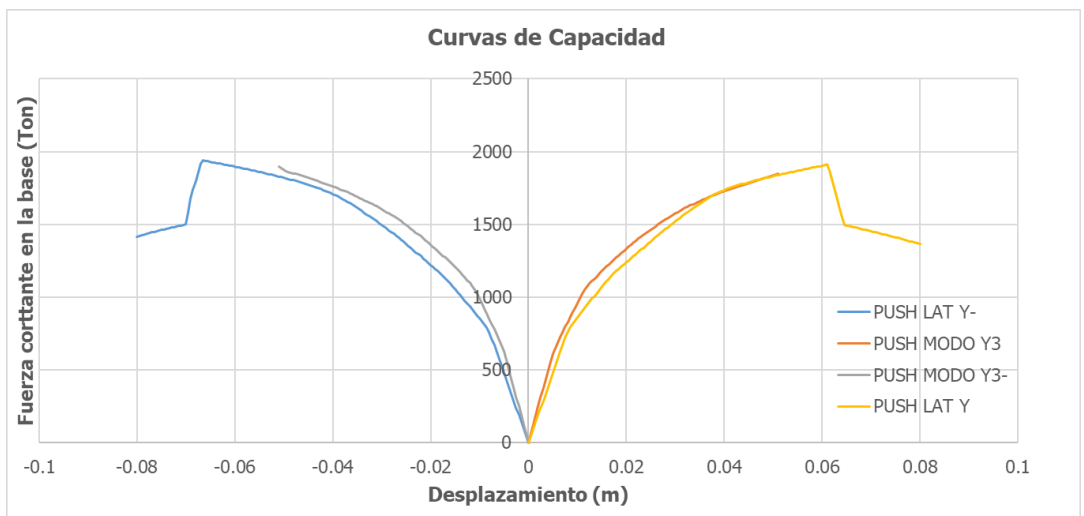
**Figura 82**

*Curvas de capacidad dirección X-X*



**Figura 83**

*Curvas de capacidad dirección Y-Y*

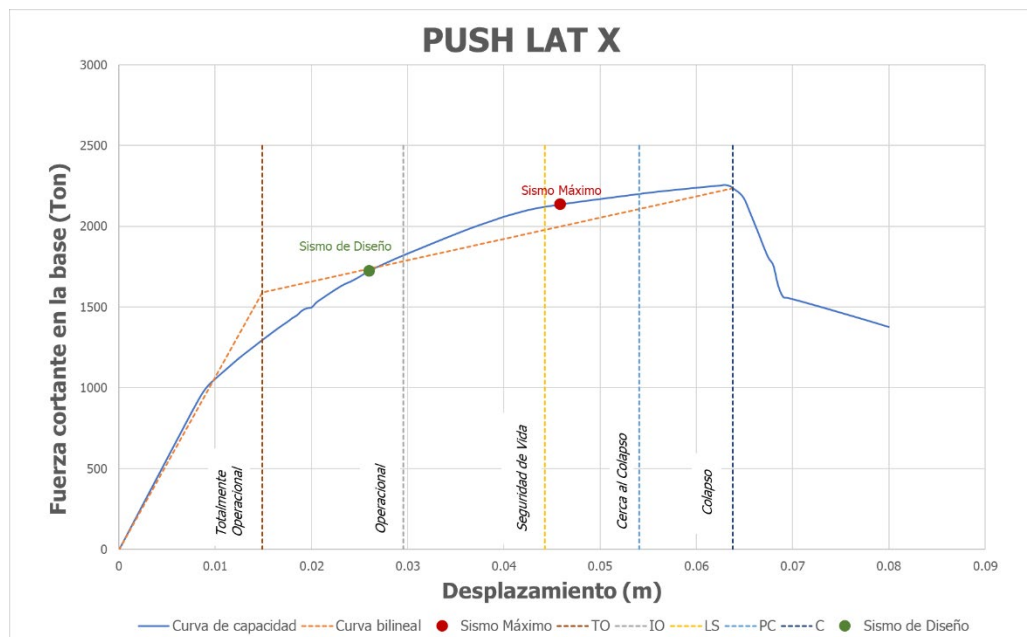


#### 4.1.2 Punto y nivel de desempeño

Se muestra el punto de desempeño obtenido mediante el método de los coeficientes del ASCE 41-17 y sectorizada según lo propuesto por VISION 2000 para los diferentes casos de empuje lateral, donde para el caso PUSH LAT X el punto de desempeño se encuentra a un desplazamiento de 4.58 cm ingresando al nivel de cerca al colapso para un sismo máximo, lo cual difiere con la formación de rótulas plásticas, puesto que la gran mayoría se mantienen en el rango de ocupación inmediata mientras que las rótulas más esforzadas son las rótulas a corte de los muros del primer nivel apenas ingresan al nivel de seguridad de vida.

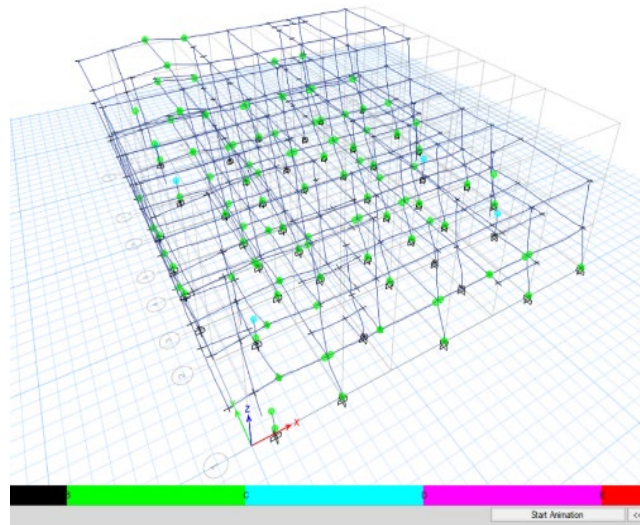
**Figura 84**

*Punto de desempeño para PUSH LAT X*



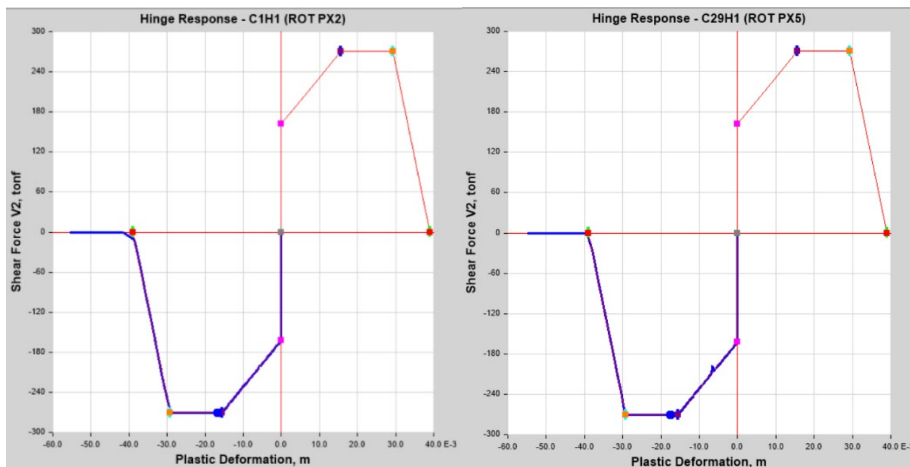
**Figura 85**

*Formación de rótulas plásticas para un sismo máximo caso PUSH LAT X*



**Figura 86**

*Rótula plástica muro de corte PX2 y PX6*



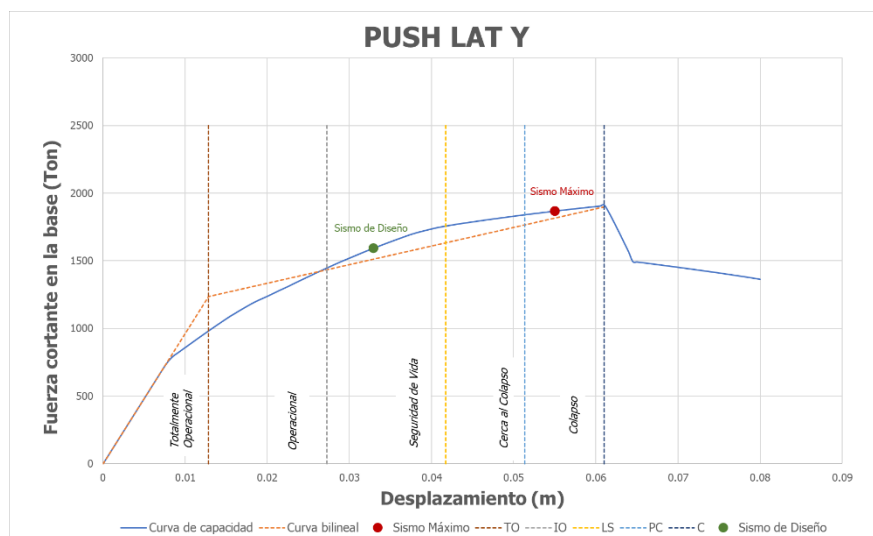
Muro PX2

Muro PX6

Para el PUSH LAT Y de manera similar al caso anterior, los muros del primer nivel son los más esforzados, además se observa que los muros PY3 y PY4 debido a relación altura y longitud, su comportamiento esta dado por una combinación de cortante y flexión siendo en este caso la rótula a corte la más esforzada manteniéndose en nivel de seguridad de vida. Pero lo que resalta es que el punto de desempeño se encuentra a un desplazamiento de 5.50 cm ingresando al rango de colapso lo cual no guarda relación con la formación de rótulas presentado para un sismo máximo ya que no se muestra un mecanismo de falla que indique el colapso, esto nos indicaría que los casos no estarían representando bien el punto de desempeño subestimando la capacidad que estos pueden soportar.

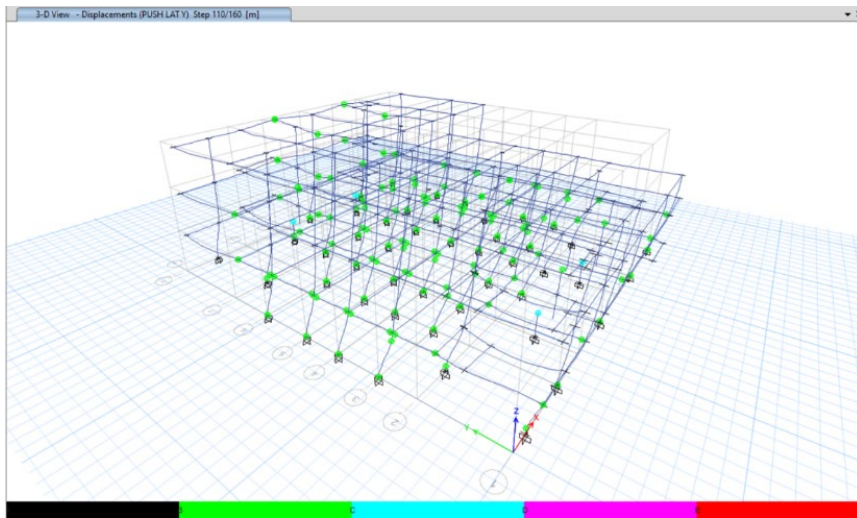
**Figura 87**

*Punto de desempeño para PUSH LAT Y*



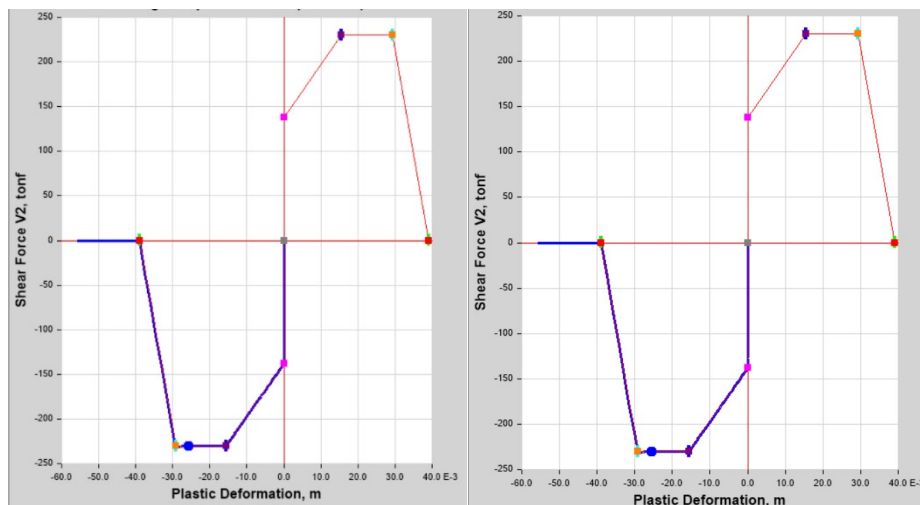
**Figura 88**

*Formación de rótulas plásticas para un sismo máximo caso PUSH LAT Y*



**Figura 89**

*Rótulas plásticas muro PY3 y PY4*



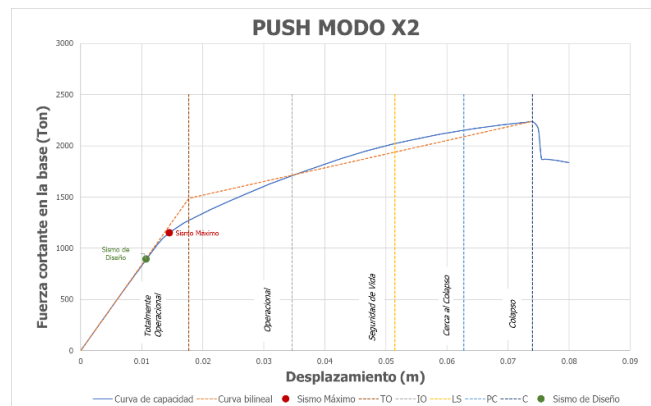
Muro PY3

Muro PY4

En el PUSH MODO X2 contrasta con los resultados anteriormente mostrados al encontrarse la estructura apenas ingresa al rango inelástico presentando la formación de algunas rótulas plásticas en muros y vigas, lo cual difiere y se estaría sobrestimando la capacidad de la estructura.

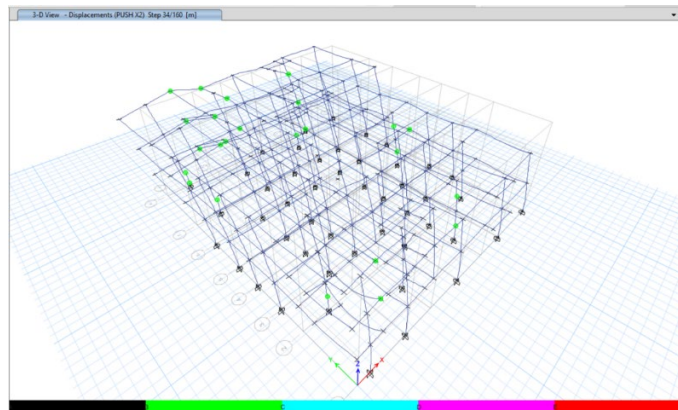
**Figura 90**

*Punto de desempeño para caso PUSH MODO X2*



**Figura 91**

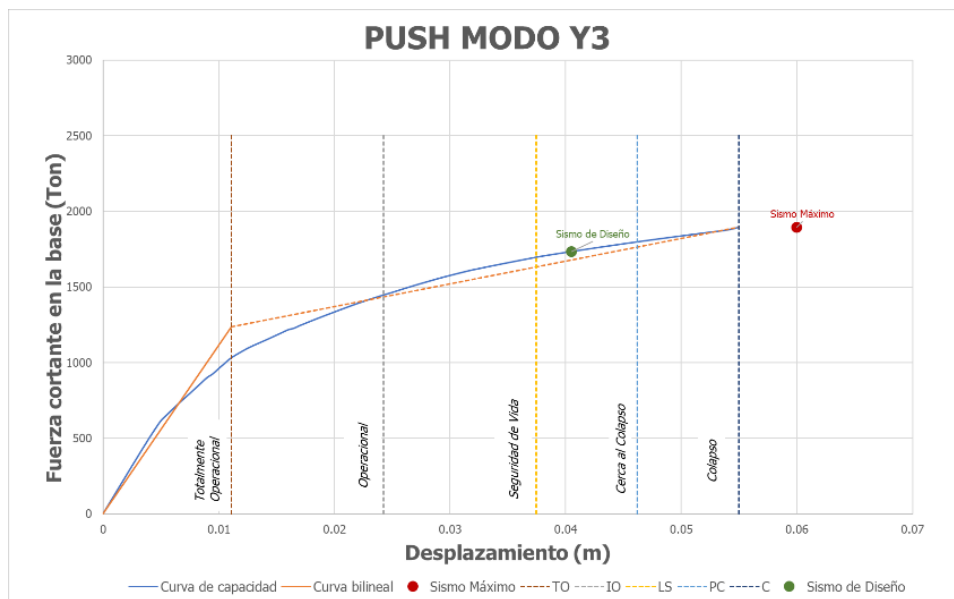
*Formación de rótulas plásticas para un sismo máximo caso PUSH MODO X2*



Para el PUSH MODO Y3 se ve una mayor discrepancia al observarse que varias rótulas ingresaron al rango de colapso siendo muy diferente a los casos anteriormente presentados, esto nos indica que no se está logrando un adecuado punto de desempeño debido a la presencia de torsión y la distribución de masa participativa según los patrones a utilizar.

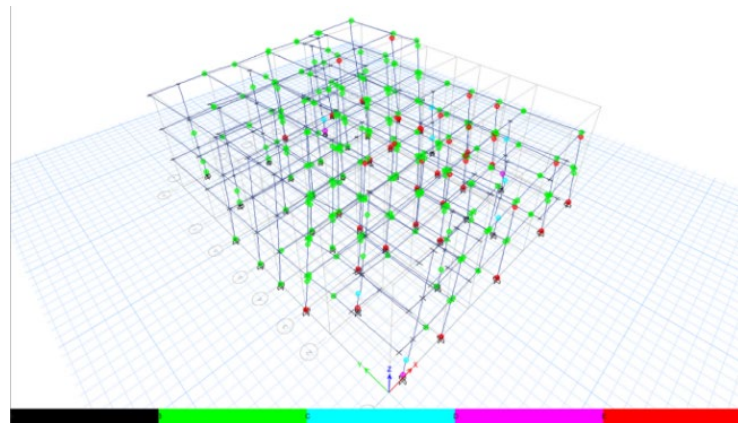
**Figura 92**

*Formación de rótulas plásticas para un sismo máximo caso PUSH MODO Y3*



**Figura 93**

*Formación de rótulas plásticas para un sismo máximo caso PUSH MODO Y3*



#### 4.2 VERIFICACIÓN DE RESULTADOS DE ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

De los resultados del análisis no lineal estático anteriormente mostrados se observa variación en cuanto a los puntos de desempeño según los patrones de empuje, esto se debe a las limitaciones del análisis estático no lineal (pushover), ya que debido a su simplicidad y menor coste computacional en comparación con el análisis dinámico no lineal, presenta limitaciones cuando toma relevancia los modos superiores de vibración, encontrándose limitado a estructuras simétricas y de pocos pisos debido a que una de las suposiciones del pushover es que la estructura vibra predominantemente en el primer modo (Peralta, 2012).

Lo cual también se observa en la investigación de Peralta (2012) sobre un hospital asimétrico en planta y elevación, donde menciona que el pushover tradicional no es

suficiente para determinar la capacidad de la estructura, por lo que recurre al pushover adaptativo que considera un patrón de carga que varía de acuerdo a las propiedades estructurales en cada proceso de análisis.

Por otro lado Medina & Galarza (2020), en su artículo resaltan que los resultados de un análisis pushover no reflejan adecuadamente los desplazamientos en estructuras irregulares cuando el primer modo de vibración es menor al 75%, y de manera similar el análisis pushover multimodal considera la influencia de modos superiores de vibración se restringe cuando la estructura es torsionalmente flexible, esto es debido a que tiende a magnificar los desplazamientos generando una falsa capacidad de la estructura.

En cuanto al mecanismo de daño el pushover muestra resultados imprecisos para estructuras con periodo mayor a 1 segundo y en el caso del pushover multimodal el mecanismo de daño se asemeja al visto en un análisis dinámico no lineal pero se pierde precisión en cuanto desplazamientos (Medina & Galarza, 2020).

De los resultados mostrados en la sección anterior se observa una variación en cuanto al punto de desempeño, y por las razones anteriormente mencionadas vemos que no podemos tomar como válidos dichos resultados, por lo que se debe realizar un análisis dinámico no lineal según los indicado en el ASCE 41-7 al no poderse validar los resultados del análisis estático no lineal.

### 4.3 RESULTADOS DE ANÁLISIS NO LINEAL DINÁMICO

El análisis dinámico no lineal es el análisis más completo que existe en la actualidad, permitiendo conocer con mayor detalle el comportamiento de la edificación en la variación del tiempo, de los resultados de los análisis dinámicos no lineales mediante el uso de registros sísmicos se tiene lo siguiente:

#### 4.3.1 Desplazamientos máximos

Se muestran los desplazamientos máximos de los siete registros para un nivel de sismo de diseño y sismo máximo, donde para una demanda de sismo de diseño se obtiene una media de 2.48 cm para la dirección X-X y 3.79 cm para la dirección Y-Y, mientras que para un nivel de sismo de máximo se obtiene una media de 5.08 cm para la dirección X-X y 7.37 cm para la dirección Y-Y.

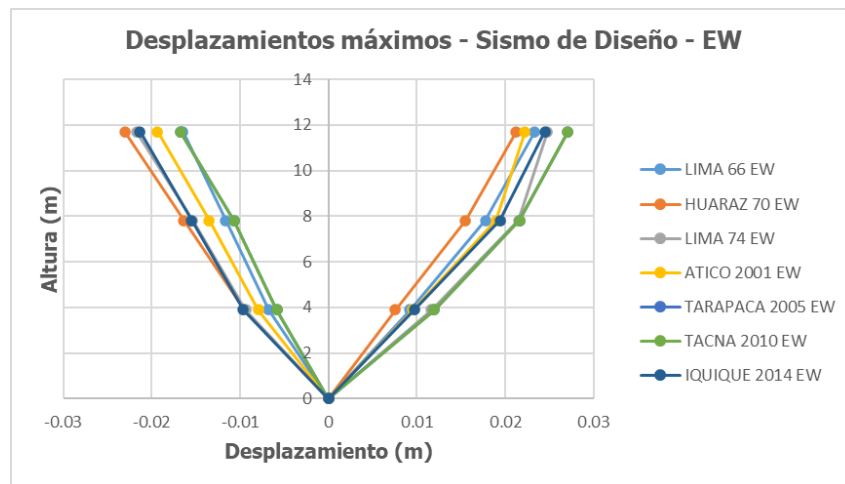
**Tabla 40**

*Desplazamientos máximos*

Registro	Desplazamientos máximos			
	Sismo de Diseño		Sismo Máximo	
	EW	NS	EW	NS
Lima 66	2.33 cm	3.80 cm	5.05 cm	5.90 cm
Huaraz 70	2.30 cm	3.37 cm	5.33 cm	7.61 cm
Lima 74	2.48 cm	3.67 cm	4.80 cm	7.38 cm
Atico 2001	2.22 cm	3.31 cm	4.14 cm	6.70 cm
Tarapacá 2005	2.70 cm	3.69 cm	5.19 cm	7.63 cm
Tacna 2010	2.70 cm	4.67 cm	5.59 cm	9.17 cm
Iquique 2014	2.45 cm	4.03 cm	5.44 cm	7.20 cm
Media	2.45 cm	3.79 cm	5.08 cm	7.37 cm

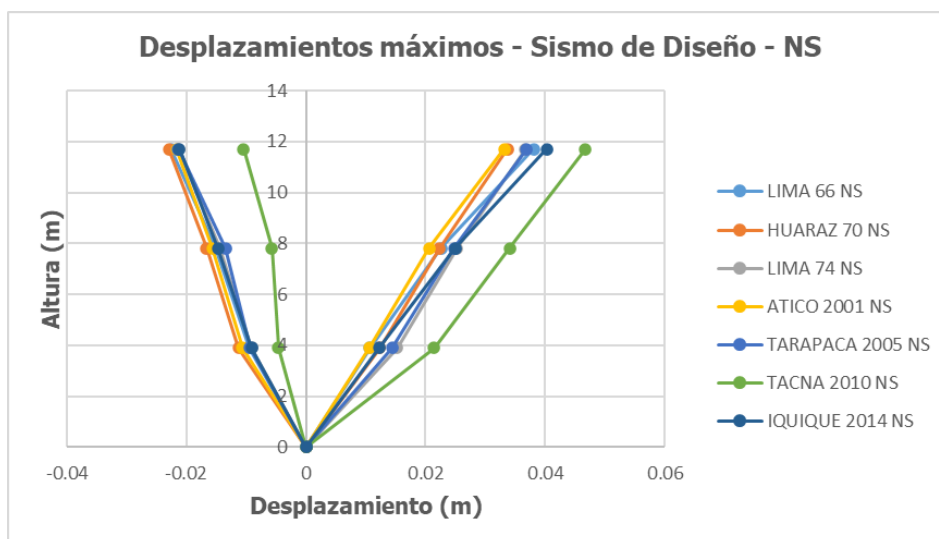
**Figura 94**

*Desplazamientos máximos para un nivel de sismo de diseño - EW*



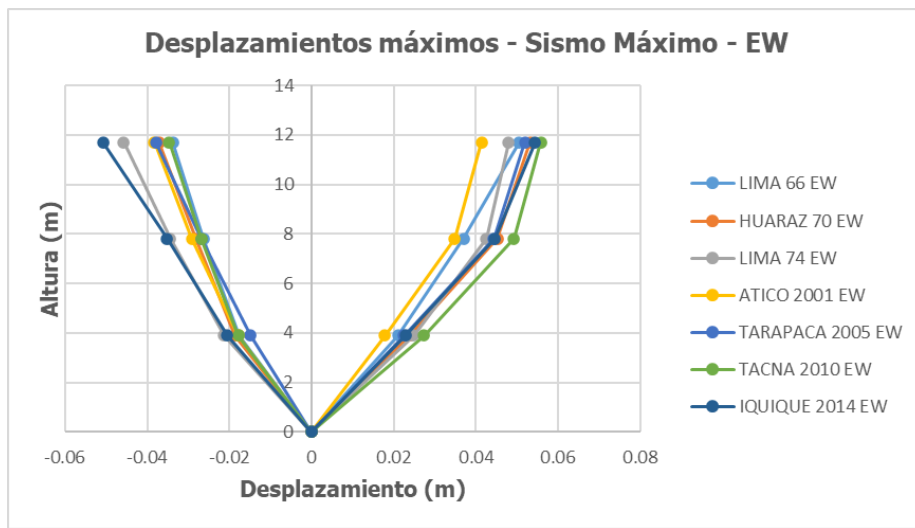
**Figura 95**

*Desplazamientos máximos para un nivel de sismo de diseño - NS*



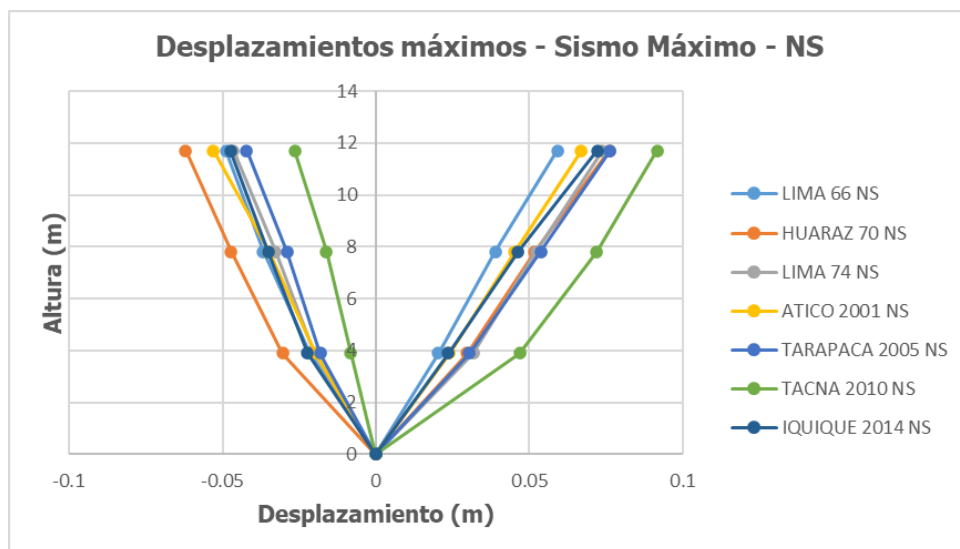
**Figura 96**

*Desplazamientos máximos para un nivel de Sismo Máximo - EW*



**Figura 97**

*Desplazamientos máximos para un nivel de Sismo Máximo - NS*



### 4.3.2 Derivas

Se muestran las derivas de los siete registros sísmicos donde se aprecia que la media no supera la distorsión máxima permitida de 0.00875 para concreto armado cuando se utilicen registros sísmicos según lo indicado en la normativa E.030. Así mismo para un nivel de sismo de diseño las derivas máximas se presentan en el primer nivel siendo 0.0026 para la dirección X-X y 0.00355 para la dirección, mientras que para un nivel de sismo máximo se tiene 0.0058 para la dirección X-X y 0.0075 para la dirección Y-Y.

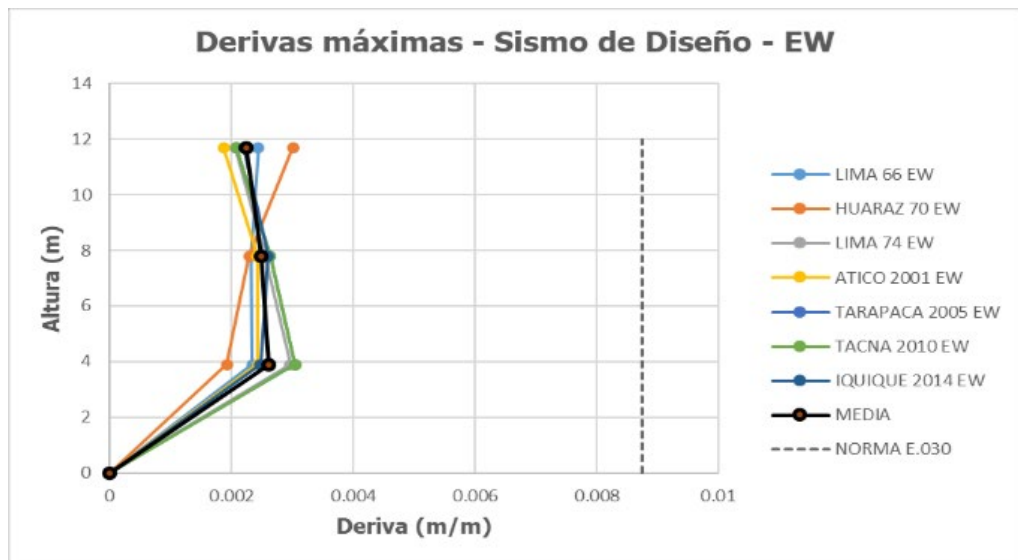
**Tabla 41**

*Derivas máximas promedio*

Piso	Deriva promedio			
	Sismo de Diseño		Sismo Máximo	
	EW	NS	EW	NS
Piso 3	0.0022513	0.0034947	0.0031764	0.0058656
Piso 2	0.0024951	0.003063	0.0053099	0.0059411
Piso 1	0.0026066	0.0035477	0.005838	0.0075654

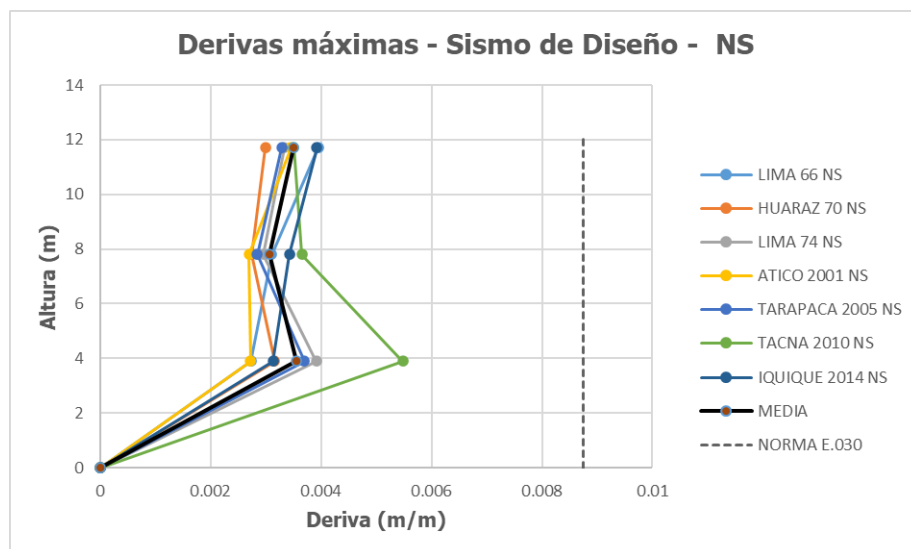
**Figura 98**

*Derivas máximas para un nivel de Sismo de Diseño - EW*



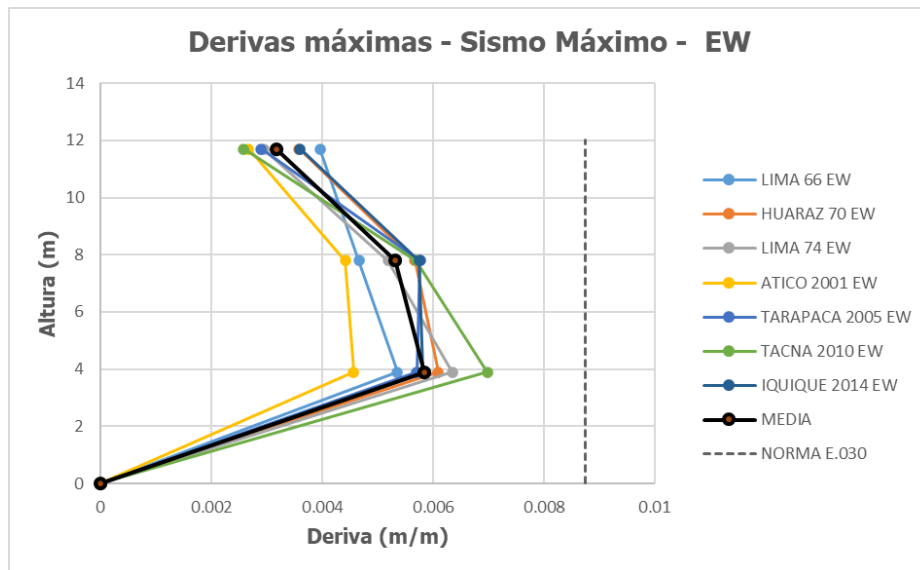
**Figura 99**

*Derivas máximas para un nivel de Sismo de Diseño - NS*



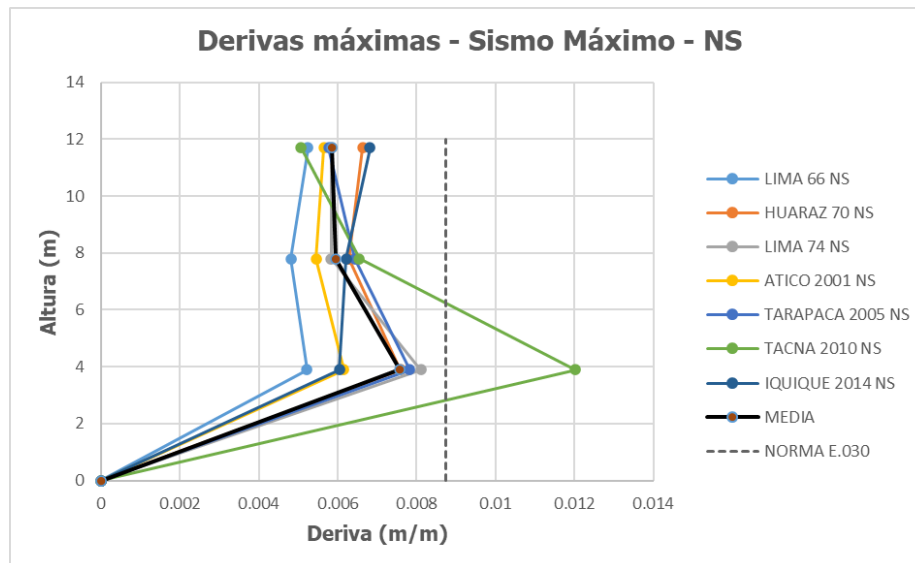
**Figura 100**

*Derivas máximas para un nivel de Sismo Máximo - EW*



**Figura 101**

*Derivas máximas para un nivel de Sismo Máximo - NS*



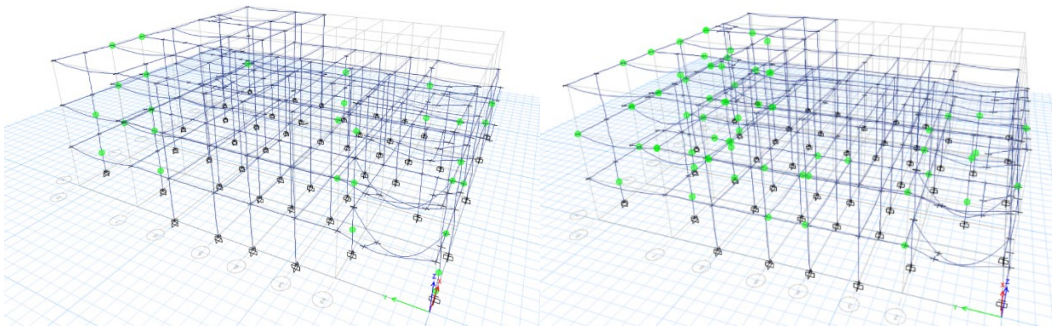
### 4.3.3 Rótulas plástica y nivel de daño

En cuanto a la formación de rótulas plásticas y el nivel de daño alcanzado para un sismo de diseño se observa que solo unas cuantas rótulas plásticas empiezan a plastificar empezando por las vigas seguido de los muros, ambos manteniéndose en el nivel de ocupación inmediata como se ve en la figura 102 para el terremoto de Lima 66 que presenta una formación de rótulas típica para los demás sismos. Además, para la dirección Y-Y se aprecia que los muros PX5 y PX6 también participan, esto debido a su ubicación y disposición en planta.

En cuanto a la formación de rótulas para un nivel de sismo máximo, se tiene que de manera general las rótulas plásticas de los muros y vigas son los primeros en plastificar seguido de las columnas. Así mismo, para la dirección X-X las vigas se mantienen en ocupación inmediata al igual que las columnas, mientras que los muros del primer nivel son los más esforzados entrando ligeramente al nivel de seguridad de vida. La figura 103 presenta la formación de rótulas en la dirección X-X para los sismos de Tacna 2010 y Lima 74.

**Figura 102**

*Formación de rótulas típicas para un nivel de sismo de diseño*

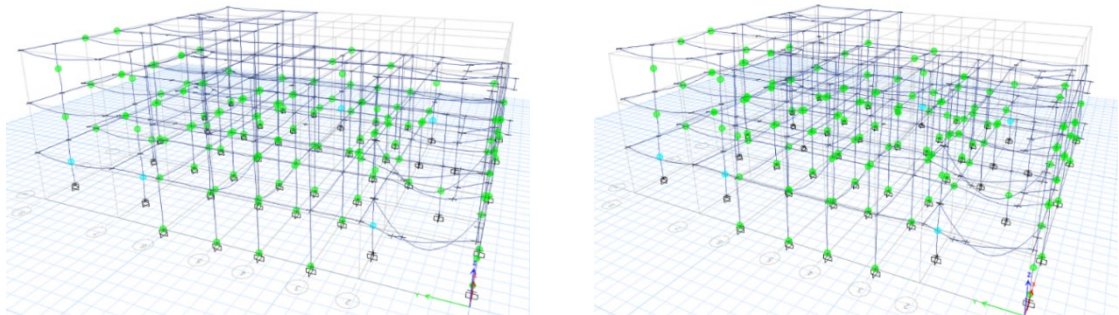


Lima 66 EW

Lima 66 NS

**Figura 103**

*Formación típica de rótulas plásticas para un nivel de sismo máximo*

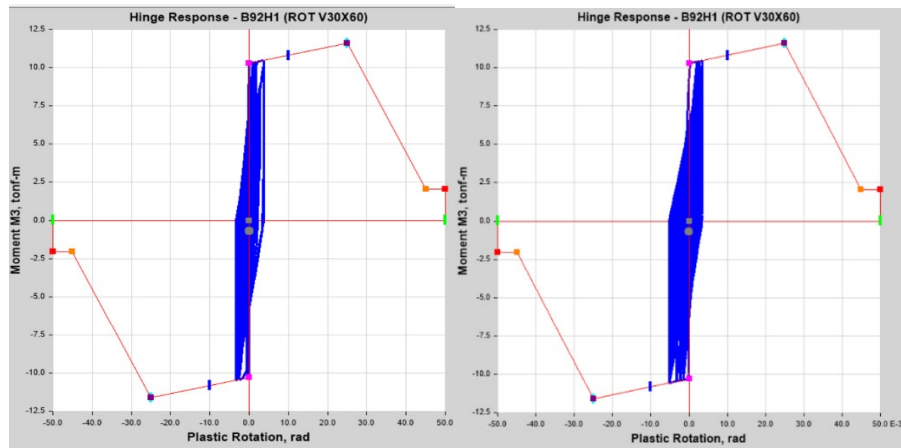


Tacna 2010

Lima 74

**Figura 104**

*Rótulas plásticas de viga 30x60*

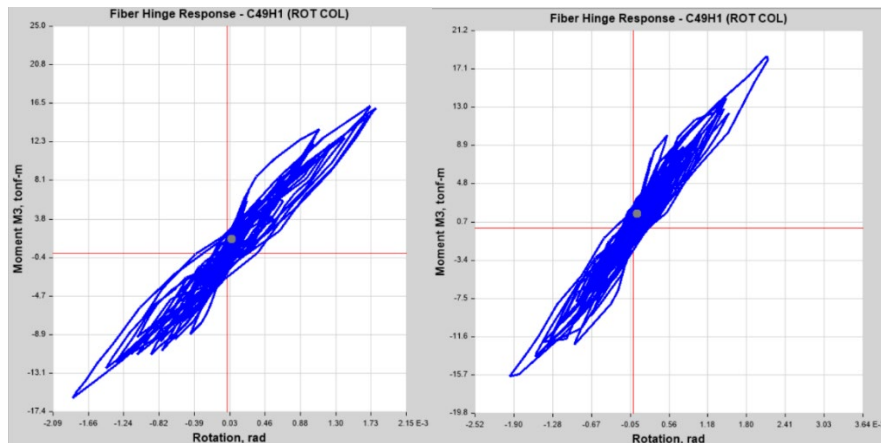


Lima 66

Iquique 2014

**Figura 105**

*Rotulas plásticas columna C1 40x40*

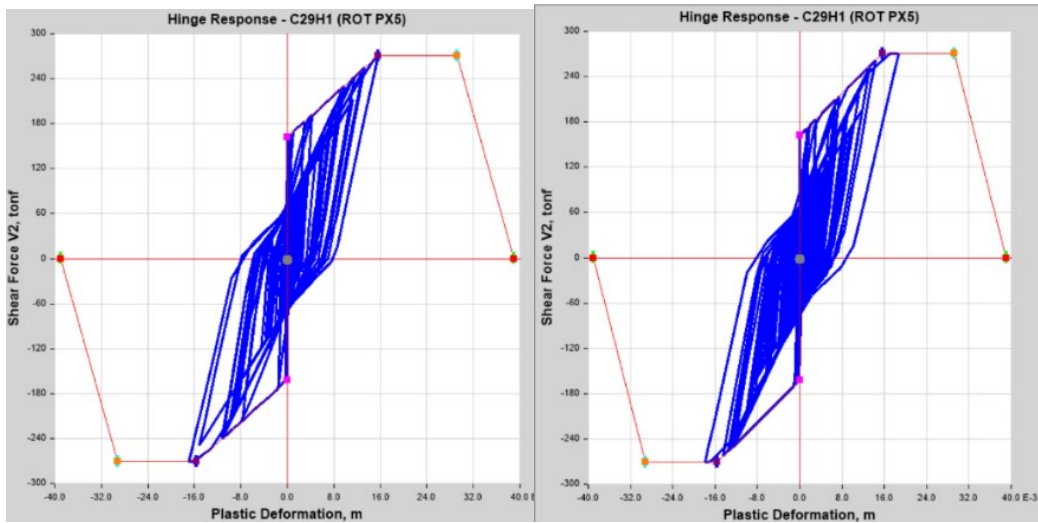


Lima 66

Huaraz 70

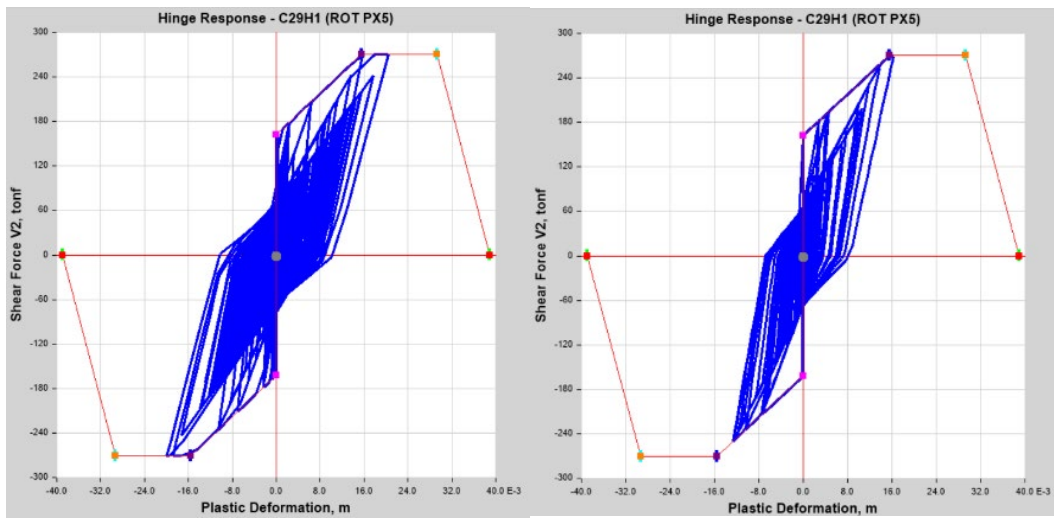
Figura 106

Rótulas a corte para muro PX5



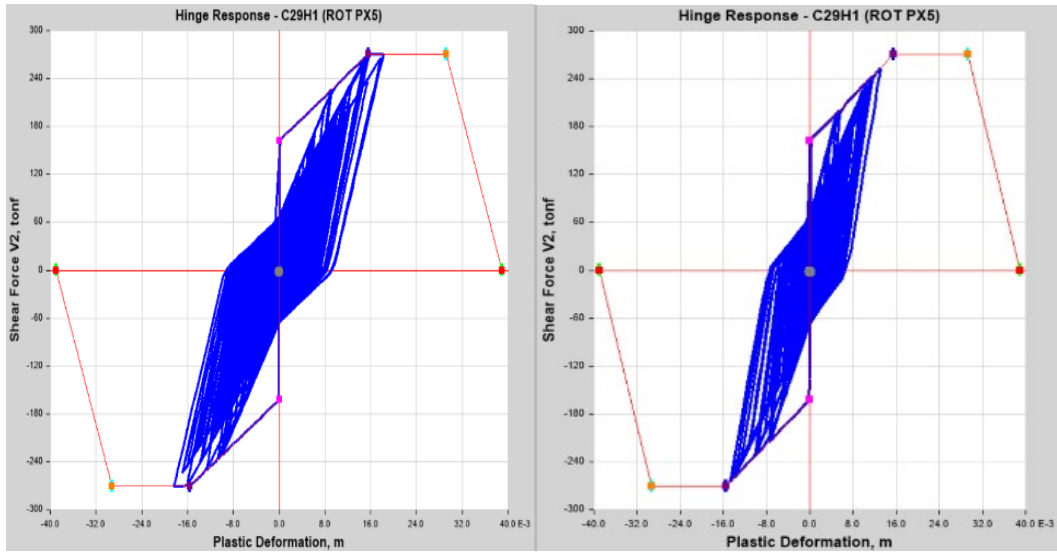
Lima 66

Huaraz 70



Lima 74

Tarapacá 2005



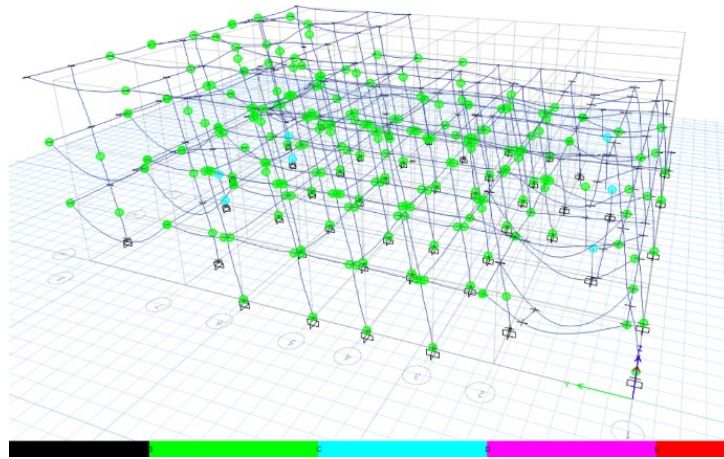
Iquique 2014

Atico 2001

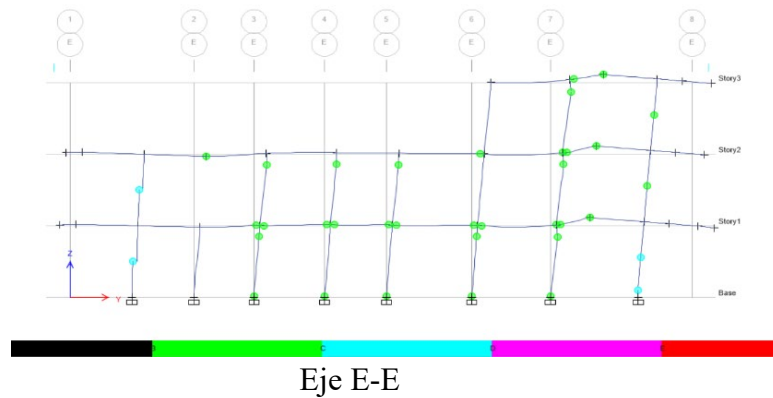
Para la dirección Y-Y, presenta un comportamiento similar donde las vigas y columnas se mantienen en ocupación inmediata, mientras que los muros son los más esforzados, además se observa que para los muros PY3 y PY4 su comportamiento esta dado por una combinación de cortante y flexión como muestra la figura 107.

**Figura 107**

*Formación de rótulas plásticas dirección Y-Y, terremoto de Tarapacá 2005*



Vista isométrica

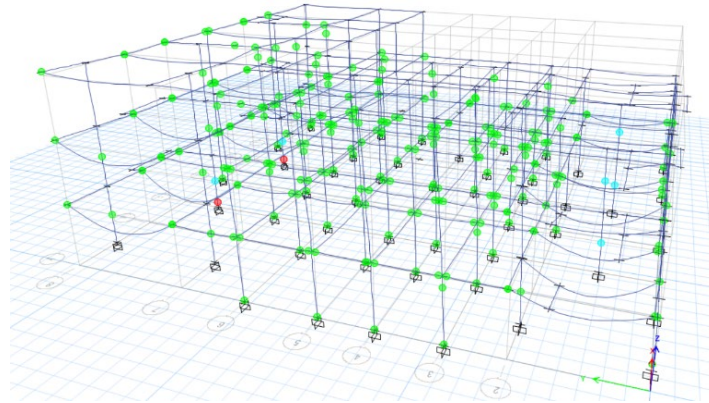


Para el caso de Huaraz 1970 y Tacna 2010 para la dirección Y-Y las rótulas a flexión del muro PY3 y PY4 ingresan al nivel de pre colapso pero no se presenta un mecanismo de falla que indique que la estructura vaya a colapsar, esto nos indica que elemento es el más vulnerable a sufrir daños para tal evento sísmico. Por lo

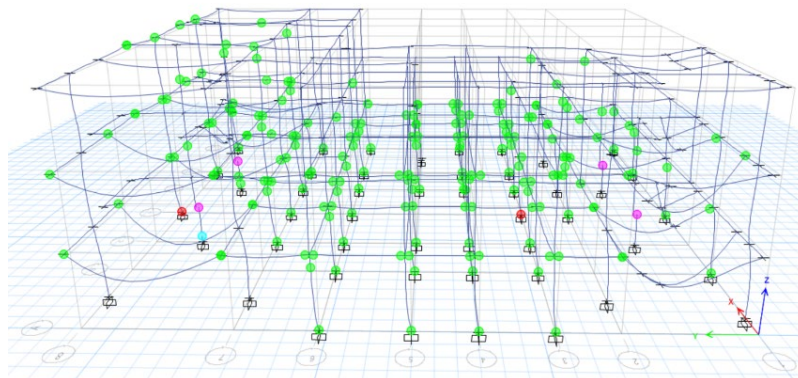
tanto, vemos que de manera general tanto para la dirección X-X como la dirección Y-Y presenta un buen desempeño.

**Figura 108**

*Formación de rótulas plásticas Huaraz 70 y Tacna 2010 dirección Y-Y*



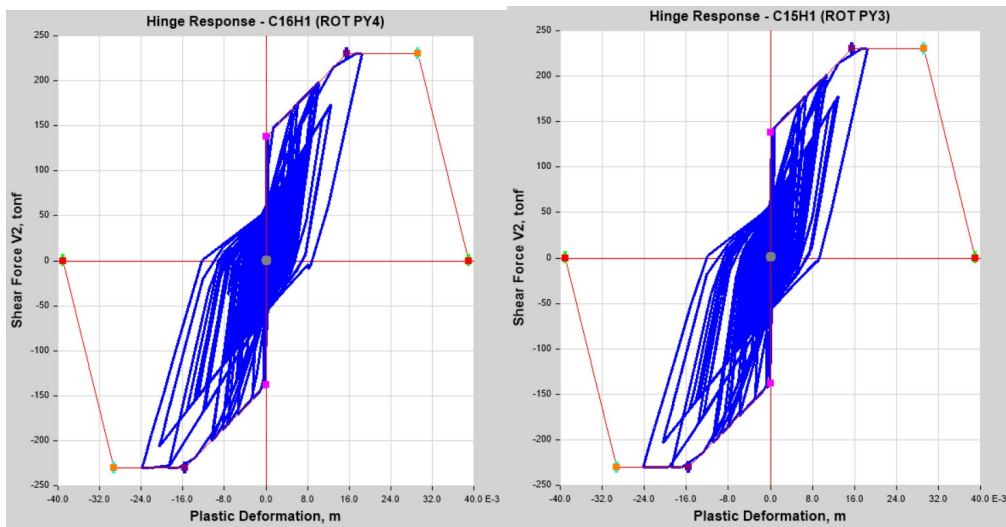
Huaraz 70



Tacna 2010

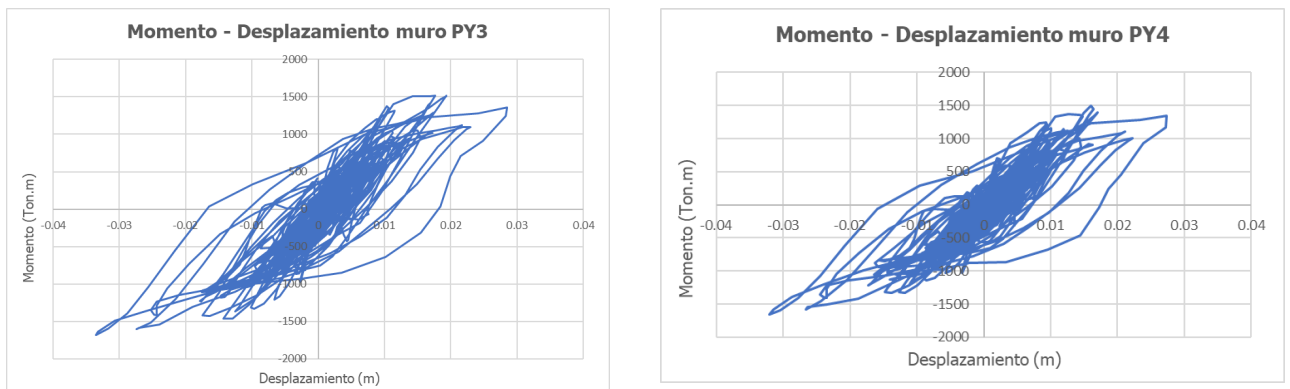
**Figura 109**

*Rótulas a corte de muro PY3 y PY4, terremoto de Huaraz 70*



**Figura 110**

*Gráficos Momento – desplazamiento muros PY3 y PY4*



#### 4.3.4 Fuerza cortante en la base

Se muestran las fuerzas cortantes en la base para los siete registros tanto para un nivel de sismo de diseño y un sismo máximo.

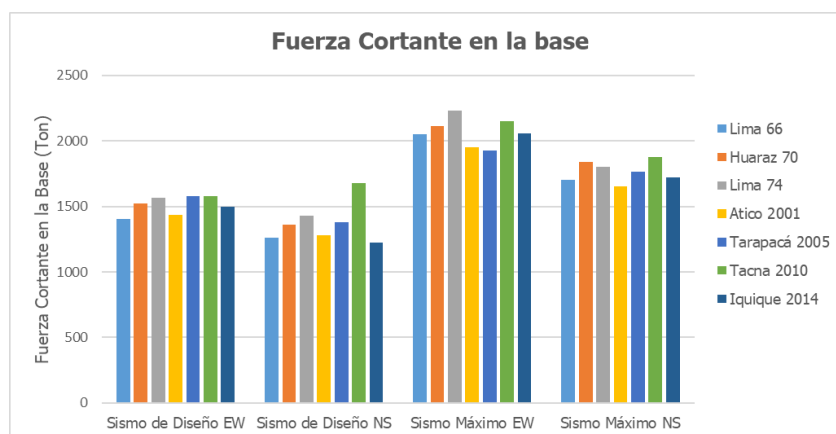
**Tabla 42**

*Fuerza cortante en la base*

Registro	Fuerza cortante en la base (Ton)			
	Sismo de Diseño		Sismo Máximo	
	EW	NS	EW	NS
Lima 66	1405.138	1262.225	2049.674	1705.719
Huaraz 70	1524.190	1358.503	2114.802	1840.740
Lima 74	1566.655	1427.212	2232.333	1802.239
Atico 2001	1433.663	1283.184	1954.875	1650.987
Tarapacá 2005	1435.588	1377.925	1926.250	1768.295
Tacna 2010	1576.388	1676.612	2149.608	1876.131
Iquique 2014	1500.826	1224.029	2056.709	1719.763

**Figura 111**

*Fuerza cortante en la base*



#### 4.3.5 Aceleraciones

En la tabla 43 se muestra el promedio de las aceleraciones máximas obtenidas de cada registro tanto para el nivel de sismo de diseño y sismo máximo. Si bien las máximas aceleraciones se producen en el último nivel correspondiente a la azotea, las aceleraciones que toman relevancia son aquellas de los pisos inferiores puesto que es donde se encuentra los equipos y demás contenido.

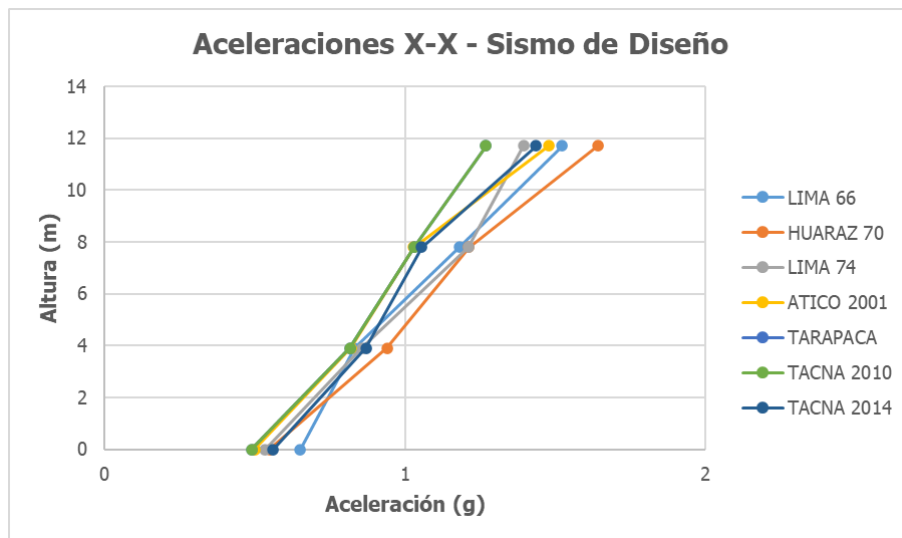
**Tabla 43**

*Aceleraciones máximas promedio*

Altura	Aceleraciones máximas promedio (g)			
	Sismo de Diseño		Sismo Máximo	
	EW	NS	EW	NS
11.70 m	1.430	1.312	1.746	1.594
7.80 m	1.107	1.042	2.194	1.469
3.90 m	0.849	0.815	1.318	0.977
0.00 m	0.538	0.536	0.830	0.839

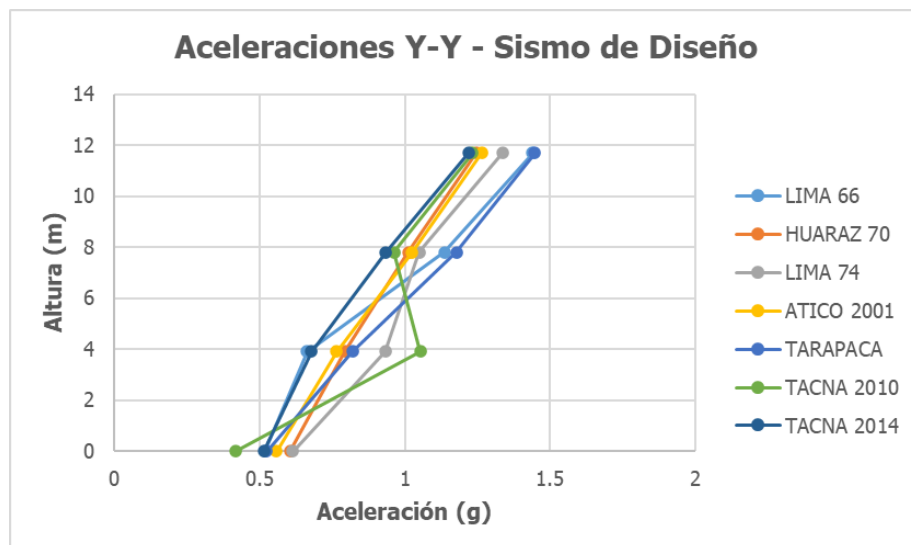
**Figura 112**

*Aceleraciones máximas para un nivel de sismo de diseño en dirección X-X*



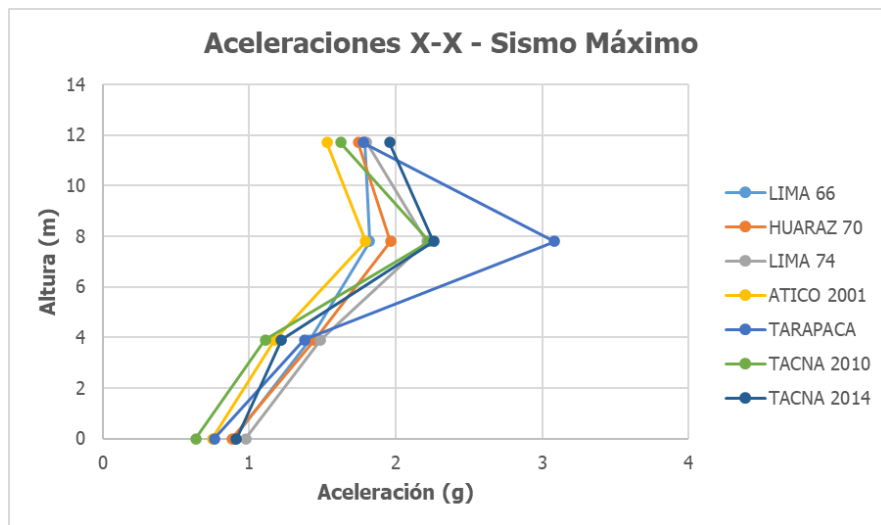
**Figura 113**

*Aceleraciones máximas para un nivel de sismo de diseño en dirección Y-Y*



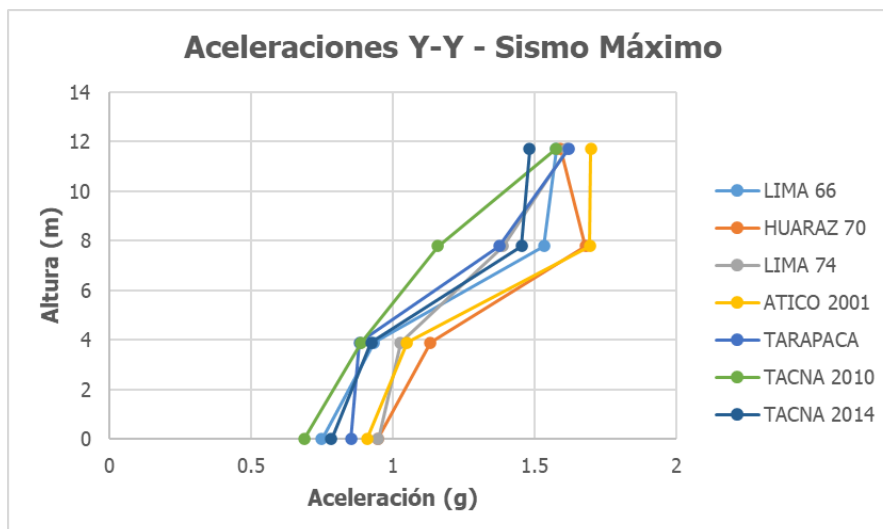
**Figura 114**

*Aceleraciones máximas para un nivel de sismo máximo en dirección X-X*



**Figura 115**

*Aceleraciones máximas para un nivel de sismo máximo en dirección Y-Y*



#### 4.3.6 Nivel de desempeño

##### 4.3.6.1 Nivel de desempeño de elementos estructurales

Para evaluar el nivel de desempeño de elementos estructurales se debe establecer los objetivos de desempeño acorde al tipo de edificación. El centro de salud al ser una edificación A2 es un edificio esencial que debe cumplir los objetivos de desempeño mostrados en la tabla 44.

**Tabla 44**

*Niveles de desempeño para edificación esencial*

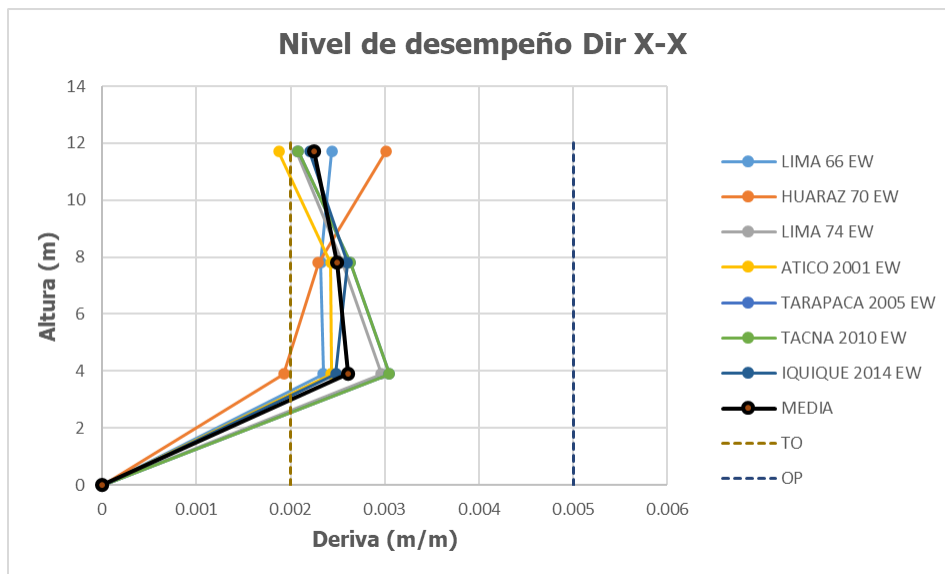
Nivel de demanda sísmica	Nivel de desempeño sísmico			
	Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	Pre colapso
Sismo de Diseño				
Sismo Máximo				

*Nota.* Adaptado de VISION 2000 (SEAOC, 1995).

Para esto se evaluará el nivel de desempeño estructural de forma global según VISION 2000 el cual sectoriza los niveles según se aprecia en las figuras 116 y 117, donde para un sismo de diseño la edificación se mantiene en un nivel operacional en ambas direcciones, mientras que para un sismo máximo la edificación se encuentra en un nivel de seguridad de vida tanto para la dirección X-X y Y-Y cumpliendo de esta manera los objetivos de desempeño fijados.

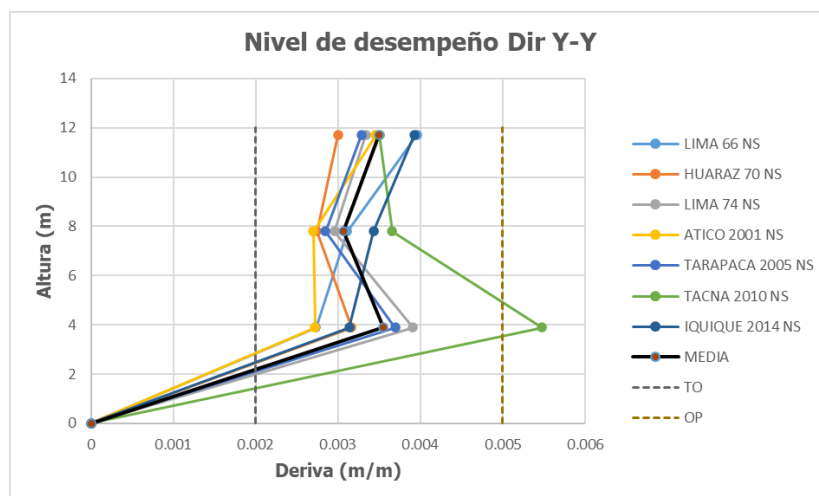
**Figura 116**

*Nivel de desempeño en la dirección X-X para un sismo de diseño*



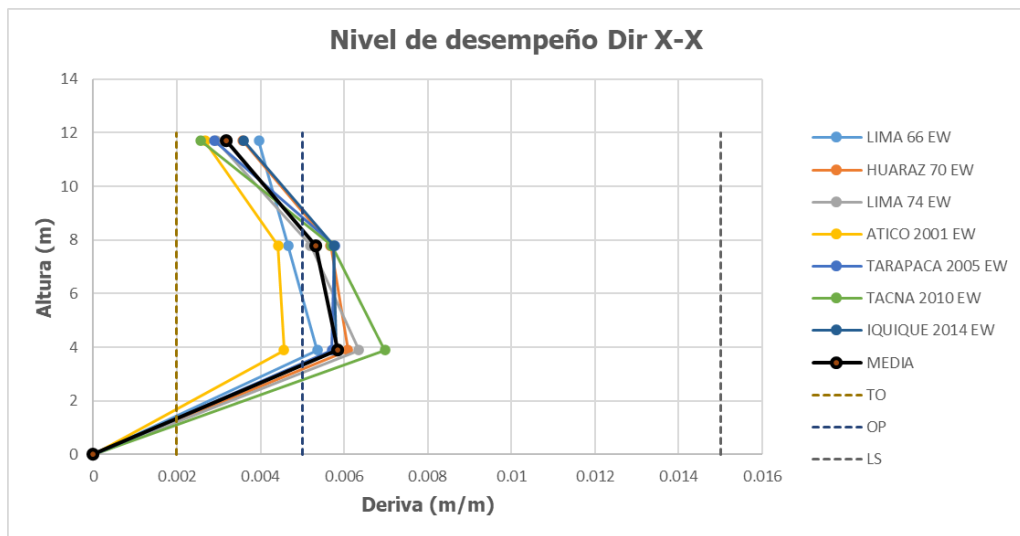
**Figura 117**

*Nivel de desempeño en la dirección Y-Y para un sismo de diseño*



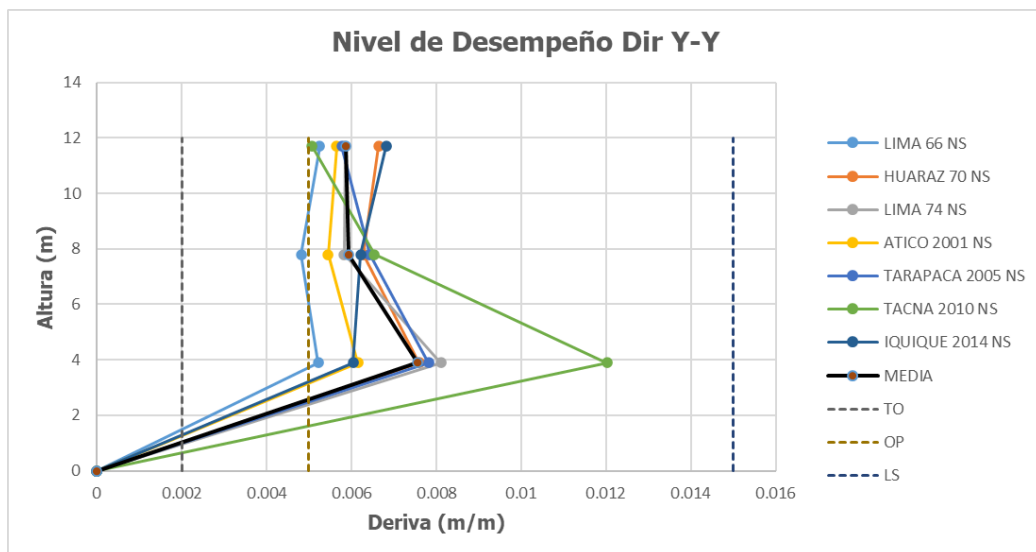
**Figura 118**

*Nivel de desempeño en la dirección X-X para un sismo máximo*



**Figura 119**

*Nivel de desempeño en la dirección Y-Y para un sismo máximo*



#### 4.3.6.2 Nivel de desempeño de elementos no estructurales

Con respecto a los elementos no estructurales HAZUS (2003) considera el nivel de daño que puedan presentar dependiendo si son sensibles a la deriva o la aceleración como se ve en la tabla 45.

**Tabla 45**

*Lista típica de elementos no estructurales y contenido en edificio*

Type	Item	Drift-Sensitive*	Acceleration-Sensitive*
Architectural	Nonbearing Walls/Partitions	•	◦
	Cantilever Elements and Parapets		•
	Exterior Wall Panels	•	◦
	Veneer and Finishes	•	◦
	Penthouses	•	
	Racks and Cabinets		•
	Access Floors		•
	Appendages and Ornaments		•
Mechanical and Electrical	General Mechanical (boilers, etc.)		•
	Manufacturing and Process Machinery		•
	Piping Systems	◦	•
	Storage Tanks and Spheres		•
	HVAC Systems (chillers, ductwork, etc.)	◦	•
	Elevators	◦	•
	Trussed Towers		•
	General Electrical (switchgear, ducts, etc.)	◦	•
Lighting Fixtures		•	
Contents	File Cabinets, Bookcases, etc.		•
	Office Equipment and Furnishings		•
	Computer/Communication Equipment		•
	Nonpermanent Manufacturing Equipment		•
	Manufacturing/Storage Inventory		•
	Art and other Valuable Objects		•

*Nota.* Los puntos negros indican la principal causa de daño mientras que los puntos blancos indican la razón secundaria de daño. Tomado de HAZUS (2003).

a) Elementos no estructurales sensibles a las derivas

Para evaluar el nivel de daño de los elementos no estructurales que dependen de las derivas como el caso de la tabiquería y acabados se tiene la siguiente tabla 44.

**Tabla 46**

*Límite de derivas para daño no estructural*

Límite de derivas para daño no estructural			
Leve	Moderado	Extenso	Completo
0.004	0.008	0.025	0.05

*Nota.* Adaptado de HAZUS (2003).

Así mismo, de manera más específica para un edificio de muros de concreto armado de mediana altura denominado como C2M, se tiene los siguientes desplazamientos límites mostrados en la tabla 45 para el control de daño no estructural calculados como el producto de la deriva y la altura de la edificación.

**Tabla 47**

*Límites de desplazamiento para daño no estructural*

Daño	Desplazamiento espectral medio	Descripción
Leve	4.57 cm	Pocas grietas en intersecciones de tabiquería y aberturas de puertas
Moderado	9.144 cm	Grietas más grandes y extensas requiriendo reparación y repintado
Extenso	28.575 cm	Mayoría de muros divisorias agrietados y puede requerir el reemplazo de los acabados
Completo	57.15 cm	La gran mayoría acabados deberán ser removidos y reemplazados, los muros necesitaran ser reacondicionados y la mayoría de marcos de puertas deben ser reemplazados y reparados

*Nota.* Adaptado de HAZUS (2003).

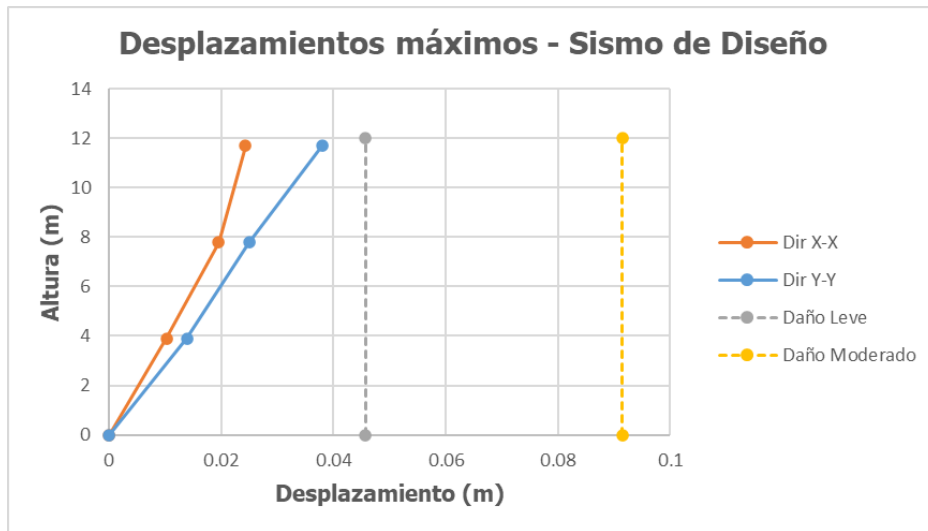
De los resultados de las derivas y el desplazamiento máximo para un nivel de sismo de diseño se tiene 2.45cm para la dirección X-X y 3.79 cm para la dirección Y-Y, esto no indica que los elementos no estructurales presentan un daño leve como se ve en la figura 116.

Para el nivel de sismo máximo se tiene 5.08 cm para la dirección X-X y 7.37 cm para la dirección Y-Y, esto nos indica que los elementos no estructurales presentan un daño moderado como se ve en las figuras 120 y 121.

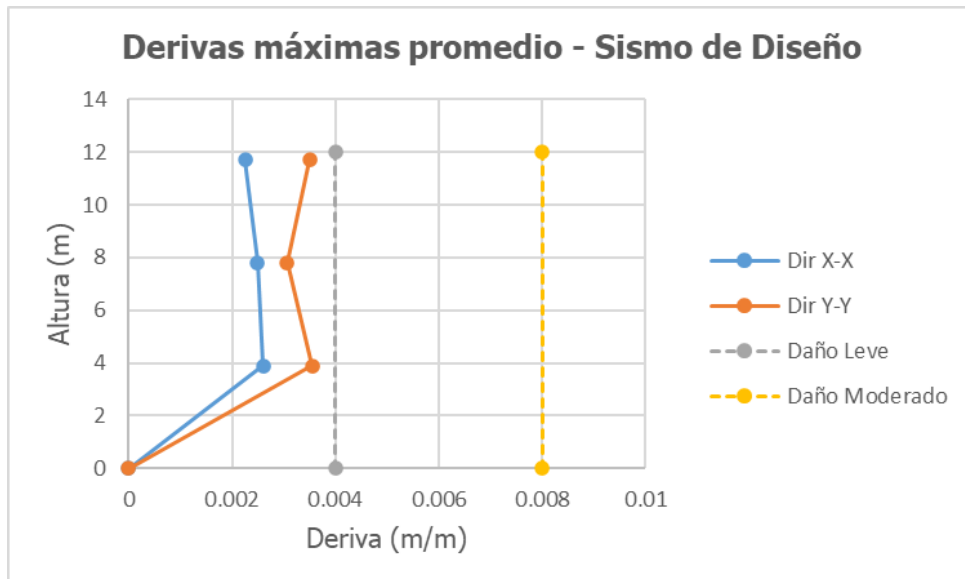
Estos resultados indicarían un mayor daño en lo elementos puestos en la dirección Y-Y en comparación con los elementos puestos en la dirección X-X.

**Figura 120**

*Nivel de daño de elementos no estructurales para un sismo de diseño*



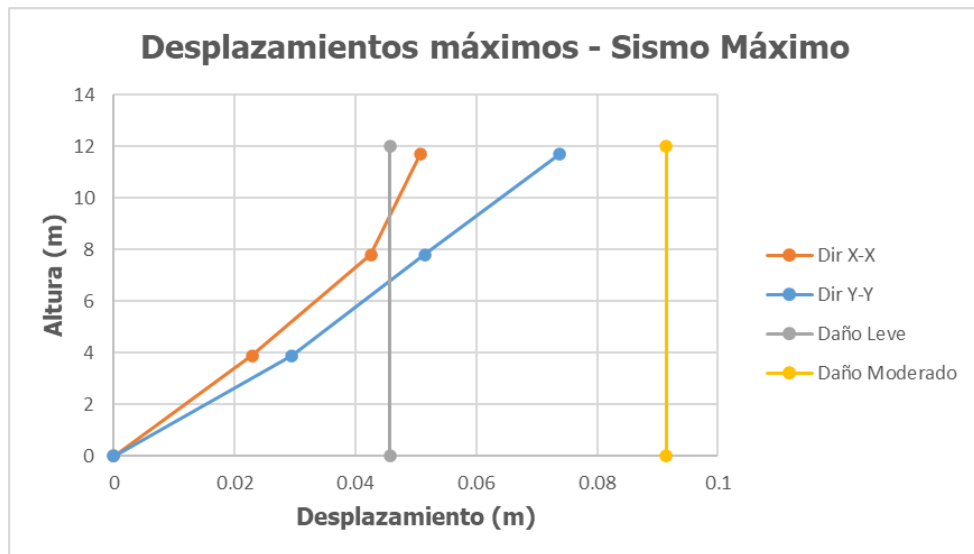
a) Nivel de daño según desplazamientos



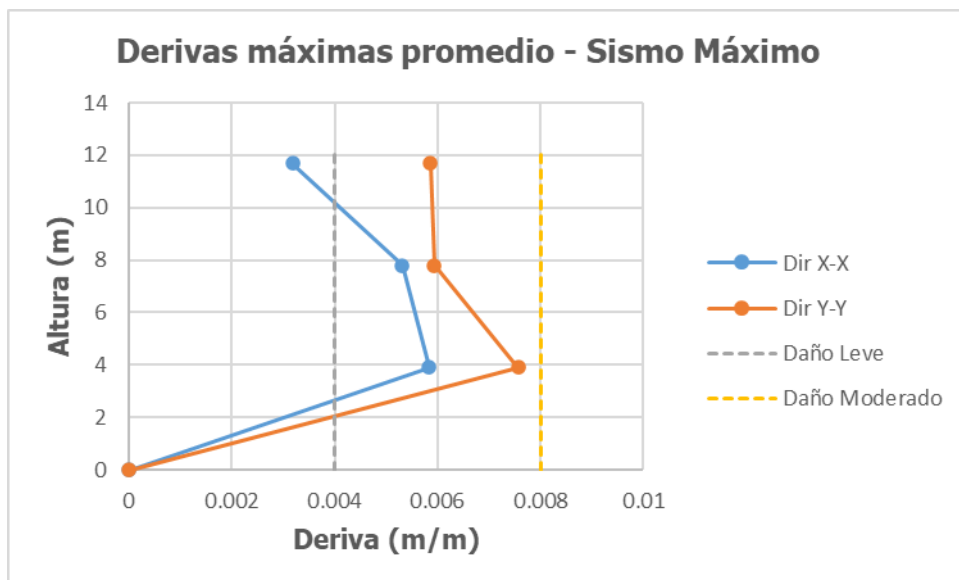
b) Nivel de daño según derivas

**Figura 121**

*Nivel de daño de elementos no estructurales para un sismo máximo*



a) Nivel de daño según desplazamientos



b) Nivel de daño según derivas

#### 4.3.6.3 Elementos no estructurales sensibles a la aceleración

En cuanto a las aceleraciones HAZUS establece ciertos valores para el control de contenidos como se muestra en la siguiente tabla 46.

**Tabla 48**

*Niveles de daño para elementos no estructurales*

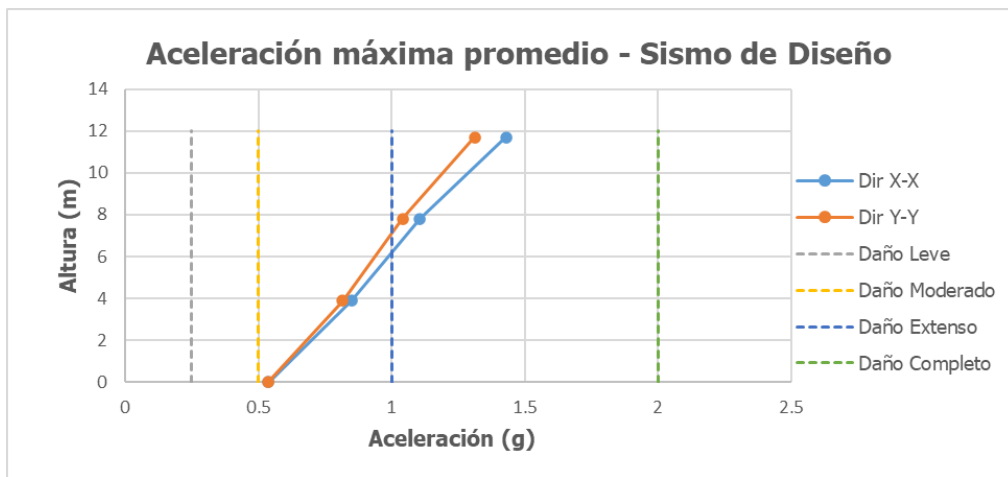
Nivel de daño	Aceleración (g)
Leve	0.25
Moderado	0.5
Extenso	1
Completo	2

*Nota.* Tomado de HAZUS (2003).

La figura 124 y 125 muestra las aceleraciones máximas resultantes de los siete pares de registros utilizados para el nivel de sismo de diseño y sismo máximo donde se aprecia que la dirección X-X presenta mayores aceleraciones en comparación al eje Y-Y, esto se debe a la cantidad de muros puesto que al ser más rígido si bien se reduce los desplazamientos, incrementa las aceleraciones presentándose así mayor daño en contenido. Además, se observa que para ambas direcciones presenta un nivel de daño completo.

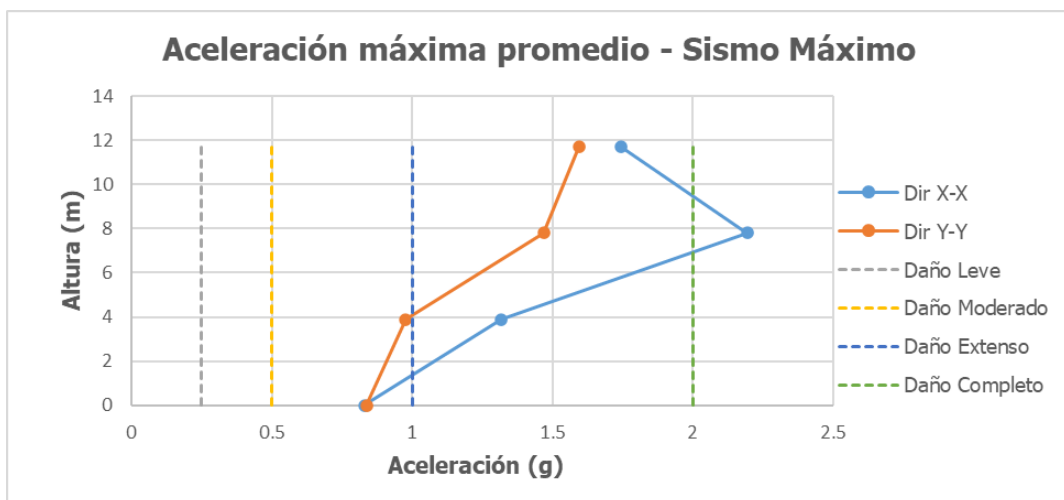
**Figura 122**

*Aceleraciones máximas promedio para un nivel de sismo de diseño*



**Figura 123**

*Aceleraciones máximas promedio para un nivel de sismo máximo*



#### 4.4 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

El objetivo de esta investigación ha sido evaluar el desempeño de una edificación de salud de primer nivel, para ello se tuvo que considerar metodologías basadas en el ASCE 41-17, VISION 2000, HAZUS, así como recomendaciones del NIST y el ACI 318-19 para establecer criterios de aceptación del comportamiento no lineal de los elementos estructurales así como del desempeño global de la estructura, para lo cual se utilizaron métodos como el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal o también conocido como análisis no lineal tiempo historia.

En ese sentido, primero se realizó el análisis sísmico lineal con el fin de verificar que la edificación cumple con los requisitos normativos. De esta verificación se obtuvo que la edificación en estudio al tener un sistema de muros estructurales, es bastante rígida presentando bajos desplazamientos y derivas, por lo tanto, si bien presenta torsión debido a la configuración en planta del último nivel, esta es controlada por una distorsión de entrepiso menor al 50% de lo indicado en la normativa.

Así mismo, en los tres primeros modos de vibración se presenta una participación significativa del componente rotacional donde para el primer modo de 0.202s se tiene una combinación de traslación en Y-Y y rotación, para el segundo modo de 0.164s se tiene una combinación de traslación en Y-Y y rotación, y para el tercer modo de 0.151s se tiene una combinación de traslación en X-X y rotación.

En cuanto a las irregularidades, se consideró que la edificación presenta irregularidad por esquina entrante puesto que para el segundo nivel presenta una esquina entrante de 20.92% para la dirección X-X y 22.50% para la dirección Y-Y, mientras que para el tercer el nivel presenta 64.89% para la dirección X-X y 63.75% para la dirección Y-Y, superando en ambos casos el límite de 20% indicado en la norma, aunque se debe tener en cuenta que la normativa no hace mayor hincapié si esta debe presentarse en todos los niveles para considerarse como irregular.

De los resultados del diseño por resistencia se observa que la columna C2 presenta un refuerzo longitudinal de 0.96% de cuantía ligeramente inferior al mínimo permitido (1%), pero demuestra un buen comportamiento trabajando prácticamente a gravedad, puesto que la mayor parte de la fuerza cortante lo resisten los muros. Por otro lado, en la relación de demanda capacidad el muro PY3 alcanza un valor de 1.029 sobrepasando el límite, pero al momento de evaluar el diagrama de interacción en sus ejes principales todas las combinaciones de diseño se encuentran dentro del diagrama. Además, los muros PY3 y PY4 presentan una relación de altura y longitud del muro de 2.05 lo cual según la norma indicaría que se debe amplificar la cortante dando como resultado que el refuerzo transversal de estos muros no sería suficiente, pero según los resultados del análisis dinámico vemos que los muros se comportan adecuadamente dando a entender que la norma es conservadora.

Por otro lado, si bien los efectos torsionales están controlados por bajas distorsiones de entrepiso, esto toma relevancia en los modos de vibración puesto que, al realizar el análisis no lineal estático se tuvo que los resultados variaban debido a la torsión y la masa participativa no era representativa siendo esta una de las limitaciones del método ocasionando que los resultados difieran, en este sentido no fue posible validar los puntos de desempeño obtenidos siendo necesario el análisis dinámico no lineal.

De los resultados del análisis dinámico no lineal, la estructura presenta un buen comportamiento estructural donde los elementos más esforzados son los muros del primer nivel que se mantienen en ocupación inmediata para un nivel de sismo de diseño y seguridad de vida para un nivel de sismo máximo, a excepción de los muros PY3 y PY4 en la dirección Y-Y para los sismos de Huaraz 70 y Tacna 2010 que ingresan a pre colapso pero aun así se mantienen en el nivel de desempeño adecuado establecido por VISION 2000.

En cuanto a los elementos no estructurales se tiene que para aquellos elementos sensibles a las derivas presentan un daño leve para un nivel de sismo de diseño y un daño moderado para un nivel de sismo máximo.

Con respecto a los elementos no estructurales sensibles a la aceleración para un sismo de diseño se tiene un daño extenso para los dos primeros niveles y un daño completo para el tercer nivel y la azotea, para un sismo máximo se tiene un daño

completo en todos los niveles. De estos resultados el daño presentado para un nivel de sismo de diseño toma mayor relevancia dado que, si bien estos daños no ponen en peligro la seguridad de las personas limitaría la operatividad de la edificación por el tiempo en reparaciones del equipo mecánico, eléctrico, contenidos, entre otros.

Por lo tanto, se ve una de las ventajas de la evaluación del desempeño que permite conocer de manera explícita y con mayor detalle el comportamiento de la estructura dejando de lado algunas restricciones y supuestos en los que se basa el enfoque tradicional, considerando además lo mencionado por Bonett (2003) que indica que un incremento en la resistencia global de la estructura no garantiza la seguridad total o que pueda reducir el daño.

Bajo este contexto, en la tabla 50 se muestra los resultados de la investigación donde para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, la edificación cumple los objetivos de desempeño tanto en elementos estructurales como elementos no estructurales sensibles a las derivas, y se espera que el mayor daño se produzca en elementos no estructurales sensibles a la aceleración, por otro lado, para un sismo máximo con un periodo de retorno de 2475 años, la estructura cumple los objetivos de desempeño de manera global, donde de igual manera se espera mayor daño en elementos no estructurales sensibles a la aceleración pero dentro del rango permitido.

**Tabla 49**

*Nivel de desempeño para el centro de salud*

Dirección	Nivel de demanda sísmica	Nivel de desempeño sísmico			¿Cumple?
		Totalmente operacional	Operacional	Seguridad de vida	
X-X	Sismo de Diseño				A nivel estructural
	Sismo Máximo				Si
Y-Y	Sismo de Diseño				A nivel estructural
	Sismo Máximo				Si

*Nota.* Para el sismo de diseño se cumplen los objetivos de desempeño para elementos estructurales y elementos no estructurales sensibles a derivas a excepción de los elementos no estructurales sensibles a la aceleración.

## CAPÍTULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

#### 5.1 CONCLUSIONES

- En relación al objetivo general de la investigación, se logró determinar el nivel de desempeño de la edificación, presentando un nivel operacional en elementos estructurales y no estructurales sensibles a derivas para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 475 años, y un nivel de seguridad de vida para elementos estructurales y no estructurales para un sismo máximo con un periodo de retorno de 2475 años. Así mismo, se indica que el mayor daño ocurrirá en elementos no estructurales sensibles a la aceleración.
- Se verificó que la edificación cumple los requisitos de la norma para el análisis sísmico y de la verificación del diseño por resistencia se observó que algunas secciones como la columna C-2 y muros PY3 y PY4 presentaban condiciones de acero de refuerzo ligeramente inferiores indicados en la norma, pese a ello en el análisis dinámico no lineal se pudo comprobar el buen desempeño de estos elementos manteniéndose las columnas en ocupación inmediata y los muros en seguridad de vida para un sismo máximo.

- Se aplicó el análisis no lineal estático del cual los resultados no pudieron ser validados debido a la torsión y variación de la masa participativa en los modos de vibración ocasionando que se sobrestime el punto de desempeño. En cuanto a los resultados del análisis no lineal dinámico se observa que la dirección Y-Y es la más propensa a sufrir daños, pero aun así se mantiene en un nivel de seguridad de vida para un sismo máximo, además, para el sismo de Huaraz 1970 y Tacna 2010 los muros PY3 y PY4 ingresaron al rango de pre colapso.
- Se determinó el mecanismo de falla de la edificación, siendo las vigas las primeras en ingresar al rango inelástico seguido de los muros lo cual es concordante con el sistema estructural.

## 5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda realizar la evaluación de desempeño sísmico en edificaciones nuevas y existentes ya que nos proporciona mayor información acerca del daño que puedan presentar, siendo relevante puesto que nos encontramos en un lugar de alto peligro sísmico.
- La presente investigación se puede complementar mediante el uso de modelos que acoplen la interacción de la cortante y flexión los cuales se pueden encontrar en Opensees.
- Se recomienda en futuras investigaciones realizar la evaluación de desempeño en función de probabilidad de daño y costos referidas al diseño basado en desempeño de segunda generación.
- Se recomienda el estudio de los registros sísmicos para poder generar registros sintéticos concordantes con las características del sitio y tener una base de datos disponible para proyectos e investigación.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ademovic, N., & Ibrahimbegovic, A. (2020). Review of resilience-based design. *Coupled Systems Mechanics*, 9(2), 91–110. <https://doi.org/10.12989/csm.2020.9.2.091>
- Aguiar, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño* (1era ed.). Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército.
- Ahmed, M., Akter, A., & Roy, S. (2019). Pushover Analysis of RCC Buildings with Different Types of Shear Walls and Different Number of Spans by Frame Elements Based Model Method. *Internacional Journal Od Science and Research*, 8(8), 788–792. <https://doi.org/10.21275/ART2020157>
- American Concrete Institute [ACI]. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. ACI Committee 318. [https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=318U19&Language=English&Units=US\\_Units](https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=318U19&Language=English&Units=US_Units)
- American Society of Civil Engineers [ASCE]. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Applied Technology Council [ATC]. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. ATC-40.
- Bertero, R. D., & Bertero, V. V. (2002). Performance-based seismic engineering: The need

for a reliable conceptual comprehensive approach. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 627–652.

Birzhandi, M. S., & Mirzakhani, D. (2023). Modified Modal Pushover Design for Asymmetric-Plan RC Shear-Wall Structures. *Advances in Civil Engineering*, 2023. <https://doi.org/10.1155/2023/5627191>

Bonett, R. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada* [Tesis Doctoral, Universidad Politecnica de Cataluña]. <http://hdl.handle.net/10803/6230>

Cahuana, M., & Ccaso, G. C. (2021). *Desempeño Sísmico Aplicando el Análisis Estático No Lineal (Pushover) del Módulo III de la Comisaría de Ciudad Nueva, Tacna 2021* [Tesis de Pregrado, Universidad Privada de Tacna]. <http://hdl.handle.net/20.500.12969/2027>

Carreño, E., Bravo, B., Suárez, A., & Tordesillas, J. M. (1999). Registro y Tratamiento de Acelerogramas. *Física de La Tierra*, 11(1), 81–111.

Computers & Structures Inc [CSI]. (2017). *Analysis Reference Manual for SAP 2000, ETABS, SAFE and CSIBridge*.

Easa, S. M., & Yan, W. Y. (2019). Performance-based analysis in civil engineering: Overview of applications. *Infrastructures*, 4(2), 1–41. <https://doi.org/10.3390/infrastructures4020028>

Estebes, D. (2019). *Recomendaciones para el modelado no lineal de muros acoplados de*

*hormigón armado con elementos tipo shell y frame mediante un software comercial*  
[Universidad Politecnica de Cataluña]. <http://hdl.handle.net/2117/190116>

Federal Emergency Mangement Agency [FEMA]. (2018). *Seismic Performance Assesment of Buildings. Vol 1 - Methodology* (2nd ed.). FEMA P-58.

Ghobarah, A. (2001). Performance-based design in earthquake engineering: state of development. *Engineering Structures*, 23(8), 878–884.  
[https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(01\)00036-0](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(01)00036-0)

Gresia, J. (2019). *Evaluación y Comparación del Desempeño Sísmico de 3 Edificaciones Duales de Concreto Armado Diferentes Alturas* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. <http://cybertesis.uni.edu.pe/handle/20.500.14076/20547>

Gulec, C. k., & Whittaker, A. S. (2009). *Performance-based Assessment and Design of Squat Reinforced Concrete Shear Walls. Report N° MCEER-09-0010*.  
<https://www.eng.buffalo.edu/mceer-reports/09/09-0010.pdf>

HAZUS. (2003). *Multi - hazard Loss Estimation Methodology*.  
[www.fema.gov/plan/prevent/hazus](http://www.fema.gov/plan/prevent/hazus)

Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodología de la investigación* (6th ed.). Mc Graw Hill Education.

Hognestad, E. (1951). *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members. Bulletin Series N°399*. University of Illinois.

- Huerta, P. (2022). *Desempeño Sísmico de Edificios Multifamiliares de Muros Estructurales Aplicando el Método de Espectro de Capacidad* [Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/22726>
- Jang, L. J., Wang, J. J., Paton, D., & Tsai, N. Y. (2015). Cross-cultural comparisons between the earthquake preparedness models of Taiwan and New Zealand. *Disasters*, 40(2), 327–345. <https://doi.org/10.1111/disa.12144>
- Kolozvari, K., Arteta, C., Fischinger, M., Gavridou, S., Hube, M., Isaković, T., Lowes, L., Orakcal, K., Vásquez, J., & Wallace, J. (2018). Comparative study of state-of-the-art macroscopic models for planar reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 115(6), 1637–1657. <https://doi.org/10.14359/51710835>
- Kolozvari, K., Kalbasi, K., Orakcal, K., & Wallace, J. (2021). Three-dimensional model for nonlinear analysis of slender flanged reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 236, 112105. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112105>
- Kolozvari, K., & Wallace, J. W. (2016). Practical Nonlinear Modeling of Reinforced Concrete Structural Walls. *Journal of Structural Engineering*, 142(12), 1–14. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0001492](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0001492)
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. D. P. K. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4–6), 452–464. [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(97\)00092-8](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(97)00092-8)
- Ling, Y. C., Mogili, S., & Hwang, S. J. (2022). Parameter optimization for Pivot hysteresis

model for reinforced concrete columns with different failure modes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 51(10), 2167–2187.  
<https://doi.org/10.1002/eqe.3658>

Luna, B. N., Rivera, J. P., & Whittaker, A. S. (2015). Seismic behavior of low-aspect-ratio reinforced concrete shear walls. *ACI Structural Journal*, 112(5), 593–603.  
<https://doi.org/10.14359/51687709>

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.

Medina, C., & Galarza, D. (2020). Análisis sísmico comparativo de una estructura irregular torsionalmente flexible aplicando NSP, MPA, NLRHA. *Revista de Ingeniería de Construcción*, 35(3), 257–274. <https://doi.org/10.4067/S0718-50732020000300257>

Merma, M. (2018). *Evaluación por desempeño de una edificación multifamiliar diseñada con y sin disposiciones especiales para diseño sísmico, mediante un análisis estático no lineal* [Tesis de Pregrado, Universidad Privada de Tacna].  
<http://hdl.handle.net/20.500.12969/1054>

Moreno, B. (2021). *Evaluación del Desempeño Sísmico en el Rango Inelástico de una Estructura Esencial de Concreto Armado con Disipadores de Fluido Viscoso* [Tesis de Pregrado, Pontificia Universidad Católica del Perú].  
<http://hdl.handle.net/20.500.12404/19607>

Nahavandi, H. (2015). *Pushover Analysis of Retrofitted Reinforced Concrete Buildings*.

<https://doi.org/10.15760/CEEMP.20>

NIST. (2010). *NEHRP Seismic Design Technical Brief N°04: Nonlinear Estructural Analysis for Seismic Design: A guide for practicing engineers*.  
<https://www.nehrp.gov/pdf/nistgcr10-917-5.pdf>

NIST. (2017a). *Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. part I - general*. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v1>

NIST. (2017b). *Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings. part I Ib - reinforced concrete moment frames*. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v3>

NIST. (2017c). *Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design*.  
<https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-45>

Panagiotou, M., Restrepo, J. I., Schoettler, M., & Kim, G. (2012). Nonlinear Cyclic Truss Model for reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 109(2), 205–214.  
<https://doi.org/10.14359/51683631>

Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. Wiley.

PEER/ATC. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*. Applied Technology Council.  
[https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/peer-atc-72-1\\_report.pdf](https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/peer-atc-72-1_report.pdf)

- Peralta, M. (2012). *Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del Hospital de Vielha* [Universidad Politecnica de Cataluña]. <http://hdl.handle.net/2099.1/17872>
- Poma, J. (2019). *Software educativo para la automatización del análisis no lineal estático pushover en estructuras de concreto armado* [Pontificia Universidad Católica del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/13221>
- Rana, N., & Rana, S. (2015). Non-Linear Static Analysis ( Pushover Analysis ) A Review. *International Journal of Engineering and Technical Research (IJETR)*, 0869(7), 39–41.
- Sánchez, J. J., & Clavijo, J. E. (2011). Scientific aspects and lessons for Colombia following the Tohoku, Japan, earthquake on March 11, 2011 (Mw 9.0). *Geologia Colombiana*, 36(1), 23–36. [www.revistas.unal.edu.co/index.php/geocol/](http://www.revistas.unal.edu.co/index.php/geocol/)
- SEAOC. (1995). *Vision 2000: Performance-based seismic engineering of buildings*. Structural Engineers Association of California.
- SENCICO. (2006). *Norma Técnica Peruana E.020. Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú*.
- SENCICO. (2009). *Norma Técnica Peruana E.060. Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- SENCICO. (2018). *Norma Técnica Peruana E.030. Reglamento Nacional de Edificaciones, Perú*.

Sub Gerencia de Estudios. (2017). *Expediente técnico: “Mejoramiento de los servicios de salud en el Centro de Salud Metropolitano en el distrito de Tacna, provincia de Tacna, región Tacna.”* Municipalidad Provincial de Tacna.

Tavera, H., Fernández, E., Bernal, I., Antayhua, Y., Agüero, C., Rodríguez, H. S. S., Vilcapoma, L., Zamudio, Y., Portugal, D., Inza, A., Carpio, J., Ccallo, F., & Valdivia, I. (2006). The southern region of peru earthquake of June 23rd, 2001. *Journal of Seismology*, *10*(2), 171–195. <https://doi.org/10.1007/s10950-006-9014-2>

Tunque, J., & Colos, E. (2020). *Evaluación del Desempeño Sísmico del Pabellón de Geología - UNSA* [Tesis de Pregrado, Universidad Nacional de San Agustín]. <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/11294>

Vargas Cordero, Z. R. (2009). La Investigación aplicada: Una forma de conocer las realidades con evidencia científica. *Revista Educación*, *33*(1), 155–165. <https://doi.org/10.15517/revedu.v33i1.538>

Wirth, E. A., Sahakian, V. J., Wallace, L. M., & Melnick, D. (2022). The occurrence and hazards of great subduction zone earthquakes. *Nature Reviews Earth and Environment*, *3*(2), 125–140. <https://doi.org/https://doi.org/10.1038/s43017-021-00245-w>

## **ANEXOS**

ANEXO A: TABLAS DE RELACIONES FUERZA DESPLAZAMIENTO  
(MOMENTO – ROTACIÓN) DEL ASCE 41-17

ANEXO B: REGISTROS SÍSMICOS

ANEXO C: RÓTULAS PLÁSTICAS DE VIGAS

ANEXO D: RÓTULAS PLÁSTICAS DE MUROS ESTRUCTURALES

ANEXO E: PLANOS DE ESTRUCTURAS

# **ANEXO A:**

Tablas de relaciones fuerza desplazamiento  
(Momento – Rotación) del ASCE 41-17

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters <sup>a</sup>					Acceptance Criteria <sup>a</sup>				
	Plastic Rotation Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle (radians)						
	a	b		IO	LS	CP				
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>										
Transverse reinforcement <sup>c</sup>										
	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_{cE}}}$									
≤0.0	C	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05			
≤0.0	C	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04			
≥0.5	C	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03			
≥0.5	C	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02			
≤0.0	NC	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03			
≤0.0	NC	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015			
≥0.5	NC	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015			
≥0.5	NC	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01			
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>										
Stirrup spacing ≤ d/2		0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02			
Stirrup spacing > d/2		0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01			
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>										
Stirrup spacing ≤ d/2		0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02			
Stirrup spacing > d/2		0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01			
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>										
		0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03			

Note:  $f'_{cE}$  in lb/in.<sup>2</sup> (MPa) units.

<sup>a</sup> Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

<sup>b</sup> Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

<sup>c</sup> "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_s$ ) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

<sup>d</sup> V is the design shear force from NSP or NDP.

**Table 10-19. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Flexure**

Conditions	Plastic Hinge Rotation (radians)			Residual Strength Ratio			Acceptable Plastic Hinge Rotation <sup>a</sup> (radians)			
	a	b	c	a	b	c	IO	LS	CP	CP
i. Structural walls and wall segments										
$\frac{(A_s - A_s')f_y E + P}{t_w I_w f_{cE}}$										
$\frac{V}{t_w I_w \sqrt{f_{cE}}}$										
Confined Boundary <sup>b</sup>										
≤0.1	0.015	0.020	0.75	0.005	0.015	0.020	0.005	0.015	0.020	0.020
≥0.1	0.010	0.015	0.40	0.004	0.010	0.015	0.004	0.010	0.015	0.015
≤0.25	0.009	0.012	0.60	0.003	0.009	0.012	0.003	0.009	0.012	0.012
≥0.25	0.005	0.010	0.30	0.0015	0.005	0.010	0.0015	0.005	0.010	0.010
≤0.1	0.008	0.015	0.60	0.002	0.008	0.015	0.002	0.008	0.015	0.015
≥0.1	0.006	0.010	0.30	0.002	0.006	0.010	0.002	0.006	0.010	0.010
≤0.25	0.003	0.005	0.25	0.001	0.003	0.005	0.001	0.003	0.005	0.005
≥0.25	0.002	0.004	0.20	0.001	0.002	0.004	0.001	0.002	0.004	0.004
ii. Structural wall coupling beams <sup>c</sup>										
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>	d	e	c							
$\frac{V}{t_w I_w \sqrt{f_{cE}}}$										
≤3	0.025	0.050	0.75	0.010	0.025	0.050	0.010	0.025	0.050	0.050
≥6	0.020	0.040	0.50	0.005	0.020	0.040	0.005	0.020	0.040	0.040
Nonprestressed longitudinal reinforcement										
conforming	0.020	0.035	0.50	0.006	0.020	0.035	0.006	0.020	0.035	0.035
nonconforming	0.010	0.025	0.25	0.005	0.010	0.025	0.005	0.010	0.025	0.025
Diagonal reinforcement										
conforming	0.030	0.050	0.80	0.006	0.030	0.050	0.006	0.030	0.050	0.050
nonconforming	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA

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

**Table 10-20. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Structural Walls and Associated Components Controlled by Shear**

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) <sup>a</sup>				Strength Ratio			Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) <sup>a</sup>		
	<i>d</i>	<i>e</i>	<i>g</i>		<i>c</i>	<i>f</i>		IO	LS	CP
i. Structural walls and wall segments <sup>b</sup> $\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w J_w f_{cE}} \leq 0.05$	1.0	2.0	0.4	0.20	0.6	0.40	1.5	0.40	1.5	2.0
$\frac{(A_s - A'_s)f_{yE} + P}{t_w J_w f_{cE}} > 0.05$	0.75	1.0	0.4	0.0	0.6	0.40	0.75	0.40	0.75	1.0
ii. Structural wall coupling beams <sup>c</sup> Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement <sup>d</sup>										
Nonprestressed longitudinal reinforcement								0.006	0.020	0.030
with conforming transverse reinforcement								0.005	0.016	0.024
Nonprestressed longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement								0.006	0.010	0.020
								0.004	0.007	0.012

<sup>a</sup> For structural walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figs. 10-5 and 10-6.

<sup>b</sup> For structural walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be  $\leq 0.15 A_g f_{cE}$ ; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.

<sup>c</sup> For coupling beams spanning <8 ft 0 in., with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, acceptance criteria values shall be permitted to be doubled for LS and CP performance.

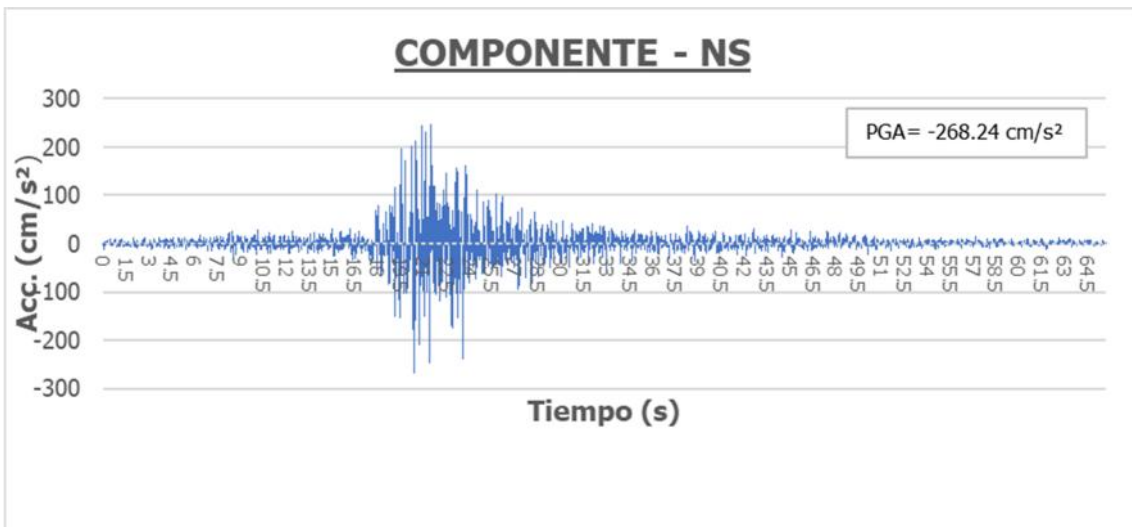
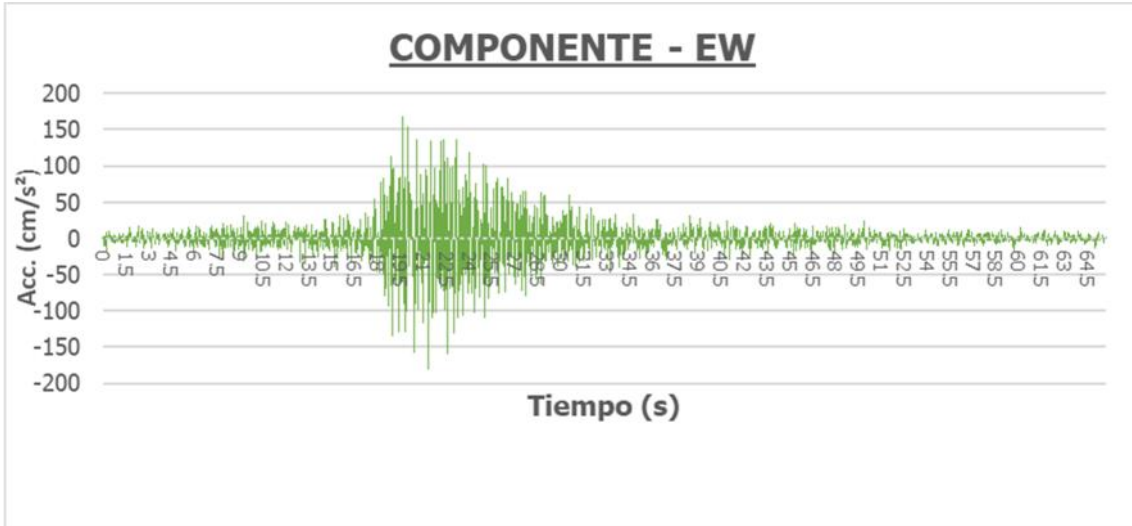
<sup>d</sup> Nonprestressed longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing  $\leq d/3$  and (b) strength of closed stirrups  $V_s \geq 3/4$  of required shear strength of the coupling beam.

# Anexo B:

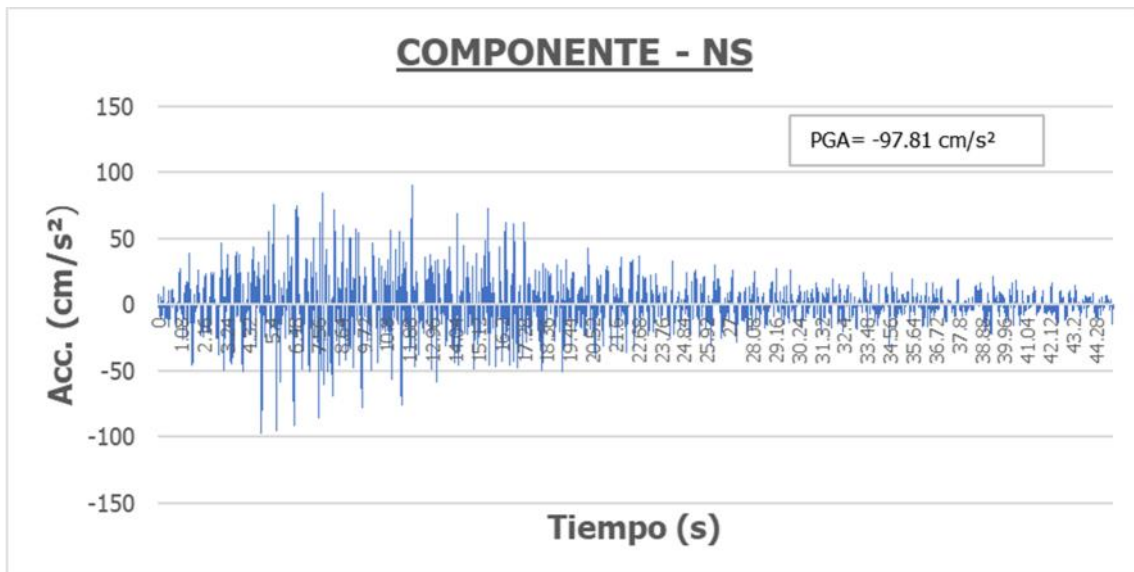
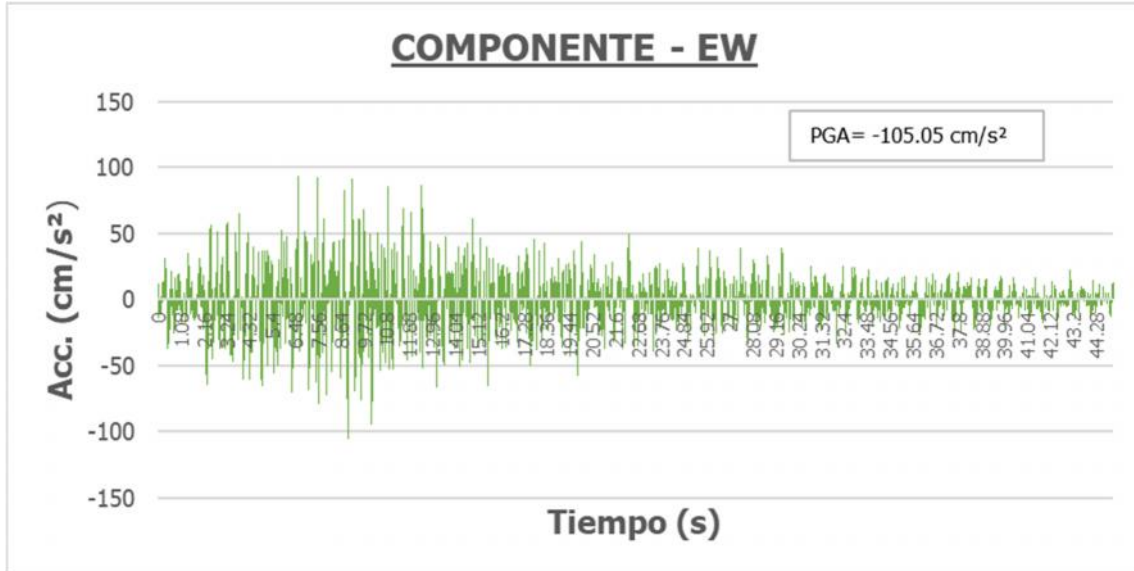
## Registros sísmicos

## Registros acelerográficos

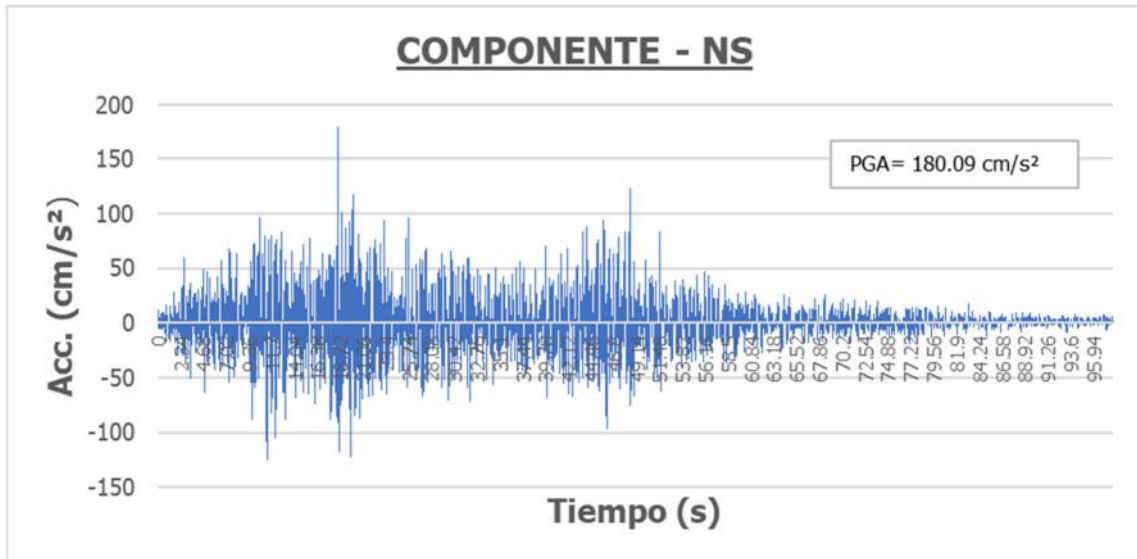
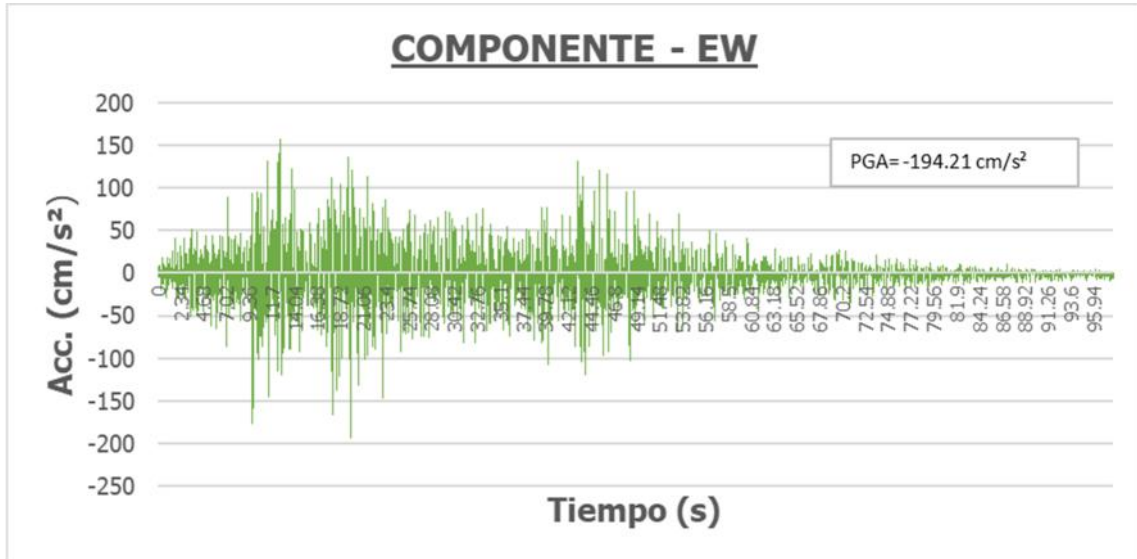
Terremoto de Lima 17 de octubre de 1966 (8.1 Mw), estación Parque de la Reserva, Lima.



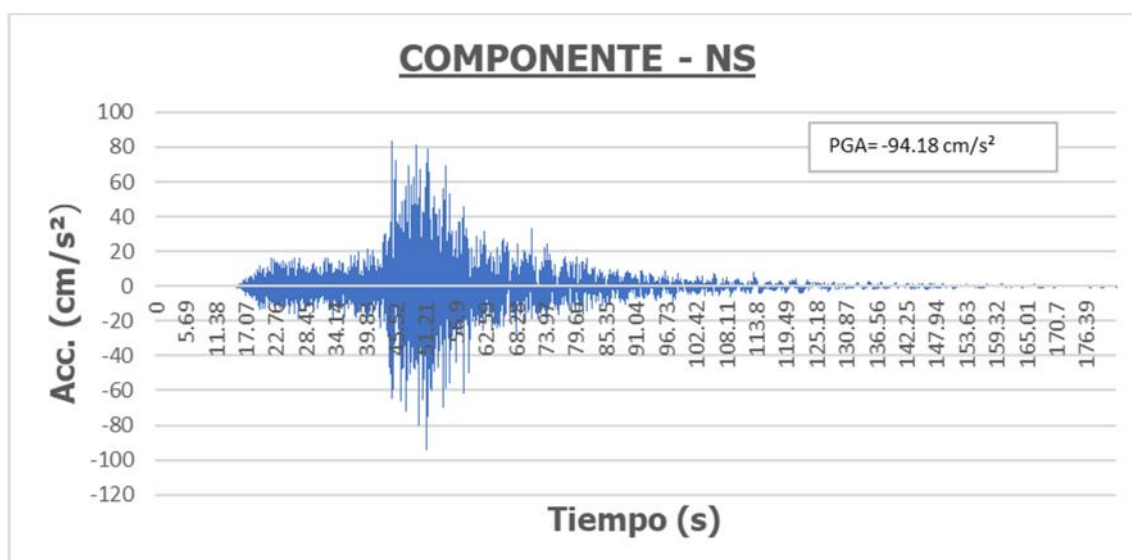
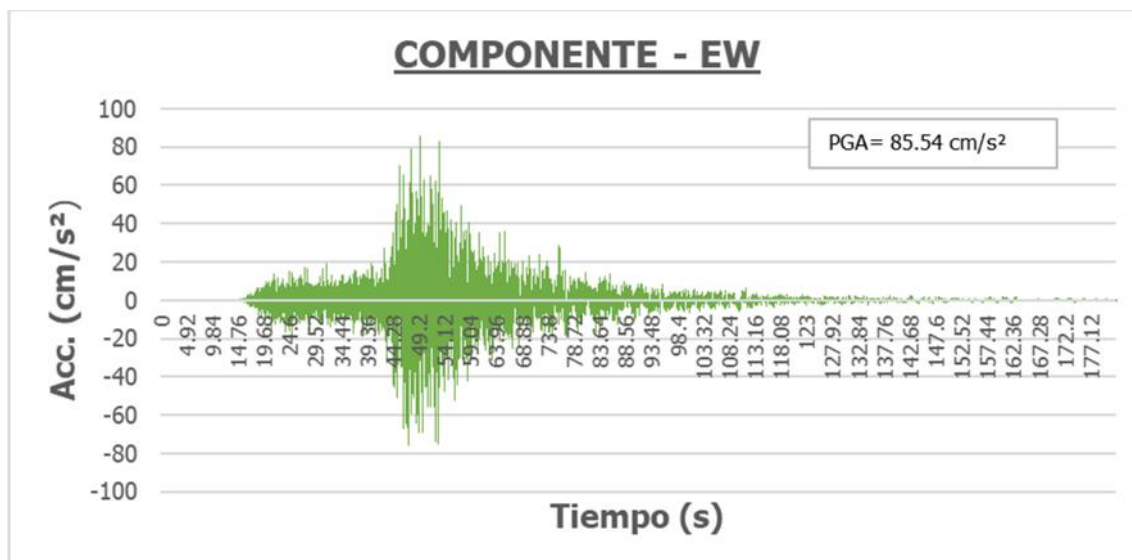
Terremoto de Huaraz 31 de mayo de 1970 (6.6Mb), estación Parque de la Reserva, Lima.



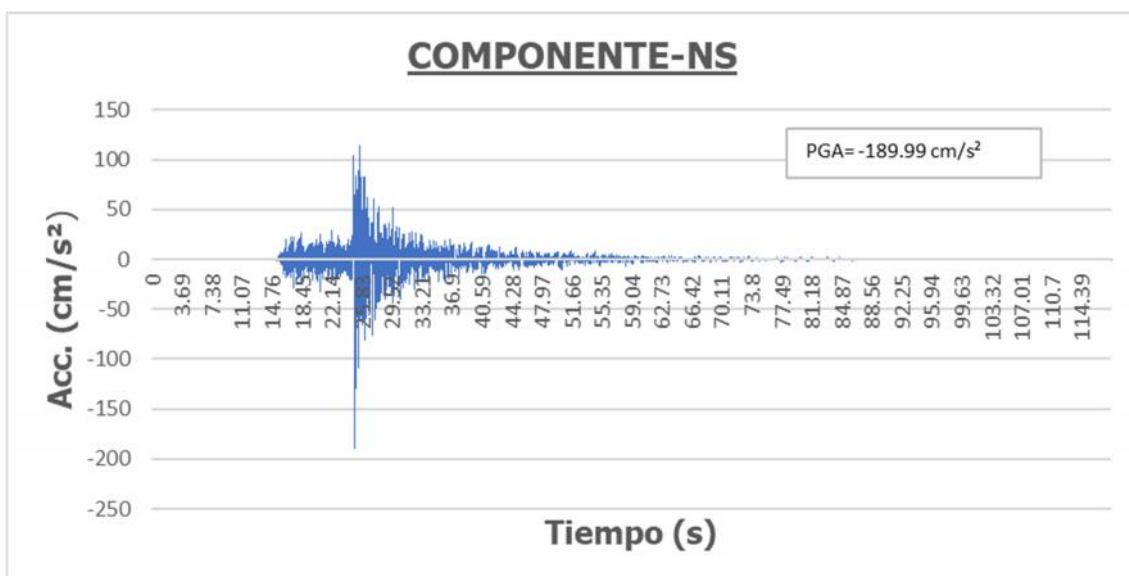
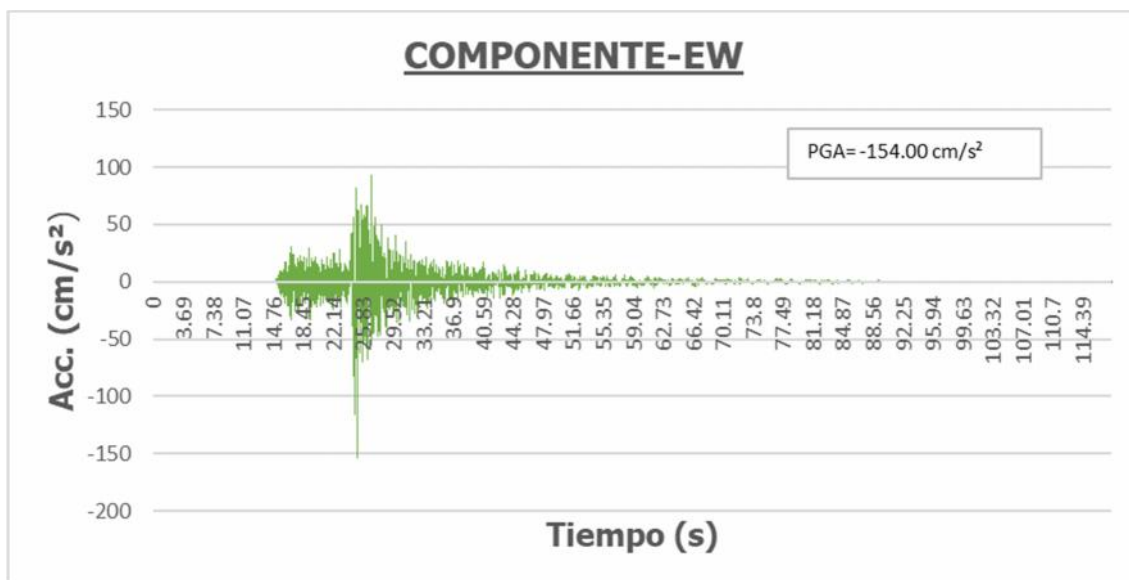
Terremoto de Lima 03 de octubre de 1974 (6.6 Mb), estación Parque de la Reserva, Lima.



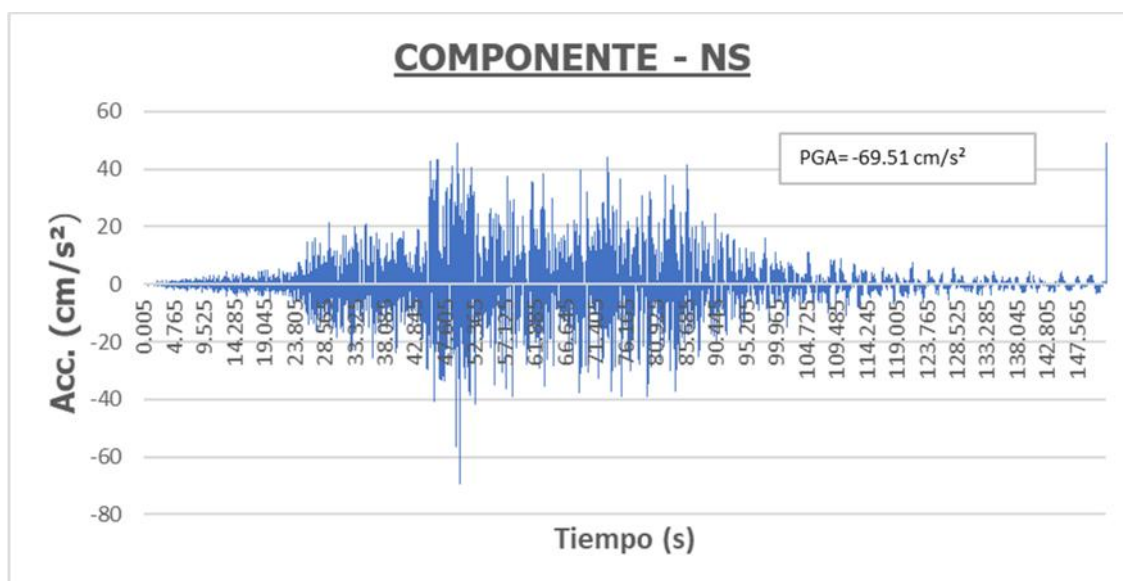
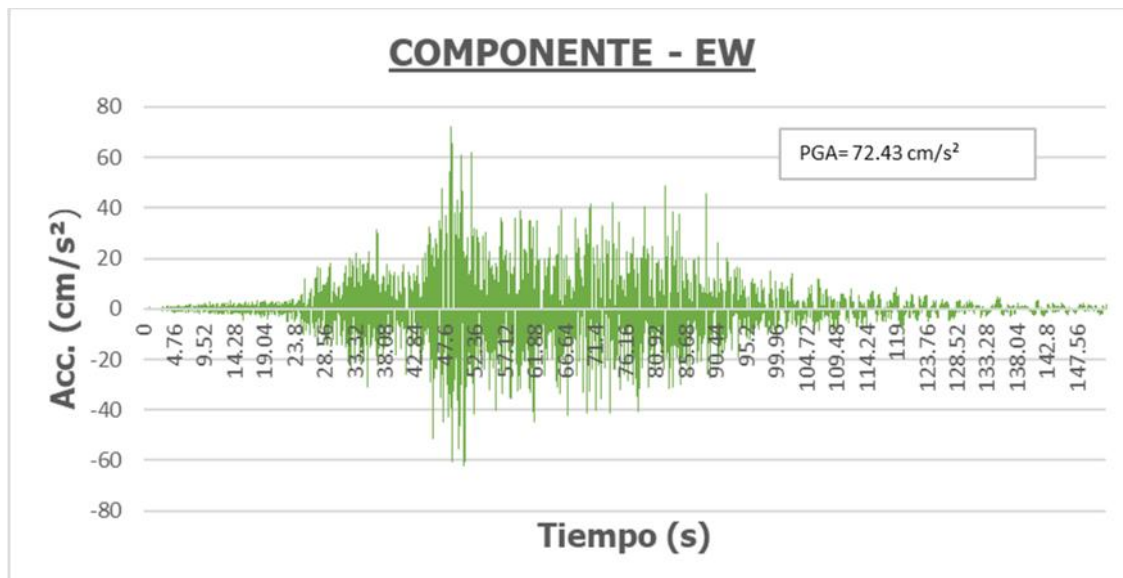
Terremoto de Tarapacá 13 de junio de 2005 (7.2 MI), estación Jorge Basadre Grohmann (TAC001), Tacna.



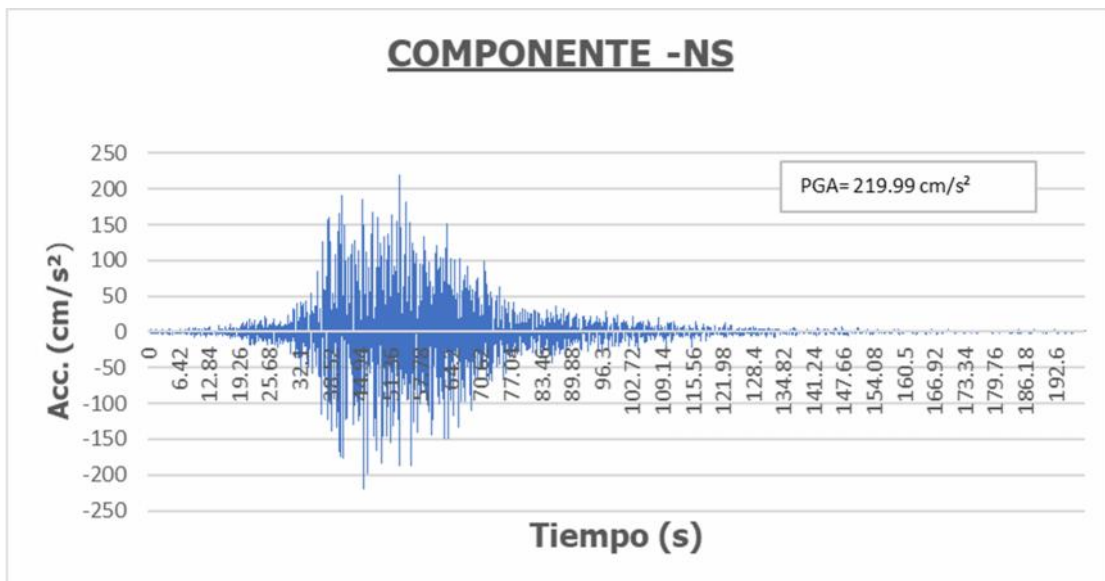
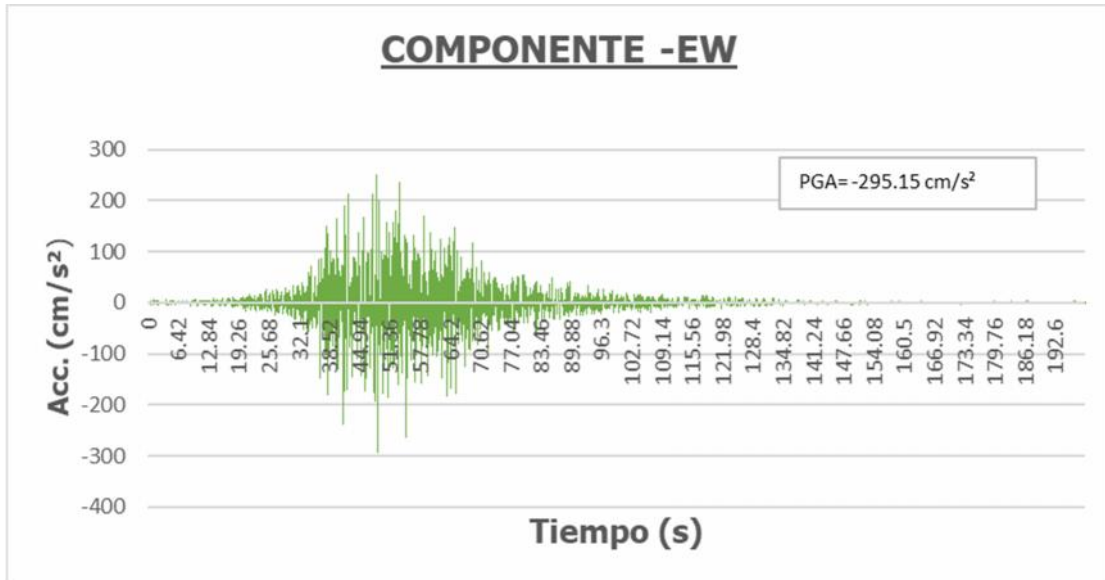
Sismo de Tacna 05 de junio de 2010 (6.5 MI), estación Jorge Basadre Grohmann (TAC001), Tacna.



Terremoto de Iquique 01 de abril de 2014 (8.2 MI), estación Jorge Basadre Grohmann (TAC001), Tacna.



Terremoto de Atico 23 de junio de 2001 (6.9 Mb), estación Cesar Vizcarra Vargas, Moquegua.



**ANEXO C:**  
**RÓTULAS PLÁSTICAS DE VIGAS**

## RÓTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS DE C°A°

### 1.0 Propiedades de la sección

Peralte de viga:	$h := 60 \text{ cm}$
Ancho de viga:	$b := 17 \text{ cm}$
Recubrimiento:	$r := 6 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d := h - r = 54 \text{ cm}$
Área bruta de la sección:	$Ag := b \cdot h = 1020 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a tracción:	$As := 5.68 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a compresión:	$A's := 5.68 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo transversal:	$At := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de refuerzo transversal:	$s := 10 \text{ cm}$

### 2.0 Materiales

Resistencia a compresión del concreto:	$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a tracción del acero:	$fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del concreto:	$f'ce := 1.3 \cdot f'c = 273 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del acero:	$fye := 1.17 \cdot fy = 4914 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del concreto	$Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'ce \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 247840.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$Ey := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### 3.0 Cálculo de momento de fluencia y momento último

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'c < 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel 0.85 \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.85 - \frac{0.05 \left( f'c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} - 280 \right)}{70} \end{cases}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney:  $a := \frac{As \cdot fy_e}{0.85 \cdot f'ce \cdot b} = 7.075 \text{ cm}$

Momento de fluencia:  $My := As \cdot fy_e \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 14.085 \text{ tonnef} \cdot m$

Momento último:  $Mu := 1.13 \cdot My = 15.916 \text{ tonnef} \cdot m$

#### 4.0 Cálculo de parámetros según tablas del ASCE 41-17

Cuantía de refuerzo a tracción:  $\rho := \frac{As}{Ag} = 0.006$

Cuantía de refuerzo a compresión:  $\rho' := \frac{A's}{Ag} = 0.006$

Cuantía balanceada:  $\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + fy \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\right) = 0.021$

Cortante de diseño:  $V := 4.5 \text{ tonnef}$

Resistencia a corte que aporta el refuerzo:  $Vs := \frac{At \cdot fy \cdot d}{s} = 32.206 \text{ tonnef}$

Condiciones de las tablas del ASCE 41-17

- Condición de cuantías  $\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0$

- Condición refuerzo transversal:

$s = 10 \text{ cm} < \frac{d}{3} = 18 \text{ cm}$

$\frac{Vs}{V} = 7.157 > \frac{3}{4}$  Conforme (C)

- Condición de cortante;

$\frac{V}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'ce \cdot MPa}} = 0.093$

## 5.0 Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación

De las tablas del ASCE 41-17 se evalúa las condiciones y se obtienen los valores, si fuera el caso que se encuentre entre dos valores de la tabla se debe interpolar linealmente.

Parámetros de rotación

$$a. := 0.025 \quad b. := 0.05 \quad c := 0.2$$

Criterios de aceptación

$$IO := 0.010 \quad LS := 0.025 \quad CP := 0.05$$

**Hinge Property Data for ROT V17X60 - Moment M3**

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.045
C-	-1.13	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.13	0.025
D	0.2	0.045
E	0.2	0.05

**Displacement Control Parameters**

**Type**

- Moment - Rotation
- Moment - Curvature

Hinge Length:   
 Relative Length

**Load Carrying Capacity Beyond Point E**

- Drops To Zero
- Is Extrapolated

**Hysteresis Type and Parameters**

Hysteresis:    
 No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

**Scaling for Moment and Rotation**

Use Yield Moment      Moment SF:  Positive      Negative      tonf-m  
 Use Yield Rotation      Rotation SF:  Positive      Negative

**Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)**

Immediate Occupancy      Positive:  Negative:   
 Life Safety      Positive:  Negative:   
 Collapse Prevention      Positive:  Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

## RÓTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS DE C°A°

### 1.0 Propiedades de la sección

Peralte de viga:	$h := 40 \text{ cm}$
Ancho de viga:	$b := 30 \text{ cm}$
Recubrimiento:	$r := 6 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d := h - r = 34 \text{ cm}$
Área bruta de la sección:	$Ag := b \cdot h = 1200 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a tracción:	$As := 5.27 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a compresión:	$A's := 5.27 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo transversal:	$At := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de refuerzo transversal:	$s := 10 \text{ cm}$

### 2.0 Materiales

Resistencia a compresión del concreto:	$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a tracción del acero:	$fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del concreto:	$f'ce := 1.3 \cdot f'c = 273 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del acero:	$fye := 1.17 \cdot fy = 4914 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del concreto	$Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'ce \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 247840.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$Ey := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### 3.0 Cálculo de momento de fluencia y momento último

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'c < 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel 0.85 \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.85 - \frac{0.05 \left( f'c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} - 280 \right)}{70} \end{cases}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney:  $a := \frac{As \cdot fy_e}{0.85 \cdot f'ce \cdot b} = 3.72 \text{ cm}$

Momento de fluencia:  $My := As \cdot fy_e \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 8.323 \text{ tonnef} \cdot m$

Momento último:  $Mu := 1.13 \cdot My = 9.405 \text{ tonnef} \cdot m$

#### 4.0 Cálculo de parámetros según tablas del ASCE 41-17

Cuantía de refuerzo a tracción:  $\rho := \frac{As}{Ag} = 0.004$

Cuantía de refuerzo a compresión:  $\rho' := \frac{A's}{Ag} = 0.004$

Cuantía balanceada:  $\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + fy \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\right) = 0.021$

Cortante de diseño:  $V := 2.58 \text{ tonnef}$

Resistencia a corte que aporta el refuerzo:  $V_s := \frac{At \cdot fy \cdot d}{s} = 20.278 \text{ tonnef}$

Condiciones de las tablas del ASCE 41-17

- Condición de cuantías  $\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0$

- Condición refuerzo transversal:

$s = 10 \text{ cm} < \frac{d}{3} = 11.333 \text{ cm}$

$\frac{V_s}{V} = 7.86 > \frac{3}{4} \quad \text{Conforme (C)}$

- Condición de cortante;

$\frac{V}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'ce \cdot MPa}} = 0.048$

## 5.0 Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación

De las tablas del ASCE 41-17 se evalúa las condiciones y se obtienen los valores, si fuera el caso que se encuentre entre dos valores de la tabla se debe interpolar linealmente.

Parámetros de rotación

$$a. := 0.025 \quad b. := 0.05 \quad c := 0.2$$

Criterios de aceptación

$$IO := 0.010 \quad LS := 0.025 \quad CP := 0.05$$

Hinge Property Data for ROT V30X40 - Moment M3

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.045
C-	-1.13	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.13	0.025
D	0.2	0.045
E	0.2	0.05

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment      Moment SF: Positive 8.323, Negative  tonf-m

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)      Rotation SF: Positive 1, Negative

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy      Positive 0.01, Negative

Life Safety      Positive 0.025, Negative

Collapse Prevention      Positive 0.05, Negative

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Takeda

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK Cancel

## RÓTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS DE C°A°

### 1.0 Propiedades de la sección

Peralte de viga:	$h := 60 \text{ cm}$
Ancho de viga:	$b := 30 \text{ cm}$
Recubrimiento:	$r := 6 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d := h - r = 54 \text{ cm}$
Área bruta de la sección:	$Ag := b \cdot h = 1800 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a tracción:	$As := 3.98 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a compresión:	$A's := 3.98 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo transversal:	$At := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de refuerzo transversal:	$s := 10 \text{ cm}$

### 2.0 Materiales

Resistencia a compresión del concreto:	$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a tracción del acero:	$fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del concreto:	$f'ce := 1.3 \cdot f'c = 273 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del acero:	$fye := 1.17 \cdot fy = 4914 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del concreto	$Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'ce \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 247840.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$Ey := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### 3.0 Cálculo de momento de fluencia y momento último

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'c < 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel 0.85 \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.85 - \frac{0.05 \left( f'c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} - 280 \right)}{70} \end{cases}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney:  $a := \frac{As \cdot fy_e}{0.85 \cdot f'ce \cdot b} = 2.809 \text{ cm}$

Momento de fluencia:  $My := As \cdot fy_e \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 10.286 \text{ tonnef} \cdot m$

Momento último:  $Mu := 1.13 \cdot My = 11.624 \text{ tonnef} \cdot m$

#### 4.0 Cálculo de parámetros según tablas del ASCE 41-17

Cuantía de refuerzo a tracción:  $\rho := \frac{As}{Ag} = 0.002$

Cuantía de refuerzo a compresión:  $\rho' := \frac{A's}{Ag} = 0.002$

Cuantía balanceada:  $\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + fy \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\right) = 0.021$

Cortante de diseño:  $V := 3 \text{ tonnef}$

Resistencia a corte que aporta el refuerzo:  $Vs := \frac{At \cdot fy \cdot d}{s} = 32.206 \text{ tonnef}$

Condiciones de las tablas del ASCE 41-17

- Condición de cuantías  $\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0$

- Condición refuerzo transversal:

$s = 10 \text{ cm} < \frac{d}{3} = 18 \text{ cm}$

$\frac{Vs}{V} = 10.735 > \frac{3}{4}$  Conforme (C)

- Condición de cortante;

$\frac{V}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'ce \cdot MPa}} = 0.035$

### 5.0 Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación

De las tablas del ASCE 41-17 se evalúa las condiciones y se obtienen los valores, si fuera el caso que se encuentre entre dos valores de la tabla se debe interpolar linealmente.

Parámetros de rotación

$$a. := 0.025 \quad b. := 0.05 \quad c := 0.2$$

Criterios de aceptación

$$IO := 0.010 \quad LS := 0.025 \quad CP := 0.05$$

**Hinge Property Data for ROT V30X60 - Moment M3**

**Displacement Control Parameters**

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.045
C-	-1.13	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.13	0.025
D	0.2	0.045
E	0.2	0.05

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

**Scaling for Moment and Rotation**

Use Yield Moment      Moment SF:       Positive      Negative      tonf-m

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)      Rotation SF:       Positive      Negative

**Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)**

Immediate Occupancy      Positive:       Negative:

Life Safety      Positive:       Negative:

Collapse Prevention      Positive:       Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

**Type**

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

**Load Carrying Capacity Beyond Point E**

Drops To Zero

Is Extrapolated

**Hysteresis Type and Parameters**

Hysteresis:

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

OK      Cancel

## RÓTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS DE C°A°

### 1.0 Propiedades de la sección

Peralte de viga:	$h := 60 \text{ cm}$
Ancho de viga:	$b := 40 \text{ cm}$
Recubrimiento:	$r := 6 \text{ cm}$
Peralte efectivo:	$d := h - r = 54 \text{ cm}$
Área bruta de la sección:	$Ag := b \cdot h = 2400 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a tracción:	$As := 7.67 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a compresión:	$A's := 7.67 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo transversal:	$At := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de refuerzo transversal:	$s := 10 \text{ cm}$

### 2.0 Materiales

Resistencia a compresión del concreto:	$f'c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a tracción del acero:	$fy := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del concreto:	$f'ce := 1.3 \cdot f'c = 273 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del acero:	$fye := 1.17 \cdot fy = 4914 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del concreto	$Ec := 15000 \cdot \sqrt{f'ce \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 247840.67 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$Ey := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### 3.0 Cálculo de momento de fluencia y momento último

$$\beta_1 := \begin{cases} \text{if } f'c < 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \\ \quad \parallel 0.85 \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.85 - \frac{0.05 \left( f'c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} - 280 \right)}{70} \end{cases}$$

Profundidad del bloque equivalente de Whitney:  $a := \frac{As \cdot fy_e}{0.85 \cdot f'ce \cdot b} = 4.061 \text{ cm}$

Momento de fluencia:  $My := As \cdot fy_e \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 19.588 \text{ tonnef} \cdot m$

Momento último:  $Mu := 1.13 \cdot My = 22.134 \text{ tonnef} \cdot m$

#### 4.0 Cálculo de parámetros según tablas del ASCE 41-17

Cuantía de refuerzo a tracción:  $\rho := \frac{As}{Ag} = 0.003$

Cuantía de refuerzo a compresión:  $\rho' := \frac{A's}{Ag} = 0.003$

Cuantía balanceada:  $\rho_b := 0.85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + fy \cdot \frac{cm^2}{kgf}}\right) = 0.021$

Cortante de diseño:  $V := 12.97 \text{ tonnef}$

Resistencia a corte que aporta el refuerzo:  $Vs := \frac{At \cdot fy \cdot d}{s} = 32.206 \text{ tonnef}$

Condiciones de las tablas del ASCE 41-17

- Condición de cuantías  $\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} = 0$

- Condición refuerzo transversal:

$s = 10 \text{ cm} < \frac{d}{3} = 18 \text{ cm}$

$\frac{Vs}{V} = 2.483 > \frac{3}{4}$  Conforme (C)

- Condición de cortante;

$\frac{V}{b \cdot d \cdot \sqrt{f'ce \cdot MPa}} = 0.114$

## 5.0 Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación

De las tablas del ASCE 41-17 se evalúa las condiciones y se obtienen los valores, si fuera el caso que se encuentre entre dos valores de la tabla se debe interpolar linealmente.

Parámetros de rotación

$$a. := 0.025 \quad b. := 0.05 \quad c := 0.2$$

Criterios de aceptación

$$IO := 0.010 \quad LS := 0.025 \quad CP := 0.05$$

**Hinge Property Data for ROT V40X60 - Moment M3**

Displacement Control Parameters

Point	Moment/SF	Rotation/SF
E-	-0.2	-0.05
D-	-0.2	-0.045
C-	-1.13	-0.025
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.13	0.025
D	0.2	0.045
E	0.2	0.05

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Moment and Rotation

Use Yield Moment      Moment SF:       Positive:       Negative:       tonf-m

Use Yield Rotation (Steel Objects Only)      Rotation SF:       Positive:       Negative:

Acceptance Criteria (Plastic Rotation/SF)

Immediate Occupancy      Positive:       Negative:

Life Safety      Positive:       Negative:

Collapse Prevention      Positive:       Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Moment - Rotation

Moment - Curvature

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis:

No Parameters Are Required For This Hysteresis Type

# **ANEXO D:**

**RÓTULAS PLÁSTICAS DE MUROS**

**ESTRUCTURALES**

## RÓTULASA CORTE EN MUROS DE C°A°

MURO PX1 (MC-3)

### 1.0 Propiedades de la sección

Longitud del muro:	$l_w := 310 \text{ cm}$
Ancho del muro:	$t_w := 17 \text{ cm}$
Altura del muro:	$h_w := 390 \text{ cm}$
Altura total del muro:	$H_w := 1170 \text{ cm}$
Área de la sección resistente a corte:	$A_{cv} := l_w \cdot t_w = 5270 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a tracción:	$A_s := 8 \cdot 2.84 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a compresión:	$A'_s := 8 \cdot 1.99 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo transversal:	$A_t := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de refuerzo transversal:	$s := 25 \text{ cm}$
Carga axial:	$P := 98.87 \text{ tonnef}$

### 2.0 Materiales

Resistencia a compresión del concreto:	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a tracción del acero:	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del concreto:	$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c = 364 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del acero:	$f_{ye} := 1.17 \cdot f_y = 4914 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_{ce} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 286181.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$E_y := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### 3.0 Cálculo de cortante

$$ac := \begin{cases} \text{if } \frac{H_w}{l_w} \geq 2 \\ \quad \parallel 0.53 \\ \text{else if } \frac{H_w}{l_w} \geq 1.5 \\ \quad \parallel \left( 2 - \frac{H_w}{l_w} \right) \cdot \frac{0.27}{0.5} + 0.53 \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.8 \end{cases}$$

Cálculo de factor ac:

$$ac = 0.53$$

Cuantía de refuerzo horizontal:

$$\rho_h := \frac{At}{s \cdot t_w} = 0.00334$$

Resistencia al corte del concreto:  $V_c := A_{cv} \cdot ac \cdot \sqrt{f'ce \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 53.289 \text{ tonnef}$

Resistencia al corte del acero:  $V_s := A_{cv} \cdot fye \cdot \rho_h = 86.526 \text{ tonnef}$

Resistencia nominal:  $V_n := V_c + V_s = 139.815 \text{ tonnef}$

### 4.0 Cálculo de parámetros según tablas del ASCE 41-17

Verificación de condición

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot fye + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'ce} = 0.069 > 0.05$$

De las tablas del ASCE 41-17 se evalúa las condiciones y se obtienen los valores, si fuera el caso que se encuentre entre dos valores de la tabla se debe interpolar linealmente.

Parámetros de porcentaje de derivas:

$$d := 0.75\% \quad e := 1.0\% \quad g := 0.4\%$$

Relación de resistencia:

$$c := 0.0 V_n \quad f := 0.6 V_n$$

Criterios de aceptación

$$IO := 0.4\% \quad LS := 0.75\% \quad CP := 1.0\%$$

Para ingresar los datos al programa se realiza en función de desplazamientos:

$$d. := d \cdot h_w = 0.02925 \text{ m}$$

$$IO. := IO \cdot h_w = 0.0156 \text{ m}$$

$$e. := e \cdot h_w = 0.039 \text{ m}$$

$$LS. := LS \cdot h_w = 0.02925 \text{ m}$$

$$g. := g \cdot h_w = 0.0156 \text{ m}$$

$$CP. := CP \cdot h_w = 0.039 \text{ m}$$

**E** Hinge Property Data for ROT PX1 - Shear V2

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	0	-0.039
D-	-1	-0.02925
C-	-1	-0.0156
B-	-0.6	0
A	0	0
B	0.6	0
C	1	0.0156
D	1	0.02925
E	0	0.039

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force      Force SF    Positive: 139.815    Negative:    tonf

Use Yield Disp      Disp SF    Positive: 1    Negative:    m

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy      Positive: 0.0156    Negative:   

Life Safety      Positive: 0.02925    Negative:   

Collapse Prevention      Positive: 0.039    Negative:   

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Pivot

$\alpha_1$ :

$\alpha_2$ :

$\beta_1$ :

$\beta_2$ :

$\eta$ :

OK    Cancel

## RÓTULASA CORTE EN MUROS DE C°A°

MURO PX2 (MC-1)

### 1.0 Propiedades de la sección

Longitud del muro:	$l_w := 630 \text{ cm}$
Ancho del muro:	$t_w := 17 \text{ cm}$
Altura del muro:	$h_w := 390 \text{ cm}$
Altura total del muro:	$H_w := 1170 \text{ cm}$
Área de la sección resistente a corte:	$A_{cv} := l_w \cdot t_w = 10710 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a tracción:	$A_s := 31.76 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a compresión:	$A'_s := 31.76 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo transversal:	$A_t := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de refuerzo transversal:	$s := 30 \text{ cm}$
Carga axial:	$P := 243.77 \text{ tonnef}$

### 2.0 Materiales

Resistencia a compresión del concreto:	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a tracción del acero:	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del concreto:	$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c = 364 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del acero:	$f_{ye} := 1.17 \cdot f_y = 4914 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_{ce} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 286181.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$E_y := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### 3.0 Cálculo de cortante

$$ac := \begin{cases} \text{if } \frac{H_w}{l_w} \geq 2 \\ \quad \parallel \\ \quad 0.53 \\ \text{else if } \frac{H_w}{l_w} \geq 1.5 \\ \quad \parallel \\ \quad \left( 2 - \frac{H_w}{l_w} \right) \cdot \frac{0.27}{0.5} + 0.53 \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad 0.8 \end{cases}$$

Cálculo de factor ac:

$$ac = 0.607$$

Cuantía de refuerzo horizontal:

$$\rho_h := \frac{At}{s \cdot t_w} = 0.00278$$

Resistencia al corte del concreto:  $V_c := A_{cv} \cdot ac \cdot \sqrt{f'ce \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 124.06 \text{ tonnef}$

Resistencia al corte del acero:  $V_s := A_{cv} \cdot fye \cdot \rho_h = 146.535 \text{ tonnef}$

Resistencia nominal:  $V_n := V_c + V_s = 270.595 \text{ tonnef}$

### 4.0 Cálculo de parámetros según tablas del ASCE 41-17

Verificación de condición

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot fye + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'ce} = 0.063 > 0.05$$

De las tablas del ASCE 41-17 se evalúa las condiciones y se obtienen los valores, si fuera el caso que se encuentre entre dos valores de la tabla se debe interpolar linealmente.

Parámetros de porcentaje de derivas:

$$d := 0.75\% \quad e := 1.0\% \quad g := 0.4\%$$

Relación de resistencia:

$$c := 0.0 V_n \quad f := 0.6 V_n$$

Criterios de aceptación

$$IO := 0.4\% \quad LS := 0.75\% \quad CP := 1.0\%$$

Para ingresar los datos al programa se realiza en función de desplazamientos:

$$d. := d \cdot h_w = 0.02925 \text{ m}$$

$$IO. := IO \cdot h_w = 0.0156 \text{ m}$$

$$e. := e \cdot h_w = 0.039 \text{ m}$$

$$LS. := LS \cdot h_w = 0.02925 \text{ m}$$

$$g. := g \cdot h_w = 0.0156 \text{ m}$$

$$CP. := CP \cdot h_w = 0.039 \text{ m}$$

Hinge Property Data for ROT PX2 - Shear V2

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	0	-0.039
D-	-1	-0.02925
C-	-1	-0.0156
B-	-0.6	0
A	0	0
B	0.6	0
C	1	0.0156
D	1	0.02925
E	0	0.039

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force      Force SF      Positive: 270.595      Negative:      tonf

Use Yield Disp      Disp SF      Positive: 1      Negative:      m

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy      Positive: 0.0156      Negative:     

Life Safety      Positive: 0.02925      Negative:     

Collapse Prevention      Positive: 0.039      Negative:     

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Pivot

$\alpha_1$ :

$\alpha_2$ :

$\beta_1$ :

$\beta_2$ :

$\eta$ :

OK      Cancel

## RÓTULASA CORTE EN MUROS DE C°A°

MURO PX3 (MC-1)

### 1.0 Propiedades de la sección

Longitud del muro:	$l_w := 630 \text{ cm}$
Ancho del muro:	$t_w := 17 \text{ cm}$
Altura del muro:	$h_w := 390 \text{ cm}$
Altura total del muro:	$H_w := 780 \text{ cm}$
Área de la sección resistente a corte:	$A_{cv} := l_w \cdot t_w = 10710 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a tracción:	$A_s := 31.76 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a compresión:	$A'_s := 31.76 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo transversal:	$A_t := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de refuerzo transversal:	$s := 30 \text{ cm}$
Carga axial:	$P := 149.59 \text{ tonnef}$

### 2.0 Materiales

Resistencia a compresión del concreto:	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a tracción del acero:	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del concreto:	$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c = 364 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del acero:	$f_{ye} := 1.17 \cdot f_y = 4914 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_{ce} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 286181.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$E_y := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### 3.0 Cálculo de cortante

$$ac := \begin{cases} \text{if } \frac{H_w}{l_w} \geq 2 \\ \quad \parallel 0.53 \\ \text{else if } \frac{H_w}{l_w} \geq 1.5 \\ \quad \parallel \left( 2 - \frac{H_w}{l_w} \right) \cdot \frac{0.27}{0.5} + 0.53 \\ \text{else} \\ \quad \parallel 0.8 \end{cases}$$

Cálculo de factor ac:

$$ac = 0.8$$

Cuantía de refuerzo horizontal:

$$\rho_h := \frac{At}{s \cdot t_w} = 0.00278$$

Resistencia al corte del concreto:  $V_c := A_{cv} \cdot ac \cdot \sqrt{f'ce \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 163.467 \text{ tonnef}$

Resistencia al corte del acero:  $V_s := A_{cv} \cdot fye \cdot \rho_h = 146.535 \text{ tonnef}$

Resistencia nominal:  $V_n := V_c + V_s = 310.003 \text{ tonnef}$

### 4.0 Cálculo de parámetros según tablas del ASCE 41-17

Verificación de condición

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot fye + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'ce} = 0.038 < 0.05$$

De las tablas del ASCE 41-17 se evalúa las condiciones y se obtienen los valores, si fuera el caso que se encuentre entre dos valores de la tabla se debe interpolar linealmente.

Parámetros de porcentaje de derivas:

$$d := 1.0\% \quad e := 2.0\% \quad g := 0.4\%$$

Relación de resistencia:

$$c := 0.2 V_n \quad f := 0.6 V_n$$

Criterios de aceptación

$$IO := 0.4\% \quad LS := 1.5\% \quad CP := 2.0\%$$

Para ingresar los datos al programa se realiza en función de desplazamientos:

$$d. := d \cdot h_w = 0.039 \text{ m}$$

$$IO. := IO \cdot h_w = 0.0156 \text{ m}$$

$$e. := e \cdot h_w = 0.078 \text{ m}$$

$$LS. := LS \cdot h_w = 0.0585 \text{ m}$$

$$g. := g \cdot h_w = 0.0156 \text{ m}$$

$$CP. := CP \cdot h_w = 0.078 \text{ m}$$

Hinge Property Data for ROT PX3 - Shear V2

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.2	-0.078
D-	-1	-0.039
C-	-1	-0.0156
B-	-0.6	0
A	0	0
B	0.6	0
C	1	0.0156
D	1	0.039
E	0.2	0.078

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force      Force SF    Positive: 310.003    Negative:    tonf

Use Yield Disp      Disp SF    Positive: 1    Negative:    m  
(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy    Positive: 0.0156    Negative:   

Life Safety    Positive: 0.0585    Negative:   

Collapse Prevention    Positive: 0.078    Negative:   

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Pivot

$\alpha_1$ :

$\alpha_2$ :

$\beta_1$ :

$\beta_2$ :

$\eta$ :

OK    Cancel

## RÓTULASA CORTE EN MUROS DE C°A°

MURO PX4 (MC-1)

### 1.0 Propiedades de la sección

Longitud del muro:	$l_w := 630 \text{ cm}$
Ancho del muro:	$t_w := 17 \text{ cm}$
Altura del muro:	$h_w := 390 \text{ cm}$
Altura total del muro:	$H_w := 780 \text{ cm}$
Área de la sección resistente a corte:	$A_{cv} := l_w \cdot t_w = 10710 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a tracción:	$A_s := 31.76 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a compresión:	$A'_s := 31.76 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo transversal:	$A_t := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de refuerzo transversal:	$s := 30 \text{ cm}$
Carga axial:	$P := 110.55 \text{ tonnef}$

### 2.0 Materiales

Resistencia a compresión del concreto:	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a tracción del acero:	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del concreto:	$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c = 364 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del acero:	$f_{ye} := 1.17 \cdot f_y = 4914 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_{ce} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 286181.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$E_y := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### 3.0 Cálculo de cortante

$$ac := \begin{cases} \text{if } \frac{H_w}{l_w} \geq 2 \\ \quad \parallel \\ \quad 0.53 \\ \text{else if } \frac{H_w}{l_w} \geq 1.5 \\ \quad \parallel \\ \quad \left( 2 - \frac{H_w}{l_w} \right) \cdot \frac{0.27}{0.5} + 0.53 \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad 0.8 \end{cases}$$

Cálculo de factor ac:

$$ac = 0.8$$

Cuantía de refuerzo horizontal:

$$\rho_h := \frac{At}{s \cdot t_w} = 0.00278$$

Resistencia al corte del concreto:  $V_c := A_{cv} \cdot ac \cdot \sqrt{f'ce \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 163.467 \text{ tonnef}$

Resistencia al corte del acero:  $V_s := A_{cv} \cdot f_{ye} \cdot \rho_h = 146.535 \text{ tonnef}$

Resistencia nominal:  $V_n := V_c + V_s = 310.003 \text{ tonnef}$

### 4.0 Cálculo de parámetros según tablas del ASCE 41-17

Verificación de condición

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot f_{ye} + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'ce} = 0.028 < 0.05$$

De las tablas del ASCE 41-17 se evalúa las condiciones y se obtienen los valores, si fuera el caso que se encuentre entre dos valores de la tabla se debe interpolar linealmente.

Parámetros de porcentaje de derivas:

$$d := 1.0\% \quad e := 2.0\% \quad g := 0.4\%$$

Relación de resistencia:

$$c := 0.2 V_n \quad f := 0.6 V_n$$

Criterios de aceptación

$$IO := 0.4\% \quad LS := 1.5\% \quad CP := 2.0\%$$

Para ingresar los datos al programa se realiza en función de desplazamientos:

$$d. := d \cdot h_w = 0.039 \text{ m}$$

$$IO. := IO \cdot h_w = 0.0156 \text{ m}$$

$$e. := e \cdot h_w = 0.078 \text{ m}$$

$$LS. := LS \cdot h_w = 0.0585 \text{ m}$$

$$g. := g \cdot h_w = 0.0156 \text{ m}$$

$$CP. := CP \cdot h_w = 0.078 \text{ m}$$

Hinge Property Data for ROT PX4 - Shear V2

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.2	-0.078
D-	-1	-0.039
C-	-1	-0.0156
B-	-0.6	0
A	0	0
B	0.6	0
C	1	0.0156
D	1	0.039
E	0.2	0.078

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF: 310.003 tonf

Use Yield Disp (Steel Objects Only) Disp SF: 1 m

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy: 0.0156

Life Safety: 0.0585

Collapse Prevention: 0.078

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Pivot

$\alpha_1$ : 1.8

$\alpha_2$ : 1.8

$\beta_1$ : 0.4

$\beta_2$ : 0.4

$\eta$ : 0

OK Cancel

## RÓTULASA CORTE EN MUROS DE C°A°

MURO PX4 (MC-1)

### 1.0 Propiedades de la sección

Longitud del muro:	$l_w := 630 \text{ cm}$
Ancho del muro:	$t_w := 17 \text{ cm}$
Altura del muro:	$h_w := 390 \text{ cm}$
Altura total del muro:	$H_w := 1170 \text{ cm}$
Área de la sección resistente a corte:	$A_{cv} := l_w \cdot t_w = 10710 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a tracción:	$A_s := 26.08 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a compresión:	$A'_s := 26.08 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo transversal:	$A_t := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de refuerzo transversal:	$s := 30 \text{ cm}$
Carga axial:	$P := 263.37 \text{ tonnef}$

### 2.0 Materiales

Resistencia a compresión del concreto:	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a tracción del acero:	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del concreto:	$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c = 364 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del acero:	$f_{ye} := 1.17 \cdot f_y = 4914 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_{ce} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 286181.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$E_y := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### 3.0 Cálculo de cortante

$$ac := \begin{cases} \text{if } \frac{H_w}{l_w} \geq 2 \\ \quad \parallel \\ \quad 0.53 \\ \text{else if } \frac{H_w}{l_w} \geq 1.5 \\ \quad \parallel \\ \quad \left( 2 - \frac{H_w}{l_w} \right) \cdot \frac{0.27}{0.5} + 0.53 \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad 0.8 \end{cases}$$

Cálculo de factor ac:

$$ac = 0.607$$

Cuantía de refuerzo horizontal:

$$\rho_h := \frac{At}{s \cdot t_w} = 0.00278$$

Resistencia al corte del concreto:  $V_c := A_{cv} \cdot ac \cdot \sqrt{f'ce \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 124.06 \text{ tonnef}$

Resistencia al corte del acero:  $V_s := A_{cv} \cdot fye \cdot \rho_h = 146.535 \text{ tonnef}$

Resistencia nominal:  $V_n := V_c + V_s = 270.595 \text{ tonnef}$

### 4.0 Cálculo de parámetros según tablas del ASCE 41-17

Verificación de condición

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot fye + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'ce} = 0.068 > 0.05$$

De las tablas del ASCE 41-17 se evalúa las condiciones y se obtienen los valores, si fuera el caso que se encuentre entre dos valores de la tabla se debe interpolar linealmente.

Parámetros de porcentaje de derivas:

$$d := 0.75\% \quad e := 1.0\% \quad g := 0.4\%$$

Relación de resistencia:

$$c := 0.0 V_n \quad f := 0.6 V_n$$

Criterios de aceptación

$$IO := 0.4\% \quad LS := 0.75\% \quad CP := 1.0\%$$

Para ingresar los datos al programa se realiza en función de desplazamientos:

$$d. := d \cdot h_w = 0.02925 \text{ m}$$

$$IO. := IO \cdot h_w = 0.0156 \text{ m}$$

$$e. := e \cdot h_w = 0.039 \text{ m}$$

$$LS. := LS \cdot h_w = 0.02925 \text{ m}$$

$$g. := g \cdot h_w = 0.0156 \text{ m}$$

$$CP. := CP \cdot h_w = 0.039 \text{ m}$$

Hinge Property Data for ROT PX5 - Shear V2

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	0	-0.039
D-	-1	-0.02925
C-	-1	-0.0156
B-	-0.6	0
A	0	0
B	0.6	0
C	1	0.0156
D	1	0.02925
E	0	0.039

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force      Force SF      Positive: 270.595      Negative:      tonf

Use Yield Disp (Steel Objects Only)      Disp SF      Positive: 1      Negative:      m

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy      Positive: 0.0156      Negative:     

Life Safety      Positive: 0.02925      Negative:     

Collapse Prevention      Positive: 0.039      Negative:     

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Force - Displacement

Stress - Strain

Hinge Length:

Relative Length

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Pivot

$\alpha_1$ :

$\alpha_2$ :

$\beta_1$ :

$\beta_2$ :

$\eta$ :

OK      Cancel

## RÓTULASA CORTE EN MUROS DE C°A°

MURO PX4 (MC-1)

### 1.0 Propiedades de la sección

Longitud del muro:	$l_w := 630 \text{ cm}$
Ancho del muro:	$t_w := 17 \text{ cm}$
Altura del muro:	$h_w := 390 \text{ cm}$
Altura total del muro:	$H_w := 1170 \text{ cm}$
Área de la sección resistente a corte:	$A_{cv} := l_w \cdot t_w = 10710 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a tracción:	$A_s := 36.28 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo longitudinal a compresión:	$A'_s := 36.28 \text{ cm}^2$
Área de refuerzo transversal:	$A_t := 2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2 = 1.42 \text{ cm}^2$
Espaciamiento de refuerzo transversal:	$s := 25 \text{ cm}$
Carga axial:	$P := 180.97 \text{ tonnef}$

### 2.0 Materiales

Resistencia a compresión del concreto:	$f'_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia a tracción del acero:	$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del concreto:	$f'_{ce} := 1.3 \cdot f'_c = 364 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Resistencia esperada del acero:	$f_{ye} := 1.17 \cdot f_y = 4914 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del concreto:	$E_c := 15000 \cdot \sqrt{f'_{ce} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 286181.76 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Módulo de elasticidad del acero	$E_y := 2 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

### 3.0 Cálculo de cortante

$$ac := \begin{cases} \text{if } \frac{H_w}{l_w} \geq 2 \\ \quad \parallel \\ \quad 0.53 \\ \text{else if } \frac{H_w}{l_w} \geq 1.5 \\ \quad \parallel \\ \quad \left( 2 - \frac{H_w}{l_w} \right) \cdot \frac{0.27}{0.5} + 0.53 \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad 0.8 \end{cases}$$

Cálculo de factor ac:

$$ac = 0.607$$

Cuantía de refuerzo horizontal:

$$\rho_h := \frac{At}{s \cdot t_w} = 0.00334$$

Resistencia al corte del concreto:  $V_c := A_{cv} \cdot ac \cdot \sqrt{f'ce \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 124.06 \text{ tonnef}$

Resistencia al corte del acero:  $V_s := A_{cv} \cdot fye \cdot \rho_h = 175.843 \text{ tonnef}$

Resistencia nominal:  $V_n := V_c + V_s = 299.902 \text{ tonnef}$

### 4.0 Cálculo de parámetros según tablas del ASCE 41-17

Verificación de condición

$$\frac{(A_s - A'_s) \cdot fye + P}{t_w \cdot l_w \cdot f'ce} = 0.046 < 0.05$$

De las tablas del ASCE 41-17 se evalúa las condiciones y se obtienen los valores, si fuera el caso que se encuentre entre dos valores de la tabla se debe interpolar linealmente.

Parámetros de porcentaje de derivas:

$$d := 1.0\% \quad e := 2.0\% \quad g := 0.4\%$$

Relación de resistencia:

$$c := 0.2 V_n \quad f := 0.6 V_n$$

Criterios de aceptación

$$IO := 0.4\% \quad LS := 1.5\% \quad CP := 2.0\%$$

Para ingresar los datos al programa se realiza en función de desplazamientos:

$$d. := d \cdot h_w = 0.039 \text{ m}$$

$$IO. := IO \cdot h_w = 0.0156 \text{ m}$$

$$e. := e \cdot h_w = 0.078 \text{ m}$$

$$LS. := LS \cdot h_w = 0.0585 \text{ m}$$

$$g. := g \cdot h_w = 0.0156 \text{ m}$$

$$CP. := CP \cdot h_w = 0.078 \text{ m}$$

Hinge Property Data for ROT PX6 - Shear V2

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-0.2	-0.078
D-	-1	-0.039
C-	-1	-0.0156
B-	-0.6	0
A	0	0
B	0.6	0
C	1	0.0156
D	1	0.039
E	0.2	0.078

Symmetric

Additional Backbone Curve Points

BC - Between Points B and C

CD - Between Points C and D

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF Positive: 299.902 Negative: tonf

Use Yield Disp Disp SF Positive: 1 Negative: m (Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy Positive: 0.0156 Negative:

Life Safety Positive: 0.0585 Negative:

Collapse Prevention Positive: 0.078 Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Force - Displacement

Stress - Strain Hinge Length: Relative Length:

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero

Is Extrapolated

Hysteresis Type and Parameters

Hysteresis: Pivot

$\alpha_1$ : 1.8

$\alpha_2$ : 1.8

$\beta_1$ : 0.4

$\beta_2$ : 0.4

$\eta$ : 0

OK Cancel

# **ANEXO E:**

## **PLANOS**