

**UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN**

**Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia**

**Escuela Profesional de Ingeniería Civil**

**DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UN EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR DE ALBAÑILERÍA CONFINADA CON  
UNO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA  
CIUDAD DE TACNA**

**TESIS**

PRESENTADA POR:

**Bach. OBED DANIEL MORANN PILCO**

Para optar por el Título Profesional de:

**INGENIERO CIVIL**

**TACNA-PERÚ**

**2025**

**UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN**

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

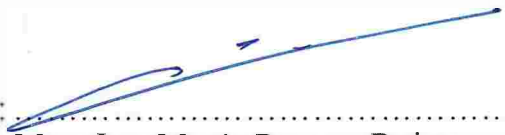
“DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UN EDIFICIO  
MULTIFAMILIAR DE ALBAÑILERÍA CONFINADA CON  
UNO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA  
EN LA CIUDAD DE TACNA“

Tesis sustentada y aprobada el día 15 de mayo del 2022 estando integrado  
el Jurado Calificador por:

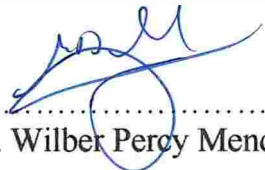
**PRESIDENTE**

  
.....  
Ph.D. Ing. Edwin Martin Pino Vargas

**SECRETARIO**

  
.....  
Mtro. Ing. Martin Paucara Rojas

**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 con Resolución de Facultad N° 185-2022-FIG/UNJBG del 18 de marzo del 2022, del Trabajo de Tesis titulado: "DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE ALBAÑILERÍA CONFINADA CON UNO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE TACNA". Presentado por el Bach. Obed Daniel Morann Pileo. Para optar el título profesional de Ingeniero Civil.

Habiendo cumplido con lo establecido en el reglamento de originalidad y similitud de trabajos de investigación y producción intelectual de la UNJBG; considerando que según la revisión, evaluación y análisis realizado a través del software de similitud textual TURNITIN, cuenta con el nivel de similitud permitido cuyo porcentaje es 18 %. Por lo que CERTIFICO LA SIMILARIDAD de la tesis enunciada líneas arriba, la cual esta expedita para continuar con los trámites para optar el título profesional de Ingeniero Civil, según corresponda para su publicación en el Repositorio Institucional.

Tacna, 29 de julio del 2025.



FIRMA ASESOR

Nombres y apellidos: Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga  
DNI: 41607963



FIRMA AUTOR

Nombres y apellidos: Obed Daniel Morann Pilco  
DNI: 46718571

## **DEDICATORIA**

*A Dios, fuente de sabiduría y guía constante en nuestro camino, a nuestros padres, cuyo amor, apoyo y sacrificio han sido la inspiración detrás de cada logro y desafío superado.*

## **AGRADECIMIENTO**

*Agradecemos especialmente a nuestro asesor por su orientación, paciencia y valiosos consejos a lo largo de este proceso. Asimismo, a todos los docentes que, con su dedicación y conocimiento, contribuyeron al desarrollo de nuestras habilidades y conocimientos en el campo de la ingeniería civil.*

## ÍNDICE

DEDICATORIA .....	iv
AGRADECIMIENTO .....	v
ÍNDICE .....	vi
LISTA DE FIGURAS .....	x
LISTA DE TABLAS.....	xvii
RESUMEN.....	1
ABSTRACT.....	2
INTRODUCCIÓN .....	3
Capítulo I Aspectos Generales .....	6
1.1    Generalidades .....	6
1.2    Antecedentes .....	7
1.3    Objetivos .....	9
1.3.1    Objetivo General .....	9
1.3.2    Objetivos Específicos.....	9
1.4    Justificación.....	10
1.5    Hipótesis.....	10
1.6    Alcances .....	10

1.7	Características Locales.....	11
Capítulo II Marco Teórico .....		12
2.1	Reseña Histórica.....	12
2.1.1	Reseña Histórica de la Albañilería.....	12
2.1.2	Reseña Histórica Muros de Ductilidad Limitada.....	14
2.2	Proyecto Arquitectónico.....	17
2.2.1	Disposiciones Para Edificios Multifamiliares.....	17
2.3	Comportamiento Sísmico De Los Sistemas Estructurales Empleados .....	20
2.3.1	Sistema Albañilería Confinada .....	20
2.3.2	Sistema Con Muros De Ductilidad Limitada.....	21
2.3.3	Esquema De Los Sistemas Estructurales .....	22
2.4	Propiedades Mecánicas de los Elementos Empleados en Ambos Sistemas Estructurales.....	22
2.4.1	Propiedades Mecánicas de la Albañilería Confinada.....	22
2.4.2	Propiedades Mecánicas Del Sistema De Muros De Ductilidad Limitada40	
2.5	Comportamiento Sísmico y Diseño de los Sistemas Estructurales.....	55
2.5.1	Comportamiento Sísmico de la Albañilería Confinada .....	55
2.5.2	Diseño en Edificaciones de Albañilería Confinada .....	60
2.5.3	Diseño en Edificaciones de Albañilería Confinada .....	75
2.5.4	Diseño en Edificaciones de Albañilería Confinada .....	77
Capitulo III Marco Metodológico .....		88
3.1	Antecedentes .....	88
3.2	Recopilación de la información.....	88
3.2.1	Disposiciones Arquitectónicas para el Edificio Multifamiliar Tipo 88	
3.2.2	Experiencias Nacionales .....	92
3.2.3	Experiencias Locales.....	93

3.3	Trabajos de campo.....	93
3.3.1	Mecánica de suelos .....	93
3.4	Ensayos de laboratorio .....	97
3.4.1	Ensayo de laboratorio para la albañilería.....	97
3.5	Diseño estructural del sistema de albañilería confinada .....	106
3.6	Diseño estructural del edificio a base de muros de ductilidad limitada.....	176
Capítulo IV Análisis y Discusión.....		259
4.1	Aspectos Generales .....	259
4.2	Albañilería Confinada .....	259
4.2.1	Aspecto Estructural .....	259
4.2.2	Aspecto Arquitectónico.....	260
4.2.3	Aspecto de Diseño Estructural .....	260
4.2.4	Aspecto No Estructural .....	261
4.2.5	Proceso Constructivo .....	261
4.3	Muros de Ductilidad Limitada .....	262
4.3.1	Aspecto Estructural .....	262
4.3.2	Aspecto Arquitectónico.....	262
4.3.3	Aspecto de Diseño Estructural .....	263
4.3.4	Aspecto No Estructural .....	263
4.3.5	Proceso Constructivo .....	263
4.4	Cuadros Comparativos .....	264
4.4.1	Aspecto Estructural .....	264
4.4.2	Aspecto Arquitectónico.....	266
4.4.3	Aspecto en Diseño.....	267
4.4.4	Aspecto No Estructural .....	268
4.4.5	Proceso Constructivo .....	268
4.4.6	Aspecto de Costos .....	269
4.4.7	Aspecto de Durabilidad.....	270
Capítulo V Conclusiones y Recomendaciones.....		271

5.1	Conclusiones .....	271
5.2	Recomendaciones.....	273
	REFERENCIAS .....	275

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> <i>Conjunto Habitacional ENACE – Cercado de Tacna</i> .....	8
<b>Figura 2</b> <i>Edificios en el Distrito Gregorio Albarracín - ENACE</i> .....	8
<b>Figura 3</b> <i>Pirámide de Gizeh</i> .....	12
<b>Figura 4</b> <i>La albañilería confinada fue creada por ingenieros italianos después del terremoto de Messina, Sicilia, de 1908.</i> .....	14
<b>Figura 5</b> <i>Vista en Planta de los sistemas estructurales más usados en nuestro medio.</i> .....	22
<b>Figura 6</b> <i>Variedad de Unidades de Albañilería</i> .....	23
<b>Figura 7</b> <i>Prueba de compresión axial como índice de la resistencia de la albañilería.</i> .....	29
<b>Figura 8</b> <i>Curva esfuerzo – deformación en pilas sometidas a compresión axial para diferentes materiales.</i> .....	30
<b>Figura 9</b> <i>Murete para prueba de tensión diagonal de la albañilería.</i> .....	34
<b>Figura 10</b> <i>Modos de fallas de la Albañilería en ensayo a Tensión Diagonal.</i> .....	36
<b>Figura 11</b> <i>Curvas esfuerzo – deformación obtenidas en ensayos a compresión diagonal.</i> .....	37
<b>Figura 12</b> <i>Recomendaciones para el acero en columnetas de confinamiento</i> .....	40
<b>Figura 13</b> <i>Empresas de Concreto Premezclado Limeñas</i> .....	41
<b>Figura 14</b> <i>Empresa de Concreto Premezclado de Tacna</i> .....	41

<b>Figura 15</b> <i>Slump mayor a 6”</i> .....	42
<b>Figura 16</b> <i>Fibras de Polipropileno en el Concreto</i> .....	43
<b>Figura 17</b> <i>Polipropileno para el Concreto</i> .....	43
<b>Figura 18</b> <i>Camión Concretero</i> .....	44
<b>Figura 19</b> <i>Camión Bomba</i> .....	44
<b>Figura 20</b> <i>Diagrama Esfuerzo – Desplazamiento de Mallas Electrosoldadas de 7 mm de Diámetro</i> .....	53
<b>Figura 21</b> <i>Diagrama Esfuerzo – Desplazamiento de Malla Electrosoldada de 7mm de Diámetro y Barras Corrugadas de 8mm y ½” de Diámetro (Ensayo Tracción de Acero)</i> .....	55
<b>Figura 22</b> <i>Objetivos de la técnica de diseño</i> .....	56
<b>Figura 23</b> <i>Ensayos de carga lateral cíclica (izquierda) y de simulación sísmica de un módulo de tres pisos (derecha) por San Bartolomé, Quiun y Torrealva (1992)</i> .....	57
<b>Figura 24</b> <i>Falla del primer nivel en vivienda de Albañilería Confinada. Sismo del 2001 en Tacna</i> .....	60
<b>Figura 25</b> <i>Esfuerzos ante el Sismo Severo</i> .....	60
<b>Figura 26</b> <i>Ensayo de carga lateral cíclica. El muro MV3 carece de refuerzo horizontal, mientras que MV4 tiene una cuantía de 0.001. Ambos muros están sujetos a un esfuerzo axial de 0.09f’<sub>m</sub>.</i> ....	61
<b>Figura 27</b> <i>Modelo para la obtención de esfuerzos en muros de varios paños</i> .....	64

<b>Figura 28</b> <i>Modelo 1</i> .....	65
<b>Figura 29</b> <i>Modelo 2</i> .....	65
<b>Figura 30</b> <i>Evaluación de fuerzas internas por equilibrio.</i> .....	66
<b>Figura 31</b> <i>Detalle de columnetas</i> .....	68
<b>Figura 32</b> <i>Falla por cizalle y tracción</i> .....	69
<b>Figura 33</b> <i>Refuerzo contra cizalle</i> .....	69
<b>Figura 34</b> <i>Comportamiento según los estribos</i> .....	71
<b>Figura 35</b> <i>Detallado de la cimentación y encuentros</i> .....	72
<b>Figura 36</b> <i>Conexión losa-viga</i> .....	73
<b>Figura 37</b> <i>Mala distribución del refuerzo</i> .....	73
<b>Figura 38</b> <i>Relación IMM-VMP del daño para EMDL de 5 pisos y 7 pisos</i> .....	75
<b>Figura 39</b> <i>Intensidad asociada al daño irreparable para los EMDL de 5 y 7 pisos</i> .....	76
<b>Figura 40</b> <i>Daño que sufrirían los EMDL en un sismo severo</i> .....	76
<b>Figura 41</b> <i>Daño que sufrirían los EMDL en un sismo moderado</i> .....	77
<b>Figura 42</b> <i>Altura máxima 7 pisos y <math>R = 4</math> o <math>\frac{3}{4} * 4</math></i> .....	78
<b>Figura 43</b> <i>Análisis Tridimensional</i> .....	79
<b>Figura 44</b> <i>Límite para distorsión de entrepiso</i> .....	80
<b>Figura 45</b> <i>Vigas de Acoplamiento</i> .....	80
<b>Figura 46</b> <i>Ubicación del área a proyectar de los edificios multifamiliares</i> .....	89
<b>Figura 47</b> <i>Planta de arquitectura del piso típico</i> .....	91

<b>Figura 48</b> Corte de arquitectura 2-2 .....	92
<b>Figura 49</b> Testigos de Pilas para la prueba a compresión .....	101
<b>Figura 50</b> Murete a ser ensayado a tracción diagonal .....	104
<b>Figura 51</b> Ensayos realizados para determinar la resistencia al corte de la albañilería .....	104
<b>Figura 52</b> Equipo utilizado para las pruebas de compresión diagonal de muretes .....	106
<b>Figura 53</b> Distribución de los muros en Planta del Edificio Tipo .....	109
<b>Figura 54</b> Vista en 3D del Edificio Tipo .....	111
<b>Figura 55</b> Ladrillo Hércules tipo I (14 x 24 x 10).....	112
<b>Figura 56</b> Distribución de muros .....	113
<b>Figura 57</b> Espectro de pseudo aceleraciones espectrales -sismo moderado (R=6, según Norma E-0.30) .....	119
<b>Figura 58</b> Primer modo de vibrar con periodo de 0.366s.....	136
<b>Figura 59</b> Segundo modo de vibrar con periodo de 0.355s .....	136
<b>Figura 60</b> Tercer modo de vibrar con periodo de 0.312s .....	137
<b>Figura 61</b> Distribución de muros .....	179
<b>Figura 62</b> Espectro de pseudo aceleraciones espectrales (R=4, según Norma E- 0.30) .....	185
<b>Figura 63</b> Primer modo de vibrar con periodo de 0.142s.....	191
<b>Figura 64</b> Segundo modo de vibrar con periodo de 0.124s .....	191

<b>Figura 65</b> Tercer modo de vibrar con periodo de 0.107s .....	192
<b>Figura 66</b> Geometría de muro M1.....	196
<b>Figura 67</b> Distribución de acero en M1 primer piso .....	199
<b>Figura 68</b> Diagrama de interacción en X-X del muro M1 (primer piso).....	200
<b>Figura 69</b> Diagrama de interacción en Y-Y del muro M1 (primer piso) .....	201
<b>Figura 70</b> Detalle del refuerzo en el muro M1 del Piso 1, Piso 2 y Piso 3.....	204
<b>Figura 71</b> Detalle del refuerzo en el muro M1 del Piso 4 y Piso 5.....	204
<b>Figura 72</b> Geometría de muro M3.....	205
<b>Figura 73</b> Distribución de acero en M3 primer piso .....	208
<b>Figura 74</b> Diagrama de interacción en X-X del muro M3 (primer piso).....	209
<b>Figura 75</b> Diagrama de interacción en Y-Y del muro M3 (primer piso) .....	209
<b>Figura 76</b> Detalle del refuerzo en el muro M3 del Piso 1, Piso 2 y Piso 3.....	212
<b>Figura 77</b> Detalle del refuerzo en el muro M3 del Piso 4 y Piso 5.....	213
<b>Figura 78</b> Geometría de muro M5.....	214
<b>Figura 79</b> Distribución de acero en M5 primer piso .....	217
<b>Figura 80</b> Diagrama de interacción en X-X del muro M5 (primer piso).....	218
<b>Figura 81</b> Diagrama de interacción en Y-Y del muro M5 (primer piso) .....	219
<b>Figura 82</b> Detalle del refuerzo en el muro M5 del Piso 1, Piso 2, Piso 3, Piso 4 y Piso 5.....	222
<b>Figura 83</b> Geometría de muro M7.....	223
<b>Figura 84</b> Distribución de acero en M7 primer piso .....	226

<b>Figura 85</b>	<i>Diagrama de interacción en X-X del muro M7 (primer piso)</i> .....	227
<b>Figura 86</b>	<i>Diagrama de interacción en Y-Y del muro M7 (primer piso)</i> .....	228
<b>Figura 87</b>	<i>Detalle del refuerzo en el muro M7 del Piso 1, Piso 2 y Piso 3</i> .....	231
<b>Figura 88</b>	<i>Detalle del refuerzo en el muro M7 del Piso 4 y Piso 5</i> .....	232
<b>Figura 89</b>	<i>Geometría de muro M13</i> .....	233
<b>Figura 90</b>	<i>Distribución de acero en M13 primer piso</i> .....	235
<b>Figura 91</b>	<i>Diagrama de interacción en X-X del muro M13 (primer piso)</i> .....	236
<b>Figura 92</b>	<i>Diagrama de interacción en Y-Y del muro M13 (primer piso)</i> .....	237
<b>Figura 93</b>	<i>Detalle del refuerzo en el muro M13 del Piso 1, Piso 2 y Piso 3</i> .....	240
<b>Figura 94</b>	<i>Detalle del refuerzo en el muro M13 del Piso 4 y Piso 5</i> .....	240
<b>Figura 95</b>	<i>Geometría de muro M9</i> .....	241
<b>Figura 96</b>	<i>Distribución de acero en M9 primer piso</i> .....	243
<b>Figura 97</b>	<i>Diagrama de interacción en X-X del muro M9 (primer piso)</i> .....	244
<b>Figura 98</b>	<i>Diagrama de interacción en Y-Y del muro M9 (primer piso)</i> .....	244
<b>Figura 99</b>	<i>Detalle del refuerzo en el muro M9 del Piso 1, Piso 2 y Piso 3</i> .....	247
<b>Figura 100</b>	<i>Detalle del refuerzo en el muro M9 del Piso 4 y Piso 5</i> .....	248
<b>Figura 101</b>	<i>Geometría de muro M11</i> .....	249
<b>Figura 102</b>	<i>Distribución de acero en M11 primer piso</i> .....	253
<b>Figura 103</b>	<i>Diagrama de interacción en X-X del muro M11 (primer piso)</i> .....	254
<b>Figura 104</b>	<i>Diagrama de interacción en Y-Y del muro M11 (primer piso)</i> .....	254
<b>Figura 105</b>	<i>Detalle del refuerzo en el muro M11 del Piso 1, Piso 2 y Piso 3</i> .....	257

**Figura 106** *Detalle del refuerzo en el muro M11 del Piso 4 y Piso 5.....258*

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla 1</b> <i>Densidades Habitacionales Máximas</i> .....	18
<b>Tabla 2</b> <i>Dimensionamiento (Áreas y Luces)</i> .....	19
<b>Tabla 3</b> <i>Clase de Unidad de albañilería para fines estructurales</i> .....	25
<b>Tabla 4</b> <i>Limitaciones en el uso de la unidad de albañilería para fines estructurales</i> .....	26
<b>Tabla 5</b> <i>Granulometría de la arena gruesa</i> .....	28
<b>Tabla 6</b> <i>Tipos de mortero</i> .....	28
<b>Tabla 7</b> <i>Métodos para determinar <math>f'm</math> y <math>v'm</math></i> .....	31
<b>Tabla 8</b> <i>Incremento de <math>f'm</math> y <math>v'm</math> por edad</i> .....	33
<b>Tabla 9</b> <i>Tipos de Mezclas de Concreto</i> .....	45
<b>Tabla 10</b> <i>Calidades del Acero</i> .....	49
<b>Tabla 11</b> <i>Características Generales del Acero ASTM A615 fabricado en el Perú</i> .....	51
<b>Tabla 12</b> <i>Características de la Norma ASTM A496</i> .....	52
<b>Tabla 13</b> <i>Especificaciones del Fabricante (PRODAC)</i> .....	52
<b>Tabla 14</b> <i>Resultados del Ensayo de Tracción de Mallas Electrosoldadas de 7mm de Diámetro</i> .....	53
<b>Tabla 15</b> <i>Resultados de Ensayos de Tracción de Mallas Electrosoldadas Ensayo Fecha <math>\sigma</math> rotura (<math>kg/cm^2</math>)</i> .....	54
<b>Tabla 16</b> <i>Presentación Mallas Electrosoldadas en el Perú</i> .....	54

<b>Tabla 17</b> <i>Fuerzas internas en columnas de confinamiento</i> .....	63
<b>Tabla 18</b> <i>Cuadro de áreas del edificio tipo</i> .....	90
<b>Tabla 19</b> <i>Ensayos de Laboratorio</i> .....	95
<b>Tabla 20</b> <i>Clase de Unidad de Albañilería para Fines Estructurales según la Norma E070</i> .....	100
<b>Tabla 21</b> <i>Factores de Corrección de <math>f'm</math> por esbeltez, según la Norma E070 del RNE</i> .....	102
<b>Tabla 22</b> <i>Información de Muros</i> .....	114
<b>Tabla 23</b> <i>Cálculo del peso total del Edificio (P)</i> .....	116
<b>Tabla 24</b> <i>Fuerzas de Inercia Ante Sismo Moderado "Fi"</i> .....	118
<b>Tabla 25</b> <i>Datos Análisis Dinámico</i> .....	118
<b>Tabla 26</b> <i>Fuerzas Cortantes en Tn producto del análisis dinámico</i> .....	120
<b>Tabla 27</b> <i>Fuerza Cortante V en Tn producto del análisis estático para los ejes X e Y</i> .....	120
<b>Tabla 28</b> <i>Fuerza Cortante en Tn producto del Análisis Dinámico para los ejes X</i> .....	121
<b>Tabla 29</b> <i>Fuerza Cortante en Tn producto del Análisis Dinámico para los ejes Y</i> .....	121
<b>Tabla 30</b> <i>Fuerzas obtenidas en la Base (Tn)</i> .....	122
<b>Tabla 31</b> <i>Relación de Cortantes en la Base para ambos ejes y factor de Corrección para cortante dinámico</i> .....	122

<b>Tabla 32</b> Cortantes en la base obtenidos del Análisis Dinámico.....	123
<b>Tabla 33</b> Desplazamientos Laterales - Sismo X-X .....	123
<b>Tabla 34</b> Fuerzas Internas Ante Sismo Moderado en XX Kg.....	123
<b>Tabla 35</b> Desplazamientos Laterales - Sismo Y-Y.....	124
<b>Tabla 36</b> Fuerzas Internas Ante Sismo Moderado en YY Kg .....	124
<b>Tabla 37</b> Piso 1 - Sismo en X-X (VE = 578,990.00 Kg).....	127
<b>Tabla 38</b> Piso 1 - Sismo en Y-Y (VE = 578,990.00 Kg) .....	128
<b>Tabla 39</b> Piso 2 - Sismo en X-X (VE = 540,040.00 Kg).....	129
<b>Tabla 40</b> Piso 2 - Sismo en Y-Y (VE = 540,040.00 Kg) .....	130
<b>Tabla 41</b> Piso 3 - Sismo en X-X (VE = 462,150.00 Kg).....	131
<b>Tabla 42</b> Piso 3 - Sismo en Y-Y (VE = 462,150.00 Kg) .....	132
<b>Tabla 43</b> Piso 4 - Sismo en Y-Y (VE = 345,310.00 Kg) .....	133
<b>Tabla 44</b> Piso 5 - Sismo en Y-Y (VE = 189,520.00 Kg) .....	134
<b>Tabla 45</b> Modos de vibración y participación de masas.....	135
<b>Tabla 46</b> Piso 1 - Diseño de los muros agrietados X-X .....	141
<b>Tabla 47</b> Piso 1 - Diseño de los muros agrietados X-X .....	142
<b>Tabla 48</b> Piso 1 - Diseño de los muros agrietados X-X .....	143
<b>Tabla 49</b> Piso 1 - Diseño de los muros agrietados X-X .....	144
<b>Tabla 50</b> Piso 1 - Diseño de los muros agrietados X-X .....	145
<b>Tabla 51</b> Piso 2 - Diseño de los muros agrietados X-X .....	146
<b>Tabla 52</b> Piso 1 - Diseño de los muros agrietados Y-Y.....	147

<b>Tabla 53</b> <i>Piso 1 - Diseño de los muros agrietados Y-Y</i> .....	148
<b>Tabla 54</b> <i>Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y</i> .....	149
<b>Tabla 55</b> <i>Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y</i> .....	150
<b>Tabla 56</b> <i>Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y</i> .....	151
<b>Tabla 57</b> <i>Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y</i> .....	152
<b>Tabla 58</b> <i>Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y</i> .....	153
<b>Tabla 59</b> <i>Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y</i> .....	154
<b>Tabla 60</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros agrietados Y-Y</i> .....	155
<b>Tabla 61</b> <i>Piso 3 - Diseño de los muros agrietados Y-Y</i> .....	156
<b>Tabla 62</b> <i>Piso 4 - Diseño de los muros agrietados Y-Y</i> .....	157
<b>Tabla 63</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados X-X</i> .....	161
<b>Tabla 64</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados X-X</i> .....	162
<b>Tabla 65</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados X-X</i> .....	163
<b>Tabla 66</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados X-X</i> .....	164
<b>Tabla 67</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados X-X</i> .....	165
<b>Tabla 68</b> <i>Piso 3 - Diseño de los muros no agrietados X-X</i> .....	166
<b>Tabla 69</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y</i> .....	167
<b>Tabla 70</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y</i> .....	168
<b>Tabla 71</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y</i> .....	169
<b>Tabla 72</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y</i> .....	170
<b>Tabla 73</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y</i> .....	171

<b>Tabla 74</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y</i> .....	172
<b>Tabla 75</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y</i> .....	173
<b>Tabla 76</b> <i>Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y</i> .....	174
<b>Tabla 77</b> <i>Piso 5 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y</i> .....	175
<b>Tabla 78</b> <i>Factores de carga</i> .....	178
<b>Tabla 79</b> <i>Características de los Muros de Ductilidad Limitada</i> .....	180
<b>Tabla 80</b> <i>Longitud total de muros en X-X y Y-Y</i> .....	181
<b>Tabla 81</b> <i>Cálculo del peso total del Edificio (P)</i> .....	182
<b>Tabla 82</b> <i>Fuerza estática equivalentes en la dirección X-Y</i> .....	184
<b>Tabla 83</b> <i>Datos Análisis Dinámico</i> .....	184
<b>Tabla 84</b> <i>Fuerzas Cortantes en Tn producto del análisis dinámico</i> .....	186
<b>Tabla 85</b> <i>Fuerza Cortante V en Tn producto del análisis estático para los ejes X e Y</i> .....	186
<b>Tabla 86</b> <i>Fuerza Cortante en Tn producto del Análisis Dinámico para los ejes X</i> .....	187
<b>Tabla 87</b> <i>Fuerza Cortante en Tn producto del Análisis Dinámico para los ejes Y</i> .....	187
<b>Tabla 88</b> <i>Fuerzas obtenidas en la Base (Tn)</i> .....	188
<b>Tabla 89</b> <i>Relación de Cortantes en la Base para ambos ejes y factor de Corrección para cortante dinámico</i> .....	188
<b>Tabla 90</b> <i>Cortantes en la base obtenidos del Análisis Dinámico</i> .....	189

<b>Tabla 91</b> <i>Desplazamientos Laterales - Sismo X-X</i> .....	189
<b>Tabla 92</b> <i>Desplazamientos Laterales - Sismo Y-Y</i> .....	189
<b>Tabla 93</b> <i>Modos de vibración y participación de masas</i> .....	190
<b>Tabla 94</b> <i>Subdivisión de los muros en grupos</i> .....	193
<b>Tabla 95</b> <i>Cargas en la base del muro M1</i> .....	196
<b>Tabla 96</b> <i>Fuerzas últimas del muro M1</i> .....	197
<b>Tabla 97</b> <i>Combinación de cargas para el muro M1</i> .....	200
<b>Tabla 98</b> <i>Cargas en la base del muro M3</i> .....	205
<b>Tabla 99</b> <i>Fuerzas últimas del muro M3</i> .....	206
<b>Tabla 100</b> <i>Combinación de cargas para el muro M3</i> .....	208
<b>Tabla 101</b> <i>Cargas en la base del muro M5</i> .....	214
<b>Tabla 102</b> <i>Fuerzas últimas del muro M5</i> .....	215
<b>Tabla 103</b> <i>Combinación de cargas para el muro M5</i> .....	218
<b>Tabla 104</b> <i>Cargas en la base del muro M7</i> .....	223
<b>Tabla 105</b> <i>Fuerzas últimas del muro M7</i> .....	224
<b>Tabla 106</b> <i>Combinación de cargas para el muro M7</i> .....	227
<b>Tabla 107</b> <i>Cargas en la base del muro M13</i> .....	233
<b>Tabla 108</b> <i>Fuerzas últimas del muro M13</i> .....	233
<b>Tabla 109</b> <i>Combinación de cargas para el muro M13</i> .....	236
<b>Tabla 110</b> <i>Cargas en la base del muro M9</i> .....	241
<b>Tabla 111</b> <i>Fuerzas últimas del muro M9</i> .....	241

<b>Tabla 112</b> <i>Combinación de cargas para el muro M9</i> .....	243
<b>Tabla 113</b> <i>Cargas en la base del muro M11</i> .....	249
<b>Tabla 114</b> <i>Fuerzas últimas del muro M11</i> .....	250
<b>Tabla 115</b> <i>Combinación de cargas para el muro M11</i> .....	253

## RESUMEN

La presente tesis realiza comparaciones técnicas en el diseño de edificaciones multifamiliares de mediana altura (5 niveles) bajo los sistemas estructurales de Albañilería Confinada y Muros de Ductilidad Limitada aplicables en la ciudad de Tacna. Para las comparaciones se realizaron metodologías de diseño para ambos sistemas bajo el RNE-09 y el ACI-09, la experiencia realizada en edificaciones de estas características en otras ciudades nacionales y extranjeras.

Para ello se realizó el diseño de los muros estructurales de ambas edificaciones, los muros (albañilería y placas delgadas de concreto armado), con la finalidad analizar y discutir las ventajas entre ambos sistemas.

Concluida la Tesis, se concluye que el sistema en base a Muros de Ductilidad Limitada es una opción desde el punto de vista Estructural, Constructivo y Económico una alternativa tentadora para el medio local (Tacna), con el cual se pone a disposición a las profesiones afines a la ingeniería civil una metodología de diseño que pueden ser aplicados en nuestra ciudad.

**Palabras Clave:** Albañilería confinada, muros de ductilidad limitada, software ETABS.

## **ABSTRACT**

This thesis makes technical comparisons in the design of medium-rise (5 stories) multi-family buildings under the Confined Masonry and Limited Ductility Wall structural systems applicable in the city of Tacna. For the comparisons, design methodologies were used for both systems under RNE-09 and ACI-09, as well as the experience gained in buildings of these characteristics in other national and international cities.

To this end, the structural walls of both buildings were designed (masonry and thin reinforced concrete slabs), with the aim of analyzing and discussing the advantages of both systems.

Upon completion of the thesis, it is concluded that the Limited Ductility Wall system is a tempting option from a structural, construction, and economic perspective for the local environment (Tacna). This provides a design methodology for civil engineering professionals that can be applied in our city.

**Keywords:** Confined masonry, limited ductility walls, ETABS software.

## INTRODUCCIÓN

El Sector de la Construcción en Tacna, como en la mayoría de las ciudades del País vienen creciendo a un ritmo acelerado, debido al crecimiento poblacional, al auge económico del país y a la reorientación que se viene produciendo en el negocio inmobiliario, esta última impulsada por el dinamismo que empiezan a adquirir los programas habitacionales auspiciados por el Estado con la construcción de conjuntos habitacionales compuestos por bloques multifamiliares de cuatro a cinco niveles. Este es un buen indicador de la prosperidad del País, sin embargo, muchos de estos edificios realizados por el sector público y privado, poseen en algunos casos deficiencias estructurales debidas al proceso constructivo o al inadecuado análisis y diseño, estos últimos realizados en la etapa de proyecto.

Detalle aparte se tiene la sobrevaloración de estas edificaciones, debido principalmente a la mala elección del tipo de sistema estructural, que al final será uno de los factores predominantes del costo de la edificación.

Por tal motivo el problema que se hacen muchos profesionales de la ingeniería civil es: ¿Qué tipo de Sistema Estructural debo emplear para esta edificación resulte económica y a la vez cumpla con los requisitos sismo - resistentes que exigen las normas?, luego de hacerse esta pregunta surgen otras interrogantes como: ¿Alguna vez diseñé sistemas estructurales como albañilería Confinada, o muros de Ductilidad Limitada?, ¿Cuántos niveles podrán diseñarse bajo un sistema estructural específico y hasta que nivel me puede resultar económico?, ¿Para qué tipos de arquitectura serán aplicables ciertos sistemas estructurales?, luego de todas estas interrogantes, el diseñador muchas veces al no encontrar respuesta toma como opción a un sistema que ya conoce (mayormente el

sistema a porticado), pero descuida la posibilidad de evaluar otras alternativas que en algunos casos podría darle resultados satisfactorios usando sistemas como es el de la albañilería confinada o la de muros de ductilidad limitada, este último se encuentra con un crecimiento y gran aceptación en la nuestra capital y en los países de América Latina como Chile, Colombia y México.

La construcción de edificaciones en albañilería Confinada en nuestro medio Local Tacna es un sistema constructivo muy antiguo que, a pesar de los años, todavía se diseña y construye de forma inadecuada. No escaparía a esta realidad el nuevo sistema a base de Muros de Ductilidad Limitada que en cierta forma posee características similares en cuanto a su configuración estructural, pero con propiedades diferentes en sus componentes y en el comportamiento del conjunto ante sollicitaciones externas, todo esto pone de manifiesto el serio problema de actualización por parte de los profesionales de nuestro medio, dedicados al campo de las estructuras.

Por otro lado, los grandes crecimientos que viene sufriendo la industria de la construcción a nivel nacional, así también los novedosos métodos de análisis, acompañados por los computadores que ahorran tiempo en los análisis y diseños, obliga a una constante actualización por parte de los profesionales en la ingeniería civil. Esta medida no es ajena para los profesionales tacneños (proyectistas y residentes de obra). Es por estas circunstancias que se elabora la presente tesis, esperando aportar criterios a estos dos sistemas estructurales que son los más representativos para nuestro medio. Además de realizar una metodología que consiste en unos pasos lógicos que permiten diseñar, analizar y comparar técnica y económicamente ambos sistemas bajo el RNE-09, el código ACI-2009 y

experiencias nacionales y extranjeras.

## Capítulo I

### Aspectos Generales

#### 1.1 Generalidades

Los muros de albañilería siguen siendo los elementos estructurales más empleados para resistir tanto las fuerzas verticales como horizontales en edificios de vivienda económica, sea unifamiliar o multifamiliar, en el Perú y su ciudad fronteriza Tacna no es la excepción.

Nuestro medio local Tacna ha mostrado una gran aceptación a la construcción a base de albañilería confinada, debido a factores económicos, como el costo de materiales, mano de obra y al fácil acceso de cualquier sector de la población para construir con este sistema.

Sin embargo, la comunidad ingenieril de la localidad (proyectistas y residentes de obra), siguen diseñando y construyendo edificaciones de albañilería confinada con la antigua norma E-070 del RNE (ININVI,1982), que es por esfuerzos admisibles. El cual usa un coeficiente sísmico asociado a aceleraciones basales del orden de 100 gal en suelo duro, mientras que los terremotos severos pueden superar en más de cuatro veces el valor anterior, según la Norma Sismo resistente de SENCICO (2003), con lo cual se excedería el factor de seguridad por corte que tienen los muros, que es del orden de dos.

Recientemente a finales del 2009, nace la nueva norma de Albañilería confinada financiada por SENCICO y realizada por el profesor principal Ing. Ángel San Bartolomé Ramos de la PUCP la cual corrige las anomalías ya mencionadas. Pese a que ya se cuenta con una nueva norma se sigue diseñando incorrectamente.

Por otro lado, desde el año 2004 se establece en el RNE en las normas E-

030 y E-060 consideraciones para diseñar edificaciones con muros de ductilidad limitada. Con lo cual se tendría dos opciones para diseñar edificaciones de mediana altura con base a estas nuevas alternativas.

## **1.2 Antecedentes**

En la ciudad de Tacna, ubicado en la zona sur del Perú se estuvo construyendo en las últimas décadas conjuntos habitacionales constituidos por edificios multifamiliares de tres y cuatro niveles, por citar algunos casos tenemos en el Distrito Gregorio Albarracín a los Edificios de ENACE, que se construyeron en la década de los noventa, el sistema estructural por el cual fue concebido fue el de albañilería confinada con una arquitectura en planta y elevación (cuatro niveles) simétrica, cuenta con un tanque elevado y una cisterna. Además del ya mencionado, encontramos otros conjuntos habitacionales que se detallan a continuación:

- Conjunto habitacional “200 casas” posee bloques de tres niveles basados en albañilería confinada. (año de ejecución 1954, 06 viviendas por bloque)
- Conjunto habitacional de “ENACE” en el cercado de Tacna con cuatro niveles y de albañilería confinada. (año de ejecución 1972, 08 viviendas por bloque)
- Conjunto habitacional “Villa Hermosa” de tres niveles, con un sistema estructural de albañilería armada. (año de ejecución 1970, 06 viviendas por bloque)

## **Figura 1**

*Conjunto Habitacional ENACE – Cercado de Tacna*



*Nota:* Elaboración propia

## **Figura 2**

*Edificios en el Distrito Gregorio Albarracín - ENACE*



*Nota:* Elaboración propia

Los edificios de la fig. 2 pertenecen al Conjunto habitacional de ENACE en el distrito Gregorio Albarracín. sufrieron daños en el sismo del 23 de junio del 2001 en su tanque elevado debido a la poca rigidez que poseían los soportes del tanque, debiéndose demolerlas y construir tanques nuevos con placas de concreto armado, con el fin de evitar que colapsen ante otro evento sísmico. Si bien estos edificios multifamiliares no colapsaron, por otro lado, se tuvo que hacer una inversión considerable por parte de los beneficiarios para su reparación.

Los demás conjuntos habitacionales no presentaron problemas estructurales

severos en el sismo del 23 de junio del 2001, pero queda la incertidumbre de cuál hubiese sido su resultado empleando otro tipo de sistema estructural como el de MDL, básicamente en su sismo-resistencia y costos.

Es importante resaltar que hasta la fecha en nuestra ciudad Tacna, no se han producido sismos severos, de darse el caso se podrá sacar las conclusiones en los distintos conjuntos habitacionales ya mencionados, y evaluar con precisión si fueron analizados y diseñados correctamente.

### **1.3 Objetivos**

#### **1.3.1 *Objetivo General***

Realizar el diseño estructural comparativo de un edificio multifamiliar aplicando como sistemas estructurales la Albañilería Confinada y los Muros de Ductilidad Limitada, haciendo énfasis en las propiedades de sus componentes y la respuesta bajo diferentes sollicitaciones, según el ACI-09 y el RNE.

#### **1.3.2 *Objetivos Específicos***

Proponer una metodología de Diseño en Edificaciones Multifamiliares, haciendo énfasis en dos sistemas estructurales como el de albañilería confinada y de muros con ductilidad limitada.

Plantear alternativas de Modelado estructural sobre dos sistemas estructurales (albañilería y Muros de Ductilidad Limitada) usando como software el ETABS.

Realizar ensayos de laboratorio de los elementos que componen los sistemas de estructurales aplicados, además de usar elementos que se obtengan de la zona de influencia.

Comparar los requisitos estructurales, de diseño, constructivos y arquitectónicos entre las dos alternativas planteadas y formular un proceso constructivo acorde a los costos del mercado.

Ilustrar las técnicas y métodos más adecuados, necesarios para preparar estimaciones en presupuestos realistas y confiables, así como también usar dichas técnicas eficientemente en el Control de Proyectos.

#### **1.4 Justificación**

Según los resultados del censo nacional XI de población y VI de vivienda 2007; la Región Tacna cuenta con 288,781 habitantes, con una tasa de crecimiento promedio para el periodo 1993/2007 de 2% superior al promedio nacional de 1.5%.

El departamento de Tacna dispone de un total de 72,457 hogares y 68,933 viviendas, existe un aparente déficit cuantitativo y cualitativo (viviendas construidas con materiales precarios, ausencia de servicios básicos o hacinamiento).

#### **1.5 Hipótesis**

Las Edificaciones en base a Muros de Ductilidad Limitada soportan sismos moderados y severos de mejor manera que si fueran estructurados con el sistema de Albañilería Confinada.

#### **1.6 Alcances**

La aplicabilidad de los resultados y conclusiones son para la Provincia de Tacna - Perú, excluyendo el Distrito de Ciudad Nueva debido a su mala calidad de suelo y a la posibilidad de presentarse asentamientos diferenciales que son uno de los factores principales que afectan a las edificaciones rígidas como son los EMDL

y los de Albañilería analizadas en la presente tesis.

### **1.7 Características Locales**

Para la comparación de ambos sistemas estructurales tal como se nombra en el título de la tesis: “DISEÑO ESTRUCTURAL COMPARATIVO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE ALBAÑILERIA CONFINADA CON UNO DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA EN LA CIUDAD DE TACNA” se analizó una Edificación Multifamiliar con una misma arquitectura para ambos sistemas estructurales, además de contar con las características siguientes:

#### Ubicación

- Distrito: Tacna.
- Provincia: Tacna.
- Departamento: Tacna.
- Localidad: Distrito de Coronel Gregorio Albarracín  
Lanchipa

#### Características locales

- Altitud: 500 m.s.n.m.
- Clima: Templado – Seco.
- Temperatura media anual: 17 °C

#### Zona Sísmica

- Alta sismicidad. (Zona 4)

#### Número de Pisos

- Cinco pisos.

## Capítulo II

### Marco Teórico

#### 2.1 Reseña Histórica

##### 2.1.1 *Reseña Histórica de la Albañilería*

Para detallar lo que ha sido el desarrollo de la construcción basado en bloques a través de la historia, nos remontaremos a Sumeria (4.000 A.C.) donde inventaron la ciudad, la irrigación, la escritura, los números, la rueda y el molde. Produjeron adobes de barro con paja, elaborados en moldes de madera y secadas al sol. Luego perfeccionaron la técnica y se producen los primeros ladrillos (adobe al horno) que se pegaban con betún o alquitrán.

En el Antiguo Egipto, fueron muchas las obras construidas en albañilería. En donde predominaban las construcciones mortuorias como pirámides, cementerios y observatorios astronómicos, los cuales han sobrevivido a guerras, terremotos y decadencia, siendo hoy testimonio de una extraordinaria civilización. Sobresalen monumentos como los de Tebas, Karnak, Luxon y Tumbas como las de Kefren, Micerino y Keops; esta última, llamada Pirámide de Gizeh, que es una de las mayores construcciones individuales que se hayan realizado.

#### Figura 3

*Pirámide de Gizeh*



*Nota:* La figura muestra la pirámide de Gizeh. Fuente: Google

En 1824 se inventa y patenta el cemento portland, por el inglés Joseph Aspdin. Con el descubrimiento del cemento se pensó en productos que no tuvieran que ser labrados, como la piedra y se desarrolló en 1850 el bloque de concreto. El bloque de concreto era sólido hechos a mano en cimbras de madera, muy pesado ya que era elaborado de un tamaño muy grande, y por ello difícil de manejar. A finales del siglo XIX se ideó hacer el bloque hueco, observando que sus propiedades continuaban siendo satisfactorias a pesar de los huecos y desde ese momento los bloques sólidos empezaron a desaparecer.

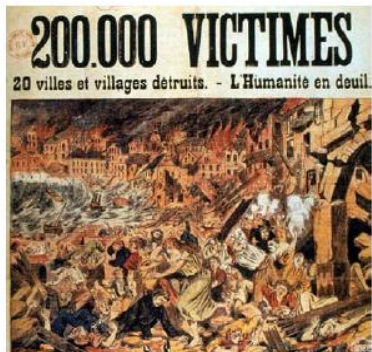
En 1880, se construyen en Chicago, edificios destinados a almacenes, con muros de carga de ladrillos hasta de 13 pisos; en dirección descendente el espesor de los muros se aumentaba en 10 cm. por cada piso de manera que, en la planta baja, el espesor de los muros era de 1,80 m. Se había alcanzado un límite en muros de carga de albañilería pues se perdía una gran parte de las áreas útiles en las plantas bajas y la construcción resultaba antieconómica.

La albañilería había alcanzado su punto culminante y parecía que su uso había desaparecido. Y es en Francia, en el año 1889 donde se patenta un método para reforzar y construir edificios en albañilería, salvándola de desaparecer como método constructivo.

En 1900 se patentaron los principios básicos de una máquina productora de bloques. Este primer proceso comercial para elaborar bloques de concreto se atribuye a Harold S. Palmer. La máquina productora de bloques era manual, en la que se llenaban los moldes a pala y se picaba la mezcla para un mejor acomodamiento de las partículas del concreto, se producían alrededor de 80 bloques por hora. Este método predominó entre los años 1904 a 1914.

#### **Figura 4**

*La albañilería confinada fue creada por ingenieros italianos después del terremoto de Messina, Sicilia, de 1908.*



*Nota:* Creación de la Albañilería Confinada. Fuente: Google

Alrededor de 1938 aparecieron las máquinas con un sistema vibrador, lo que produjo bloques de mejor consistencia y textura.

En el Perú los ensayos se realizaron a partir de 1970, con esos resultados se elaboró la primera Norma de Albañilería E.070 en 1982. Actualmente, tenemos una nueva Norma E.070 hecha el 2004, pero aún continúan las investigaciones.

#### **2.1.2 *Reseña Histórica Muros de Ductilidad Limitada***

A diferencia de la albañilería, el sistema de Muros de Ductilidad es relativamente reciente, con un desarrollo que data de los últimos veinte años. Cabe mencionar que, tradicionalmente, las construcciones de viviendas de interés social se realizaban con muros de albañilería confinada. Estas edificaciones pueden considerarse los predecesores directos de los actuales edificios con Muros de Ductilidad Limitada, un sistema ampliamente utilizado en nuestro país.

Durante 1985 y 1986, se impulsaron varios proyectos de vivienda empleando muros de concreto armado. Este auge estuvo motivado por el congelamiento del precio del cemento, lo que hizo económicamente viable su uso.

No obstante, con el tiempo, la fluctuación de los precios relativos del cemento y el ladrillo, sumada a la necesidad de contar con encofrados metálicos —equipamiento que pocas empresas disponían—, llevó al abandono progresivo de este sistema constructivo.

A partir del año 2001, el Gobierno promovió activamente la construcción de viviendas de interés social, lo que revitalizó el uso del sistema de muros portantes. En esta nueva etapa, se optó por el empleo de muros de concreto armado en lugar de albañilería. Este cambio fue posible gracias a avances en la tecnología del concreto, que permitieron ejecutar vaciados con espesores menores; al acceso al alquiler de encofrados metálicos o de aluminio; al uso más extendido de concreto premezclado; a la reducción de tiempos improductivos en obra; y a la posibilidad de construir muros más delgados que los hechos con ladrillo, lo cual aumenta el área útil de las viviendas.

Como resultado, se estandarizó el uso de muros delgados, de entre 10 y 12 centímetros de espesor, especialmente en edificaciones de hasta cinco pisos, que son las más comunes en el segmento de vivienda multifamiliar de bajo costo. Paralelamente, se introdujeron en el mercado las mallas electrosoldadas como sustituto del fierro tradicional, facilitando una ejecución más rápida de las obras.

Sin embargo, este avance trajo consigo ciertos conflictos con las normativas vigentes, tanto en lo relativo al diseño sismo resistente (Norma E030) como al diseño en concreto armado (Norma E060). Para hacer frente a esta situación, el Colegio de Ingenieros del Perú conformó una comisión encargada de desarrollar lineamientos normativos específicos. Como resultado, en diciembre de 2004, el SENCICO incorporó disposiciones específicas sobre Edificios con Muros de

Ductilidad Limitada (EMDL) a las normas nacionales de diseño sismo resistente y de concreto armado.

Este sistema se consolidó como una alternativa viable y atractiva para edificaciones de mayor altura, y comenzó a implementarse con losas de transferencia. Entre los años 2003 y 2004, los promotores y constructores que ya habían experimentado con esta tecnología destacaron sus ventajas en términos de plazos de ejecución, economía y organización en obra, lo que los llevó a considerar su aplicación en edificios de siete, ocho o más pisos.

En estos nuevos desarrollos, los espesores de los muros en algunos casos se mantuvieron en 10 cm, y en otros se incrementaron a 12 o 15 cm, sin perder competitividad ni eficiencia, consolidando así al sistema.

Se estima que mensualmente se vacían alrededor de 16'000 m<sup>3</sup> de concreto premezclado para EMDL con lo cual se puede estimar que mensualmente se construyen entre 20 y 30 edificios. El promedio del incremento anual en la demanda de concreto premezclado para estos edificios ha sido aproximadamente 50% en los últimos tres años (Pasquel, 2006).

Existen edificios de características similares en otros países de la región como México, Colombia y Chile. Las diferencias son importantes, en el caso de Chile los edificios son mucho más robustos, no encontrándose prácticamente edificios con muros de 10 cm de espesor (Gálvez, 2005).

Actualmente se vienen realizando investigaciones y tesis como la presente por distintos profesionales de la Ingeniería Civil, estableciendo así una mejora constante en cuando a un sistema que es un gran aliciente para contrarrestar la demanda de vivienda en nuestro país.

## **2.2 Proyecto Arquitectónico**

Para el diseño de los planos arquitectónicos se tomó en cuenta las disposiciones más recientes que establece el reglamento peruano de edificaciones, las cuales se detallan a continuación:

### **2.2.1 Disposiciones Para Edificios Multifamiliares**

Las disposiciones arquitectónicas aplicables a edificios multifamiliares están contempladas en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), el cual reúne todas las normas técnicas relacionadas con los diversos componentes y obras complementarias de las edificaciones.

Además del RNE, se emiten normas adicionales o modificaciones mediante Decretos Supremos, que posteriormente se integran en las ediciones actualizadas del reglamento.

En lo que respecta a las viviendas de interés social, los Decretos Supremos N.º 030-2002 y N.º 011-2003 introducen cambios y precisiones en algunos aspectos del RNE, como se explica a continuación.

En los años 2002 y 2003, se promulgaron los Decretos Supremos N.º 030-2002-MTC (DS N.º 030) y N.º 011-2003-VIVIENDA (DS N.º 011), con el objetivo de establecer criterios específicos sobre las condiciones arquitectónicas y funcionales que deben cumplir los edificios destinados a vivienda económica, entre los cuales se incluye el tipo de edificación analizado en esta tesis.

**Tabla 1***Densidades Habitacionales Máximas*

<b>Zonificación</b>	<b>RNC (I-III-15 y 16)</b>	<b>DS N°030 y DS N°011</b>
Zonificación	RNC (I-III-15 y 16)	1,300 Hab/Ha. Neta
Residencial	200 Hab/Ha. Bruta (R-3)	
Densidad	240 Hab/Ha. Bruta (R-4 Bi)	
Media	330 Hab/Ha. Bruta (R-4 Uni)	
Residencial	530 Hab/Ha. Bruta (R-5)	2,250 Hab/Ha. Neta
Densidad Alta	810 Hab/Ha. Bruta (R-6)	
	1,080 Hab/Ha. Bruta (R-7)	
	1,350 Hab/Ha. Bruta (R-8)	

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2003)

En versiones anteriores, el Reglamento Nacional de Construcciones (RNC) empleaba el concepto de Densidad Habitacional Bruta, el cual establecía una relación entre la cantidad de habitantes y la superficie total de una zona geográfica determinada. Sin embargo, con la implementación de los Decretos Supremos, este enfoque fue reemplazado por el índice de Densidad Habitacional Neta, más adecuado para su aplicación en áreas residenciales y particularmente relevante para edificaciones como las analizadas en este estudio.

La Densidad Habitacional Neta calcula la proporción entre el número de habitantes y la superficie destinada exclusivamente a edificaciones de vivienda y sus espacios anexos de uso privado (como jardines, patios, entre otros), excluyendo áreas como calles, parques, terrenos públicos y otras zonas no habitacionales.

Aunque ambos indicadores no son directamente comparables, el cambio de enfoque evidencia un aumento significativo en los niveles de densidad permitida, lo que favorece una mayor cantidad de unidades de vivienda en espacios reducidos.

En cuanto a los requerimientos mínimos de área y dimensiones de los distintos ambientes, la Tabla 2 presenta una comparación entre los valores establecidos en el RNE y las modificaciones introducidas por los decretos supremos.

**Tabla 2***Dimensionamiento (Áreas y Luces)*

<b>Dimensión</b>	<b>RNE (III-X-3)</b>	<b>DS N°030 y DS N°011</b>
Área Mínima Techada	40 m <sup>2</sup> excluyendo pasajes y áreas exteriores. (Tol. 10%)	Deberán contar con ambientes de estar, comedor, cocina, dormitorio, baño y lavandería, sin limitación de área mínima total
Dimensión Mínima	Baño, Cocina, Dorm. = 1.80 m. Resto de Ambientes = 2.40 m. Dorm Princ = 9m <sup>2</sup> + 10% (*) Dorm 2 camas = 7.5m <sup>2</sup> + 10% (*) Dorm Indiv. = 5 m <sup>2</sup> + 10% (*)	Sin limitación para cocina, baño y lavandería, resultantes del diseño mobiliario y equipamiento que se proponga.
Áreas Mínima de Ambientes	Estar Comedor = 15 m <sup>2</sup> Cocina = 4.5 m <sup>2</sup> Servicio = 4.5 m <sup>2</sup> Baños = la necesaria (*) 10% del área, para armarios	Los ambientes de estar, comedor y dormitorio estarán regidos por el RNC con una tolerancia del 10% sustentando su funcionalidad.

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2003)

Tanto el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) como el Decreto Supremo N.º 030 estipulan que las áreas libres mínimas dentro de un lote, conforme a lo indicado en los planes reguladores o estudios de zonificación, deben representar al menos el 30% del terreno en el primer nivel. La única modificación introducida es que, en el caso de edificaciones ubicadas en esquinas o con doble frente, el área libre mínima exigida se reduce al 25%.

En cuanto a la distribución de espacios interiores, el RNE establece requisitos independientes para los ambientes de estar-comedor y cocina. No obstante, el DS N.º 030 permite la integración funcional de sala, comedor y cocina en un solo ambiente, siempre que la superficie total equivalga a la suma de las áreas mínimas requeridas para cada uno de estos espacios por separado.

Respecto a la ubicación de los servicios higiénicos, el RNE prohíbe que tengan acceso directo a zonas como la sala, comedor, cocina o reposteros. Sin

embargo, los Decretos Supremos N.º 030 y N.º 011 flexibilizan esta disposición, permitiendo que los baños puedan vincularse con cualquier ambiente dentro de la vivienda.

Según lo dispuesto en el artículo N° III-X-14 del RNE, así como en los Decretos Supremos mencionados, las edificaciones de hasta cinco niveles (sin incluir sótano) no están obligadas a contar con ascensores.

En relación con los estacionamientos, el RNE anteriormente dejaba su regulación a criterio de las municipalidades, quienes fijaban la cantidad exigible según el nivel socioeconómico y el tipo de ocupación laboral de la población. En el caso de las viviendas multifamiliares de interés social, comúnmente se requería un espacio de estacionamiento por cada dos unidades habitacionales.

Con la entrada en vigencia del DS N.º 030, esta exigencia fue modificada, estableciéndose que las edificaciones deben contar, como mínimo, con un estacionamiento por cada tres unidades de vivienda. Esto implica una reducción en la cantidad de estacionamientos requeridos, en comparación con las normativas municipales previas.

## **2.3 Comportamiento Sísmico De Los Sistemas Estructurales Empleados**

Un Sistema estructural es el resultado del ensamblaje de elementos estructurales discretos conectados entre sí en un número finito de puntos o nudos. A continuación, se hará referencia de los sistemas estructurales en las cuales se basa la presente tesis:

### **2.3.1 *Sistema Albañilería Confinada***

Los sistemas estructurales que emplean muros portantes de albañilería dependen, para su seguridad sísmica, de la elevada área transversal de muros

dispuesta en ambas direcciones, lo que les proporciona resistencia frente a cargas laterales. A diferencia de otros sistemas, no es posible confiar en la capacidad de la estructura para desarrollar grandes deformaciones inelásticas que permitan disipar la energía sísmica.

Este tipo de construcción se caracteriza por una secuencia específica: primero se levantan los muros de albañilería, luego se vacía el concreto en los elementos verticales de confinamiento, y finalmente se coloca la viga solera para conformar el techo. Esta metodología constructiva genera una interacción integral entre los materiales, lo cual evidencia la limitada capacidad de deformación inelástica que presenta la albañilería como material estructural.

Debido a esta característica, no se exigen a estas edificaciones criterios estrictos de ductilidad. No obstante, es fundamental incorporar ciertos elementos de refuerzo que ayuden a minimizar el riesgo de fallas frágiles.

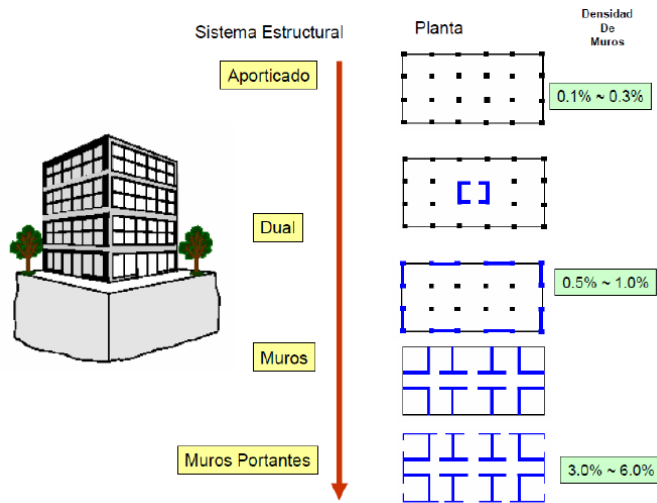
### **2.3.2 *Sistema Con Muros De Ductilidad Limitada***

Los MDL se distinguen por contar con un sistema estructural en el que la resistencia tanto a cargas sísmicas como gravitacionales, en ambas direcciones, es asumida por muros de concreto armado. Estos muros, sin embargo, presentan una capacidad limitada para desarrollar deformaciones inelásticas significativas. En este tipo de sistema, los muros se construyen con espesores delgados, no se utilizan zonas confinadas en los extremos, y el refuerzo vertical se organiza en una sola línea. Los pisos están compuestos por losas macizas o aligeradas, que actúan como diafragmas rígidos para transmitir cargas horizontales. Dado que los materiales principales utilizados en este sistema son propios del concreto armado, se considera al concreto y al acero de refuerzo como los elementos estructurales fundamentales.

### 2.3.3 Esquema De Los Sistemas Estructurales

**Figura 5**

*Vista en Planta de los sistemas estructurales más usados en nuestro medio.*



*Nota:* La figura muestra la planta de los sistemas estructurales más usados. Fuente: Google

## 2.4 Propiedades Mecánicas de los Elementos Empleados en Ambos

### Sistemas Estructurales.

#### 2.4.1 Propiedades Mecánicas de la Albañilería Confinada

Las propiedades mecánicas de la albañilería confinada presentan una mayor variabilidad y son más difíciles de predecir en comparación con materiales estructurales como el concreto armado o el acero. Esta condición se debe, en gran medida, al escaso control existente sobre las características de sus componentes y sobre los métodos constructivos empleados durante su ejecución.

Como resultado, el análisis del comportamiento estructural de la albañilería confinada ha sido objeto de numerosos estudios, tanto experimentales como analíticos. Estas investigaciones han contribuido al desarrollo de normativas destinadas a regular la calidad de sus elementos constitutivos, así como los criterios de diseño y construcción del sistema en su conjunto. Actualmente, la calidad en este tipo de construcciones ha cobrado mayor relevancia debido a la aparición de

estándares internacionales y a la acción de entidades gubernamentales y privadas que promueven y fiscalizan su cumplimiento.

La gran diversidad de configuraciones geométricas y propiedades de los materiales, tanto en las unidades de albañilería (ver figura 6) como en los morteros, complica la formulación de una descripción general del comportamiento mecánico del sistema. Esto también limita la confiabilidad de extrapolar resultados de un tipo específico de albañilería a otro. El conocimiento sobre su desempeño estructural se ha construido principalmente mediante ensayos realizados a escala real, empleando materiales representativos y sometiéndolos a las sollicitaciones más comunes. calidad.

**Figura 6**  
*Variedad de Unidades de Albañilería*



*Nota:* La figura muestra la variedad de unidades de Albañilería. Fuente: Google

Los muros de Albañilería están formados por piezas de dimensiones pequeñas unidas por medio de mortero aglutinante para formar un solo elemento resistente. En el caso de las estructuras realizadas con Albañilería Confinada, resulta un tanto complejo el conocer las propiedades básicas de las piezas y morteros que le componen, esto debido a la variabilidad en los resultados y al gran número de fuentes de error, ya que no es un material con características

homogéneas. Algunas de las fuentes principales de error son: los métodos de producción de las piezas con procedimientos tradicionales, mala dosificación de materiales, en busca de mayores ganancias para los productores y en menor calidad de la producción.

Este trabajo se enfoca a la Albañilería Confinada construidas con ladrillos, juntas de cemento - cal -arena, típicos de nuestro medio, mediante la revisión de investigaciones anteriores de Ángel San Bartolomé; Daniel Quiun, utilizando la estadística para establecer los parámetros básicos de este material, como referencia básica para el análisis y diseño de estructuras, con este tipo de materiales.

Para definir el comportamiento del conjunto que integran los dos componentes básicos de la Albañilería Confinada, cuando se encuentran formando un solo elemento, llamado muro confinado, es necesario tomar en cuenta la interacción entre ambos, por medio de ensayos de especímenes compuestos. A estas pruebas se les define como pruebas índices y las más representativas son la de compresión axial y la de tensión diagonal.

#### **2.4.1.1 Ensayo a Compresión de ladrillos y morteros**

##### **2.4.1.1.1 Ensayo a Compresión de ladrillos y morteros**

- Se entiende por ladrillo a aquella unidad constructiva cuyas dimensiones y peso permiten su manipulación con una sola mano. En este contexto, nos referimos específicamente a los ladrillos elaborados a base de arcilla como materia prima principal.

- Estas unidades pueden presentarse en diferentes formas: macizas, con perforaciones (huecas), con cavidades internas (alveolares) o en forma tubular, y su fabricación puede realizarse tanto de manera artesanal como industrial.

- Las unidades de albañilería hechas de concreto deben utilizarse únicamente una vez que hayan alcanzado la resistencia especificada y presenten estabilidad dimensional. En el caso de aquellas unidades curadas mediante inmersión en agua, el tiempo mínimo antes de su uso debe ser de 28 días.

### CLASIFICACIÓN PARA FINES ESTRUCTURALES

Las variaciones más pronunciadas en las dimensiones y el alabeo excesivo de las unidades de albañilería generan un aumento en el espesor de las juntas de mortero, superando el valor nominal de 10 m.m. Esta condición provoca una disminución en la resistencia a la compresión y a los esfuerzos cortantes del sistema de albañilería. Por esta razón, al momento de clasificar las unidades con fines estructurales, se deben considerar los resultados más desfavorables obtenidos en los ensayos especificados en la Tabla 3.

**Tabla 3**

*Clase de Unidad de albañilería para fines estructurales*

TABLA 1 CLASE DE UNIDAD DE ALBAÑILERÍA PARA FINES ESTRUCTURALES					
CLASE	VARIACIÓN DE LA DIMENSION (máxima en porcentaje)			ALABEO (máximo en mm)	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN $f'_b$ mínimo en MPa (kg/cm <sup>2</sup> ) sobre área bruta
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm		
Ladrillo I	± 8	± 6	± 4	10	4,9 (50)
Ladrillo II	± 7	± 6	± 4	8	6,9 (70)
Ladrillo III	± 5	± 4	± 3	6	9,3 (95)
Ladrillo IV	± 4	± 3	± 2	4	12,7 (130)
Ladrillo V	± 3	± 2	± 1	2	17,6 (180)
Bloque P <sup>(1)</sup>	± 4	± 3	± 2	4	4,9 (50)
Bloque NP <sup>(2)</sup>	± 7	± 6	± 4	8	2,0 (20)

(1) Bloque usado en la construcción de muros portantes

(2) Bloque usado en la construcción de muros no portantes

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006)

El ensayo de compresión brinda una evaluación cualitativa del desempeño de las unidades. En general, una unidad de menor altura tiende a mostrar una mayor resistencia en comparación con otra de mayor altura, incluso si ambas fueron fabricadas simultáneamente. Por esta razón, INDECOPI, a través de la Norma

Técnica Peruana (NTP), clasifica las unidades basándose únicamente en su resistencia a compresión, adoptando un enfoque cualitativo que no considera el comportamiento estructural del sistema de albañilería en su conjunto.

En versiones anteriores de la normativa (como la Norma E.070 de 1982), la resistencia a compresión se determinaba empleando el área neta de la unidad, lo cual incentivaba la fabricación de ladrillos con grandes perforaciones, incrementando artificialmente los valores de resistencia. En la actualidad, este parámetro se calcula en función del área bruta, lo que ha llevado a que muchas de esas unidades sean clasificadas en categorías inferiores. Es importante señalar que las unidades perforadas o huecas tienden a presentar una mayor fragilidad estructural.

#### LIMITACIONES EN SU APLICACIÓN

La utilización de las unidades de albañilería dependerá de los criterios establecidos en la Tabla 4. Las zonas sísmicas a considerar corresponden a las definidas en la Norma Técnica E.030 de Diseño Sismorresistente.

**Tabla 4**

*Limitaciones en el uso de la unidad de albañilería para fines estructurales*

<b>TABLA 2 LIMITACIONES EN EL USO DE LA UNIDAD DE ALBAÑILERÍA PARA FINES ESTRUCTURALES</b>			
<b>TIPO</b>	<b>ZONA SÍSMICA 2 Y 3</b>		<b>ZONA SÍSMICA 1</b>
	Muro portante en edificios de 4 pisos a más	Muro portante en edificios de 1 a 3 pisos	Muro portante en todo edificio
Sólido Artesanal *	No	Sí, hasta dos pisos	Sí
Sólido Industrial	Sí	Sí	Sí
Alveolar	Sí Celdas totalmente rellenas con grout	Sí Celdas parcialmente rellenas con grout	Sí Celdas parcialmente rellenas con grout
Hueca	No	No	Sí
Tubular	No	No	Sí, hasta 2 pisos

\*Las limitaciones indicadas establecen condiciones mínimas que pueden ser exceptuadas con el respaldo de un informe y memoria de cálculo sustentada por un ingeniero civil.

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006)

Según la densidad de muros que tenga la edificación, es posible que su respuesta ante sismos intensos se mantenga dentro del rango elástico. En ese caso, se permite el uso de unidades huecas en muros confinados o muros armados con relleno parcial, incluso en la zona sísmica 4. Esto se debe a que las unidades huecas tienden a desintegrarse tras sufrir fracturas diagonales o fallas por flexo-compresión. No obstante, su utilización deberá estar debidamente justificada mediante una memoria de cálculo estructural.

#### **2.4.1.1.2 Comportamiento mecánico del mortero**

El mortero se compone de una mezcla de materiales aglomerantes y agregado fino, a la cual se le añade la mayor cantidad de agua posible que permita obtener una mezcla homogénea, trabajable, con buena adherencia y sin presentar segregación del agregado. La preparación del mortero destinado a trabajos de albañilería debe seguir los lineamientos establecidos en las normas NTP 399.607 y NTP 399.610.

##### **COMPONENTES**

a) Los materiales aglomerantes del mortero pueden ser:

- Cemento Portland tipo I y II, NTP 334.009
- Cemento Adicionado IP, NTP 334.830
- Una mezcla de cemento Portland o cemento adicionado y cal

hidratada normalizada de acuerdo a la NTP 339.002.

b) El agregado fino consistirá en arena gruesa de origen natural, exenta de sales y materiales orgánicos, y deberá cumplir con las propiedades establecidas en la Tabla 5. Se permitirán granulometrías diferentes siempre que las pruebas en pilas y muretes demuestren resistencias conforme a lo señalado en los planos.

**Tabla 5**

*Granulometría de la arena gruesa*

TABLA 3 GRANULOMETRÍA DE LA ARENA GRUESA	
MALLA ASTM	% QUE PASA
Nº 4 (4,75 mm)	100
Nº 8 (2,36 mm)	95 a 100
Nº 16 (1,18 mm)	70 a 100
Nº 30 (0,60 mm)	40 a 75
Nº 50 (0,30 mm)	10 a 35
Nº 100 (0,15 mm)	2 a 15
Nº 200 (0,075 mm)	Menos de 2

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006)

- No deberá quedar retenido más del 50% de arena entre dos mallas consecutivas.
- El módulo de fineza estará comprendido entre 1,6 y 2,5.
- El porcentaje máximo de partículas quebradizas será: 1% en peso.
- No deberá emplearse arena de mar.

#### CLASIFICACIÓN PARA FINES ESTRUCTURALES

Los morteros se clasifican en: tipo P, empleado en la construcción de los muros portantes; y NP, utilizado en los muros no portantes (ver la Tabla 6).

PROPORCIONES. Los componentes del mortero tendrán las proporciones volumétricas (en estado suelto) indicadas en la Tabla 6.

**Tabla 6**

*Tipos de mortero*

TABLA 4 TIPOS DE MORTERO				
TIPO	COMPONENTES			USOS
	CEMENTO	CAL	ARENA	
P1	1	0 a 1/4	3 a 3 1/2	Muros Portantes
P2	1	0 a 1/2	4 a 5	Muros Portantes
NP	1	-	Hasta 6	Muros No Portantes

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006)

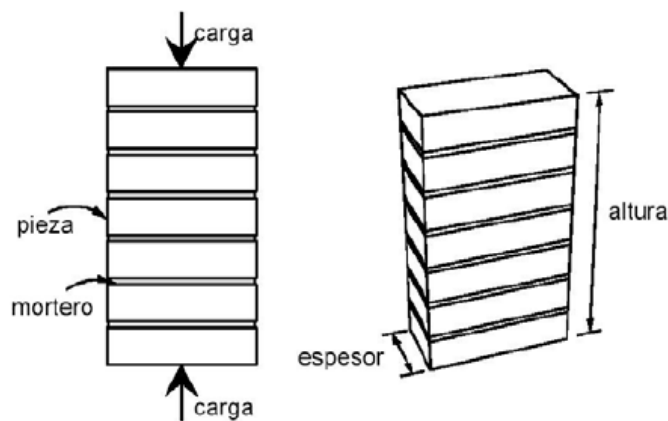
### 2.4.1.2 Ensayo a compresión axial de pilas de albañilería

Para analizar el comportamiento de la albañilería frente a cargas de compresión axial simple, se realizan ensayos tanto de piezas individuales como de elementos compuestos llamados pilas. Estas pilas están conformadas por varios tabicones unidos con mortero. Este tipo de ensayo permite estimar la resistencia a la compresión del sistema de albañilería, evaluar la relación esfuerzo-deformación y considerar el efecto de diversas variables. Las pilas se construyen sobreponiendo piezas hasta alcanzar una proporción entre altura y espesor cercana a cuatro.

Esta configuración se elige debido a la facilidad de construcción y prueba del espécimen, a su capacidad para replicar los modos de falla observados en muros reales y a que, con dicha proporción, las restricciones a las deformaciones transversales impuestas por las cabezas de la máquina de ensayo no afectan significativamente el comportamiento.

#### Figura 7

*Prueba de compresión axial como índice de la resistencia de la albañilería.*



*Pila para prueba en compresión*

*Nota:* La figura muestra la prueba de compresión axial como índice de la resistencia de la albañilería. Fuente: Google

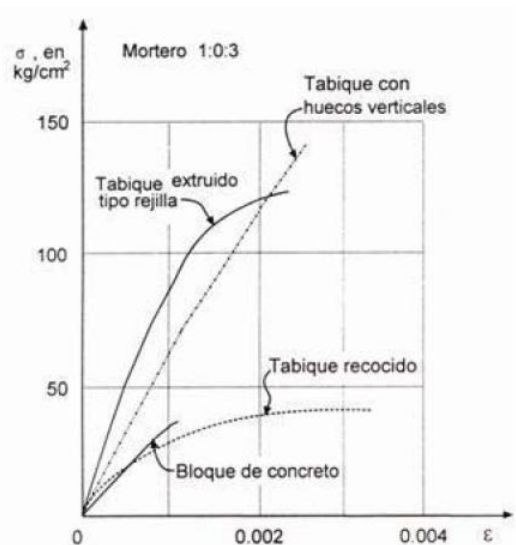
Durante los ensayos de compresión en pilas de albañilería, la falla más frecuente ocurre por formación de grietas verticales en las piezas, originadas por

deformaciones transversales y acentuadas por el comportamiento del mortero en las juntas. Si estas grietas se desarrollan en exceso, pueden llevar a la inestabilidad y falla del elemento. En piezas de baja resistencia, la falla se manifiesta por aplastamiento bajo compresión directa. Cuando las cargas son puramente axiales, el mortero no desencadena la falla, ya que al deformarse es contenido por fricción entre las piezas, permitiendo al sistema soportar mayores cargas. Sin embargo, en pilas esbeltas, este aplastamiento puede comprometer la estabilidad.

La curva esfuerzo-deformación observada en los ensayos es casi lineal hasta el punto de falla, que ocurre de manera repentina.

### Figura 8

*Curva esfuerzo – deformación en pilas sometidas a compresión axial para diferentes materiales.*



*Nota:* La figura muestra la curva esfuerzo-deformación. Fuente: Meli (1979)

Solo en el caso de piezas con baja resistencia, la curva muestra una forma parabólica y la falla se da de manera gradual. El tipo de mortero tiene una influencia limitada dentro de las proporciones estudiadas, ya que la resistencia de la pila es aproximadamente proporcional a la de los tabicones utilizados.

El desempeño de las pilas bajo compresión axial también puede depender

de la relación entre la rigidez del mortero y la de las piezas. Si el módulo de elasticidad de las piezas es considerablemente mayor que el del mortero, pueden generarse grietas verticales por el llamado "efecto de junta", que puede iniciar la falla.

La resistencia de diseño a la compresión de la albañilería ( $f_m$ ) puede determinarse mediante ensayos de pilas fabricadas con los mismos materiales que se emplearán en la obra. Estas pilas deben tener al menos tres piezas apiladas, con una relación altura/espesor entre dos y cinco, y se ensayarán a los 28 días de edad. Los procedimientos de elaboración, curado, transporte, almacenamiento, cabeceado y dosificación deberán cumplir con las normas establecidas.

La resistencia de la albañilería tanto a compresión axial ( $f'_m$ ) como a corte ( $v'_m$ ) puede estimarse empíricamente mediante tablas o registros históricos, o bien a través de ensayos específicos con prismas, dependiendo de la relevancia estructural del proyecto y la zona sísmica en que se ubique, conforme a lo establecido en la Tabla 7.

**Tabla 7**

*Métodos para determinar  $f'_m$  y  $v'_m$*

TABLA 7 MÉTODOS PARA DETERMINAR $f'_m$ Y $v'_m$									
RESISTENCIA CARACTERÍSTICA	EDIFICIOS DE 1 A 2 PISOS			EDIFICIOS DE 3 A 5 PISOS			EDIFICIOS DE MAS DE 5 PISOS		
	Zona Sísmica			Zona Sísmica			Zona Sísmica		
	3	2	1	3	2	1	3	2	1
$(f'_m)$	A	A	A	B	B	A	B	B	B
$(v'_m)$	A	A	A	B	A	A	B	B	A

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006)

A: Obtenida de manera empírica conociendo la calidad del ladrillo y del mortero.

B: Determinadas de los ensayos de compresión axial de pilas y de

compresión diagonal de muretes mediante ensayos de laboratorio de acuerdo a lo indicado en las NTP 399.605 y 399.621.

En esta tesis, al centrarse en la evaluación de edificios multifamiliares, se determinará la resistencia de la albañilería (f'm y v'm) mediante ensayos de laboratorio realizados en la Universidad Nacional San Agustín de Arequipa. Antes del inicio de la obra, se efectuarán pruebas sobre cinco especímenes. Durante la etapa de construcción, se verificarán las resistencias conforme a los siguientes criterios:

a) Para edificaciones de hasta dos niveles ubicadas en zonas sísmicas 2 y 3, se evaluará la resistencia f'm con tres pilas por cada 500 m<sup>2</sup> de área techada, y la resistencia al corte v'm con tres muretes por cada 1000 m<sup>2</sup>.

b) Para edificaciones de tres o más niveles en zonas sísmicas 2 y 3, se comprobará f'm mediante tres pilas por cada 500 m<sup>2</sup> de área techada, y v'm con tres muretes por cada 500 m<sup>2</sup>.

Los valores de f'm y v'm requeridos para el diseño estructural pueden obtenerse a partir de la Tabla 8 del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE E.070) o con base en la experiencia del ingeniero estructural.

Estas especificaciones buscan que los prismas de albañilería utilizados reflejen fielmente las condiciones reales de construcción del edificio.

Dichos prismas deben conservarse a una temperatura mínima de 10 °C durante 28 días. Si se realizan ensayos antes del tiempo nominal de curado (28 días), pero no antes de los 14 días, la resistencia característica deberá ajustarse aplicando los factores indicados en la Tabla 8.

**Tabla 8**

*Incremento de  $f'_m$  y  $v'_m$  por edad*

<b>TABLA 8</b>			
<b>INCREMENTO DE <math>f'_m</math> Y <math>v'_m</math> POR EDAD</b>			
Edad		14 días	21 días
Muretes	Ladrillos de arcilla	1,15	1,05
	Bloques de concreto	1,25	1,05
Pilas	Ladrillos de arcilla y Bloques de concreto	1,10	1,00

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006)

#### **2.4.1.3 Ensaye A Tensión Diagonal De Muretes De Albañilería**

Los muros de albañilería pueden estar expuestos a esfuerzos de tensión diagonal en diversas situaciones. Una de las más relevantes ocurre durante un sismo, aunque también pueden presentarse debido a asentamientos diferenciales en la estructura o, incluso, bajo cargas gravitacionales cuando existe una distribución desigual de cargas verticales en un muro específico. Por esta razón, es fundamental comprender el comportamiento mecánico de la albañilería no reforzada ante este tipo de solicitaciones, ya que suelen ser la causa principal de su falla.

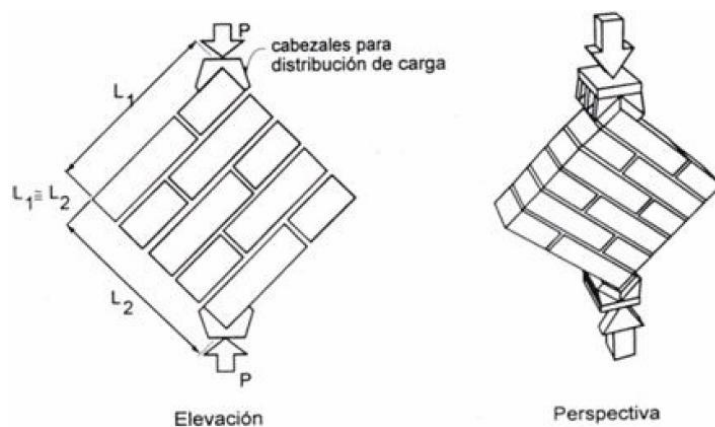
La resistencia a la tensión diagonal, comúnmente denominada resistencia al corte, es un parámetro clave para estimar la capacidad de los muros de albañilería frente a cargas laterales. Esta resistencia depende tanto de las propiedades individuales de las unidades de albañilería como del mortero utilizado. Sin embargo, un factor determinante en el desempeño del conjunto es la calidad de la adherencia en las juntas entre las unidades y el mortero.

Para evaluar el comportamiento de la albañilería frente a la tensión diagonal, se emplea el ensayo de compresión diagonal. Este consiste en aplicar una carga diagonal sobre un murete de forma casi cuadrada (como se ilustra en la Fig. 9), cuya base debe estar compuesta por al menos una y media unidades. Durante el ensayo,

se genera un estado de compresión a lo largo de la diagonal sobre la que se aplica la carga, mientras que en la diagonal opuesta se inducen esfuerzos de tensión. Dado que la resistencia de la albañilería confinada frente a la tracción es considerablemente menor que frente a la compresión, el fallo en este tipo de ensayo se presenta, en la mayoría de los casos, por tensión diagonal. La Fig. 9 muestra un esquema representativo del procedimiento.

**Figura 9**

*Murete para prueba de tensión diagonal de la albañilería.*



*Nota:* La figura muestra el murete para prueba de tensión diagonal de albañilería. Fuente: Google

La determinación de la resistencia a la tensión diagonal en elementos de albañilería se realiza siguiendo las directrices establecidas por la norma ASTM E519. Esta norma está orientada al ensayo de muretes cuadrados de 1.20 metros por lado, aunque también permite el uso de especímenes de dimensiones menores, siempre que se apliquen las correcciones pertinentes.

La resistencia de diseño a la tensión diagonal, representada como  $v'_m$ , se obtiene a partir de ensayos realizados en muretes construidos con los mismos materiales (piezas y mortero) que serán utilizados en el proyecto. Estos muretes son sometidos a una carga de compresión monotónica a lo largo de su diagonal, y el esfuerzo cortante promedio se calcula dividiendo la carga máxima registrada entre

el área proyectada del murete en esa misma diagonal.

Cuando un muro falla por efectos de cargas cortantes, generalmente lo hace mediante la aparición de grietas inclinadas, causadas por tensiones diagonales. Estas fisuras suelen propagarse a lo largo de las juntas, debido a la relativa debilidad en la unión entre las unidades y el mortero. Sin embargo, si las unidades presentan baja resistencia, pero tienen buena adherencia con el mortero, las grietas pueden atravesar indistintamente tanto las unidades como las juntas.

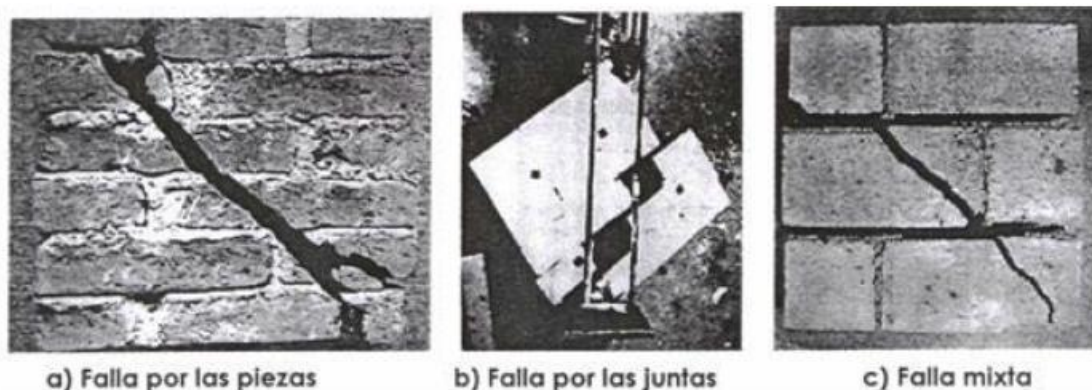
El análisis del comportamiento de la albañilería bajo combinaciones de carga que generan tensiones principales orientadas en distintos ángulos respecto a las juntas es de gran relevancia. Asimismo, resulta fundamental estudiar los mecanismos de falla relacionados con las juntas, así como el impacto que tienen la calidad del mortero y su adherencia con las piezas, ya que estos factores pueden comprometer la resistencia global del conjunto.

En la Figura 10 se ilustran los principales modos de falla observados en ensayos de compresión diagonal. El primero de ellos se presenta cuando la fisura diagonal atraviesa directamente las unidades, lo que suele ocurrir cuando la resistencia a la tracción de las piezas es inferior a la adherencia entre estas y el mortero.

El segundo tipo de falla, representado en la Figura 10(b), ocurre cuando la fisura se desarrolla a lo largo de las juntas, debido a que la adherencia es más débil que la resistencia de las piezas, situación común en albañilerías fabricadas con unidades cerámicas o refractarias. Por último, cuando la resistencia a la tracción de las unidades es similar a la adherencia mortero-pieza, se presenta una falla mixta, en la que las fisuras diagonales afectan tanto a las piezas como a las juntas.

## Figura 10

*Modos de fallas de la Albañilería en ensayo a Tensión Diagonal.*



*Nota:* La figura muestra los modos de fallas de albañilería en ensayo Tensión Diagonal.  
Fuente: Meli (1979)

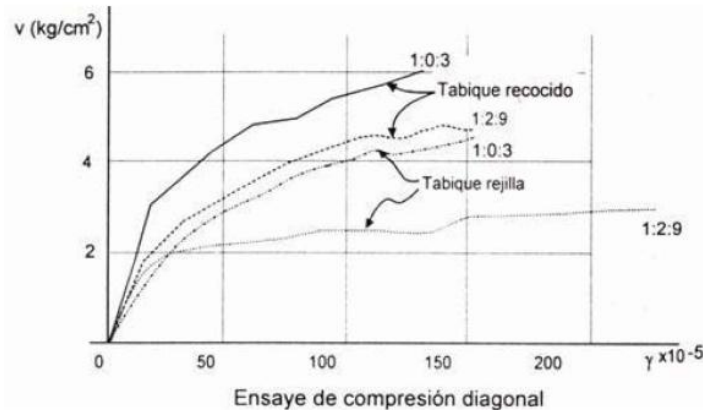
La figura presenta curvas representativas de carga versus deformación obtenidas a partir de ensayos realizados en muretes cuadrados (Meli y Reyes, 1971; Hernández y Meli, 1975). En dichas curvas se aprecia que las resistencias alcanzadas son relativamente similares entre distintos tipos de unidades, con la excepción de las piezas huecas, cuya resistencia suele ser inferior. Asimismo, se observa una disminución en la resistencia cuando se utilizan morteros de baja calidad, es decir, con escaso contenido de cemento.

Las curvas esfuerzo-deformación muestran un comportamiento notablemente no lineal, evidenciando que los especímenes experimentan una pérdida considerable de rigidez incluso antes de alcanzar su carga máxima. En términos generales, el comportamiento mecánico de los muretes se caracteriza por un tramo inicial aproximadamente lineal que se mantiene hasta la aparición de la primera fisura diagonal.

Además, se puede notar que ni el tipo de unidad empleada ni la calidad del mortero influyen de manera significativa en la deformación en la que ocurre el primer agrietamiento diagonal.

### Figura 11

Curvas esfuerzo – deformación obtenidas en ensayos a compresión diagonal.



Nota: La figura muestra la curva esfuerzo-deformación de compresión diagonal. Fuente: Meli (1979)

El tipo de unidad de albañilería influye ligeramente en el esfuerzo cortante necesario para que ocurra el agrietamiento, mientras que el tipo de mortero afecta la rigidez del sistema una vez que se ha producido dicho agrietamiento.

En las curvas correspondientes, la pendiente indica el módulo de rigidez a cortante, que refleja la cantidad de deformación por cortante que experimenta la albañilería ante un cierto nivel de esfuerzo. La relación entre el módulo de rigidez a cortante y el módulo de elasticidad  $G_m/E_m$  suele situarse entre 0.1 y 0.4, siendo este valor inferior al esperado para un material isotrópico con comportamiento elástico. Esta discrepancia podría explicarse por las deformaciones de cortante y compresión del mortero, ya que el confinamiento actúa de manera distinta en los muretes utilizados en pruebas de compresión diagonal que en las pilas sometidas a compresión vertical.

Además, es importante tener en cuenta que la estimación del módulo de rigidez a cortante es poco precisa, ya que en el tramo lineal de la curva las deformaciones son mínimas y pueden estar sujetas a errores de medición.

El valor del esfuerzo cortante último generalmente oscila entre 2 y 10

kg/cm<sup>2</sup>, dependiendo del tipo de unidad empleada. Se ha observado que, cuando la falla se produce por tracción diagonal, este esfuerzo es proporcional a la raíz cuadrada de la resistencia a la compresión.

#### **2.4.1.4 Módulo De Elasticidad y Módulo De Cortante**

La determinación del módulo de elasticidad de la albañilería,  $E_m$ , se realiza simultáneamente al ensayo de pilas de albañilería. Después de efectuar una prueba de compresión y determinar el esfuerzo y la deformación unitaria para varias magnitudes de la carga, podemos trazar un diagrama de esfuerzo versus deformación unitaria. Tal diagrama esfuerzo - deformación unitaria define el comportamiento del material, en este caso la albañilería, que se está probando, se relaciona con las propiedades mecánicas y comportamiento del material. En el diagrama esfuerzo-deformación de cada espécimen, gráficamente se podrá observar, el modulo elástico, definido como la recta secante que une el origen con el punto correspondiente al 50% del esfuerzo máximo resistente en cada prueba.

La determinación del módulo cortante,  $G_m$ , se realiza mediante el mismo criterio, empleando para la definición del módulo de elasticidad, pero tomando como base las curvas esfuerzo cortante - deformación angular de los muretes de albañilería. La determinación de la deformación angular de los muretes de albañilería se realiza en base a la teoría de resistencia de materiales, la cual permite establecer que la deformación angular de un tablero cuadrado puede obtenerse al sumar los valores absolutos de las deformaciones unitarias de sus diagonales. El razonamiento matemático ha sido presentado por Meli.

#### **2.4.1.5 Módulo De Elasticidad y Módulo De Cortante**

De los ensayos realizados en la PUCP (Ing. Ángel San Bartolomé) se

estableció algunos valores que se pueden obtener empíricamente, estos son:

Módulo de Elasticidad:

- Ladrillos de arcilla  $E_m = 500 \text{ f'm}$
- Ladrillos Sílico-calcareo  $E_m = 600 \text{ f'm}$
- Unidades de Concreto  $E_m = 700 \text{ f'm}$

Módulo de Corte:

- $G_m = 0.4 E_m$
- (módulo de Poisson = 0.25)

#### **2.4.1.6 El Concreto y el Acero de Refuerzo en Columnetas y Viguetas de Confinamiento.**

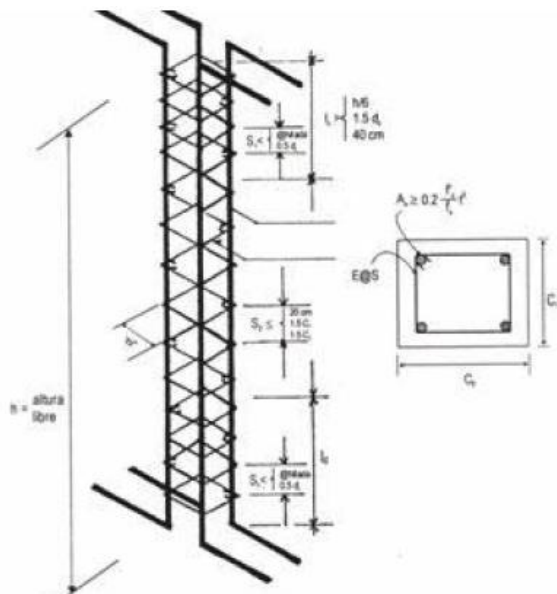
El concreto y el acero de refuerzo que es colocado en los elementos confinantes, columnetas y viguetas, en estructuras de albañilería, muchas veces ha sido olvidado ó tomado en segundo término en cuanto a su importancia, sobre todo para la resistencia de los muros ante el volteo debido a cortante.

En las Normas técnicas para construcción de estructuras de albañilería (RNE-E070), se dan especificaciones sobre las características que deben cumplir estos materiales, en cuanto a resistencia y cantidad dentro de un muro, por el simple hecho del confinamiento, además de proveernos de métodos de análisis para resistir la flexo-compresión provocada por el volteo debido a cortante sobre el muro.

Deberá tenerse un especial cuidado en la correcta utilización de estos materiales y en el diseño de la albañilería para satisfacer las normas y requisitos presentados en los reglamentos locales, en especial en la construcción masiva de vivienda.

**Figura 12**

*Recomendaciones para el acero en columnetas de confinamiento*



*Nota:* La figura muestra recomendaciones para acero en columnetas confinamiento.

Fuente: Google

#### **2.4.2 Propiedades Mecánicas Del Sistema De Muros De Ductilidad Limitada**

Como los componentes de los MDL son los proporcionados para el concreto armado, nos referiremos al concreto y al acero de refuerzo como elementos principales de este sistema.

##### **2.4.2.1 Concreto**

###### **Generalidades**

En el mercado local se encuentran disponibles diversos tipos de concreto, tales como los plastificados, súper plastificados, rheoplásticos, aquellos reforzados con fibras de polipropileno, los que incorporan inhibidores de corrosión, así como concretos de fraguado acelerado, cuya resistencia permite el desencofrado en plazos que varían entre 24 y 72 horas, según los requerimientos específicos del proyecto.

En el Perú, las principales compañías proveedoras de concreto premezclado son UNICON, FIRTH y MIXERCON (ver Fig. 13).

**Figura 13**

*Empresas de Concreto Premezclado Limeñas*



*Nota:* La figura muestra empresas de concretos- Lima. Fuente: Google

**Figura 14**

*Empresa de Concreto Premezclado de Tacna*



*Nota:* La figura muestra empresa de concretos- Tacna. Fuente: Google

Para la construcción de los muros en los EMDL, que tienen un espesor de entre 10 y 12 cm, se requieren mezclas de concreto con propiedades especiales que garanticen una adecuada trabajabilidad, resistencia y durabilidad. Esto se logra utilizando concretos con asentamientos superiores a 6 pulgadas (ver Fig. 15), los cuales demandan el uso de aditivos superplastificantes del tipo F o G, conforme a la norma ASTM C 94, como el POLYHEED RI. Este aditivo actúa como retardador de fraguado y plastificante de rango medio, permitiendo obtener asentamientos entre 6” y 8”, disminuir el contenido de agua, evitar la segregación y mejorar tanto la trabajabilidad como la fluidez del concreto, especialmente en condiciones climáticas cálidas.

### **Figura 15**

*Slump mayor a 6"*



*Nota:* La figura muestra Slump mayor a 6". Fuente: Google

El concreto, por su propia naturaleza, tiende a agrietarse debido a su limitada resistencia a la tracción, la contracción durante el fraguado, los cambios de temperatura y los esfuerzos de tracción inducidos por cargas externas. Estas fisuras generalmente no comprometen la estructura, representando más bien un inconveniente estético. No obstante, se desconoce si estas grietas podrían generar a largo plazo problemas como la corrosión del acero o posibles planos de falla en situaciones sísmicas. En el Perú, una práctica común para controlar las fisuras por contracción plástica es la incorporación de fibras de polipropileno, como la Fibermesh de 19 mm (3/4"), en dosis aproximadas de 0.6 kg/m<sup>3</sup>. Estas fibras pueden ser integradas directamente en obra o solicitadas previamente al proveedor de concreto premezclado (ver Fig. 16 y 17).

### **Figura 16**

#### *Fibras de Polipropileno en el Concreto*



*Nota:* La figura muestra fibras de Polipropileno en el Concreto. Fuente: Google

### **Figura 17**

#### *Polipropileno para el Concreto*



*Nota:* La figura muestra Polipropileno en el Concreto. Fuente: Google

En cuanto al tratamiento estético de las grietas, en Chile es común recubrir las paredes con papel tapiz, mientras que en Colombia y Perú se prefiere el uso de pinturas elastoméricas.

### **Normas**

El Reglamento Nacional de Construcciones establece las disposiciones para el control y ensayo tanto de los materiales como del concreto premezclado en su estado final. En particular, el capítulo 3 de la Norma Peruana de Concreto Armado E-060 detalla los requisitos que deben cumplir los componentes del concreto, tales como el cemento, los agregados y el agua. Esta normativa se basa en estándares

nacionales e internacionales, incluyendo las normas ITINTEC y ASTM.

Adicionalmente, existen otras normativas aplicables al concreto premezclado, como la norma ASTM C94, que regula su producción, y la norma ACI 318, que establece los criterios de diseño y control para su uso estructural.

### **Presentación y Transporte**

El concreto es transportado hasta el lugar de la obra utilizando camiones mezcladores, y su colocación se realiza mediante bombas o carretillas, según las características del proyecto y del elemento constructivo a colar (ver Fig. 18 y Fig. 19).

El concreto premezclado se elabora con diferentes diseños de mezcla, los cuales varían en función de su aplicación específica. Estos diseños se presentan en la Tabla 9.

#### **Figura 18**

*Camión Concretero*



*Nota:* La figura muestra camión concretero. Fuente: Google

#### **Figura 19**

*Camión Bomba*



*Nota:* La figura muestra camión bomba. Fuente: Google

**Tabla 9***Tipos de Mezclas de Concreto*

	<b>Losas de Cimentación</b>	<b>Muros Losas de Techo</b>	<b>Resistencia nominal a la compresión</b>
Resistencia Nominal a la Compresión	Se especifican concretos de 175 o 210 kg/cm <sup>2</sup> , sin embargo, es más común el uso de concretos de 175 kg/cm <sup>2</sup>		
Resistencia a 28 días	30% más de la resistencia especificada		
Slump	3" a 4"	6" a 8"	3" a 4"
Tamaño máximo de partículas	HUSO N°57 de la norma ASTM (1")	HUSO N° 67 de la norma ASTM (3/4")	HUSO N° 57 de la norma ASTM (1")
Aditivos	Se emplean aditivos plastificantes y en algunos casos fibras de polipropileno para disminuir la aparición de fisuras.	Se emplean aditivos plastificantes de rango medio y a veces se emplean aditivos superplastificantes. En algunos casos se añaden fibras de polipropileno para minimizar fisuras, generalmente en el primer y último piso.	Se suelen emplear aditivos plastificantes y súper plastificantes. En algunos casos se añaden fibras de polipropileno para controlar la aparición de fisuras, generalmente en el último techo.

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006)

**2.4.2.2 Resistencia a la Compresión**

La resistencia a la compresión del concreto, representada por el valor de  $f'_c$ , es comúnmente utilizada como parámetro principal para evaluar su calidad. Sin embargo, dependiendo de las solicitaciones que actúen sobre la estructura y la función específica del elemento estructural, pueden considerarse otros indicadores igualmente o más relevantes, como la durabilidad.

Los códigos y normativas técnicas asocian muchas propiedades mecánicas del concreto —como el módulo de elasticidad, la resistencia a la tracción, al corte, y la adherencia— con el valor de  $f'_c$ .

La resistencia a la tracción se obtiene mediante ensayos de laboratorio

aplicados a probetas estándar sometidas a carga axial. Este tipo de prueba es fundamental tanto para el control de calidad como para la aceptación del concreto producido. Las normas ASTM regulan la elaboración y ensayo de estas probetas, especificando lo siguiente:

- El proceso de confección de las probetas.
- El tamaño de las probetas. Normalmente se utilizan probetas cilíndricas 6" x 12".
- El proceso de curado de las probetas ya sea en el laboratorio o en obra para las probetas denominadas curadas bajo condiciones reales de obra. Estas últimas permiten determinar la efectividad de los procesos de curado utilizados y los plazos de desencofrado y puesto en servicio de la estructura.
- El proceso de ensayo a compresión de las probetas. El ensayo puede estar controlado por carga o por deformación. Cuando el ensayo es realizado controlando la carga, normalmente la velocidad es tal que se alcanza la falla de la probeta a 3 minutos, lo cual equivale a un incremento de esfuerzo entre 2.1 y 2.8 kg/cm<sup>2</sup> por segundo aproximadamente. Cuando el control es por deformación, la velocidad de deformación unitaria es de 0.001 por minuto aproximadamente.

Cabe destacar que las probetas que se curan y ensayan bajo condiciones estándar permiten estimar, en teoría, el potencial máximo de resistencia del concreto que representan.

#### **2.4.2.3 Acero de refuerzo**

Dado que el concreto presenta baja resistencia a los esfuerzos de tracción, se utiliza en combinación con acero de refuerzo, el cual está diseñado para resistir dichas solicitaciones. Por ejemplo, en una viga sometida a flexión, el concreto se

encarga de absorber las compresiones, mientras que las barras de acero longitudinal, ubicadas en la zona traccionada, resisten las tensiones generadas por el momento flector. Además, se incorpora refuerzo transversal en forma de estribos, los cuales contribuyen a contrarrestar los esfuerzos de tracción diagonal producidos por las fuerzas cortantes.

El acero también cumple un papel importante en elementos sometidos a compresión o flexo-compresión, como las columnas. Su incorporación permite reducir las dimensiones de la sección transversal de estos elementos. Para ilustrar esta ventaja, basta comparar la resistencia a compresión de un concreto convencional, de aproximadamente  $210 \text{ kg/cm}^2$ , con la del acero de refuerzo comúnmente utilizado, que alcanza los  $4200 \text{ kg/cm}^2$ . Esto significa que cada centímetro cuadrado de acero puede equivaler a la capacidad resistente de  $20 \text{ cm}^2$  de concreto en compresión.

Para que el acero actúe eficazmente en conjunto con el concreto, es fundamental que exista una adecuada adherencia entre ambos materiales, evitando desplazamientos relativos entre el refuerzo y el concreto que lo rodea. Esta adherencia proviene principalmente de tres mecanismos: la adhesión química en la interfase acero-concreto, la fricción generada por la rugosidad superficial del acero laminado en caliente y, especialmente, el anclaje mecánico que brindan las corrugaciones o resaltes de las barras de refuerzo. Este último mecanismo es el más determinante y está presente únicamente en las barras corrugadas; en el caso de las barras lisas, solo actúan los dos primeros mecanismos.

Existen además otras propiedades que favorecen el comportamiento conjunto del sistema acero-concreto:

a) Ambos materiales poseen coeficientes de dilatación térmica similares, lo que minimiza la aparición de grietas causadas por variaciones de temperatura.

b) El concreto actúa como barrera protectora del acero frente a la corrosión.

c) Dado que el acero posee una alta conductividad térmica y pierde significativamente sus propiedades mecánicas al exponerse al calor, su resistencia al fuego es limitada cuando no está protegido. El concreto ofrece una protección térmica efectiva, lo que prolonga el tiempo durante el cual la estructura puede soportar temperaturas elevadas, como las que se generan en caso de incendio.

#### **2.4.2.3.1 Calidades del acero de refuerzo**

Las especificaciones principales que deben cumplir los aceros de refuerzo están establecidas en la normativa peruana, específicamente en el artículo 3.4, así como en el artículo 3.5 del ACI-02.

En el Perú, los aceros de refuerzo fabricados por empresas como SiderPerú y Aceros Arequipa deben ajustarse a alguna de las siguientes normas:

- Norma Peruana Itintec 341.031-A-42. Acero Grado 60
- Norma ASTM A615. Acero Grado 60 (EMDL)
- Norma ASTM A706. Acero de baja aleación, soldable. Grado 60

La norma ASTM A615 es la más utilizada en el país para aceros de refuerzo y, en la práctica, es la más habitual en la construcción. Esta norma no establece límites estrictos para la composición química del acero, con excepción del contenido de fósforo.

Las diferentes calidades de acero reguladas por la norma ASTM que pueden

emplearse como refuerzo en estructuras de concreto se detallan en la Tabla 10. En ella se especifican los valores mínimos y máximos del esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ), así como el esfuerzo último ( $f_u$ ), también conocido como resistencia a la tracción (tensile strength).

**Tabla 10**

*Calidades del Acero*

<b>Grado</b>	<b>ASTM</b>	<b><math>f_y</math> min (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>f_y</math> max (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>f_u</math> min (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>f_u</math> min (kg/cm<sup>2</sup>)</b>
40	A 615	2 800		4 200	
60	A 615	4 200		6 300	
75	A 615	5 300		7 000	
60	A 706	4 200		5 600	1.25

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006)

#### **2.4.2.3.2 Propiedades de las barras grado 60**

Características Mecánicas – ASTM A615

- $F_y$  min = 4200 kg/cm<sup>2</sup> (fluencia nominal, valor mínimo)
- $F_u$  min = 6300 kg/cm<sup>2</sup> (esfuerzo máximo o último o resistencia a la tracción)
- $E_s \approx 2\,000\,000$  kg/cm<sup>2</sup> (módulo de elasticidad)
- Deformación en el inicio de la fluencia  $\xi_y = (f_y/E_s) \approx 0.0021$
- Longitud de la plataforma de fluencia = variable.
- Deformación de rotura  $\gg$  Deformación de fluencia (30 a 40 veces).
- Elongación a la rotura entre el 7% y 9%
- Coeficiente de dilatación  $10 \times 10^{-6}$  1/C°. Ambos coeficientes de dilatación dependen de la temperatura.

#### **2.4.2.4 Mallas electrosoldadas**

Según la normativa vigente, el acero utilizado en las barras de refuerzo para

muros debe ser dúctil y de Grado 60, cumpliendo con las especificaciones de las normas ASTM A615 y ASTM A706. No obstante, también se permite el uso de mallas electrosoldadas corrugadas, conforme a las normas ASTM A496 y A497, aunque con ciertas restricciones. En edificaciones de hasta tres niveles, estas mallas pueden emplearse como refuerzo distribuido. En edificios de más de tres pisos, su uso se limita a los niveles superiores, debiéndose utilizar barras de acero que cumplan con ASTM A615 y A706 en el tercio inferior de la altura total del edificio.

Las mallas electrosoldadas constituyen un tipo de refuerzo prefabricado, compuesto por alambres lisos o corrugados dispuestos en direcciones horizontal y vertical. Estos alambres se unen mediante soldadura eléctrica en sus intersecciones, formando una retícula con aberturas cuadradas o rectangulares.

Este tipo de refuerzo se emplea frecuentemente en Muros de Ductilidad Limitada (MDL), ya que su configuración regular se adapta bien al uso de mallas prefabricadas. Su principal ventaja radica en la reducción del trabajo manual, ya que, a diferencia del refuerzo convencional que requiere el tejido manual de armaduras, las mallas se instalan con mayor rapidez y menor esfuerzo.

Las normas ASTM establecen los requisitos técnicos que deben cumplir tanto las mallas como los alambres que las conforman. En este caso, se exige que el acero tenga un esfuerzo de fluencia mínimo de 4 900 kg/cm<sup>2</sup> y una resistencia última mínima de 5 600 kg/cm<sup>2</sup>.

Sin embargo, el uso de mallas electrosoldadas en MDL debe analizarse con cautela, dado que estos muros están diseñados para resistir cargas sísmicas, y las fuerzas de diseño se obtienen a partir de una reducción del espectro elástico de respuesta. El inconveniente principal es que los alambres utilizados en estas mallas

suelen tener una baja ductilidad, con una elongación a la rotura que varía entre el 1% y el 3%, significativamente inferior a la exigida para las barras corrugadas convencionales. Esta baja ductilidad se debe al proceso de trefilado (estirado en frío), que provoca un endurecimiento por deformación del acero y elimina el comportamiento típico de fluencia, afectando así su capacidad de deformación plástica.

**Tabla 11**

*Características Generales del Acero ASTM A615 fabricado en el Perú*

<b>Característica</b>	<b>Valor</b>	<b>ASTM A615</b>
Límite de Fluencia mínimo (fy)	4,200 kg/cm <sup>2</sup>	Cumple
Resistencia a la Tracción mínima (fu)	6300 kg/cm <sup>2</sup>	Cumple
Módulo de Elasticidad (Es)	2,000,000 kg/cm <sup>2</sup>	No Especifica
Deformación en el inicio de la fluencia (fy)	0.0021	No Especifica
Longitud de la plataforma de fluencia	Variable	No Especifica
Relación entre deformación de rotura (ξR) y deformación de fluencia (ξF)	ξR >> ξF (30 a 40 veces)	No Especifica
Coefficiente de dilatación	11x10 <sup>-6</sup> 1/C°	No Especifica
Alargamiento de rotura mínimo:	Diámetro	Elongación mínima de Rotura
	3/8", 1/2", 5/8"	9%
	3/4"	8%
	1"	7%
Sobre-resistencia (fu/fy)	No indica valor mínimo, pero el ACI infiere un valor mínimo de 1.25	No Especifica

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006)

Los fabricantes de acero peruanos, SiderPerú y Aceros Arequipa, aseguran que sus varillas se ajustan a la norma ASTM A615.

En el Perú las mallas electrosoldadas son producidas por la empresa PRODAC (Foto 2.3.9).

### **Normas**

Las propiedades que deben cumplir los aceros empleados en la fabricación de mallas electrosoldadas están especificadas en diversas normas ASTM, entre

ellas: A82, A184, A185, A496 y A497. De manera similar a lo que ocurre con los aceros de refuerzo convencionales, sus características fundamentales también se encuentran descritas en el artículo 3.4 de la Norma Peruana de Concreto Armado E-060, así como en el artículo 3.5 del ACI-02.

En particular, la norma ASTM A496 define los requisitos técnicos que deben cumplir los alambres corrugados trefilados empleados en la fabricación de mallas electrosoldadas, como se muestra en la Tabla 12.

**Tabla 12**

*Características de la Norma ASTM A496*

<b>Característica</b>	<b>Valor</b>
Límite de Fluencia mínimo (fy)	4,900 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a la Tracción mínima (fu)	5,600 kg/cm <sup>2</sup>
Elongación a la Rotura	Valor no especificado

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006)

De acuerdo a las especificaciones del fabricante, las mallas electrosoldadas hechas en el Perú están fabricadas bajo las siguientes normas:

**Tabla 13**

*Especificaciones del Fabricante (PRODAC)*

<b>Especificación</b>	<b>Norma</b>	<b>Incisos</b>
Alambre Liso		
Acero Trefilado Liso	ASTM A82	5, 6.1.2, 6.1.3, 6.2, 7 y 8
Malla electrosoldada lisa	ASTM A185	6, 7.4, 9 y 10
Alambre Corrugado		
Acero Trefilado Corrugado	ASTM A 496	6, 8, 9 y 10
Malla electrosoldada Corrugada	ASTM A 497	6, 7.3 y 9
Soldadura		
Malla electrosoldada lisa	ASTM A185	
Malla electrosoldada Corrugada	ASTM 497	

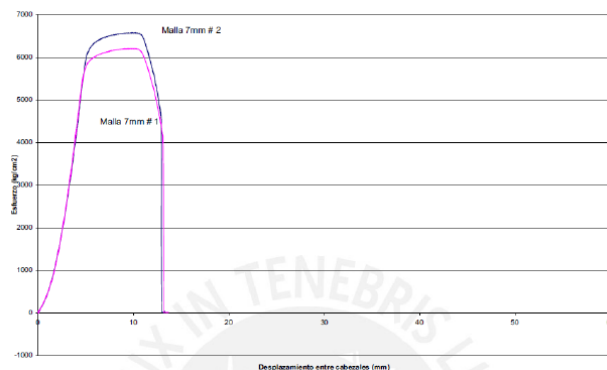
*Nota:* Datos tomados de la Empresa PRODAC

## Ensayos

La Figura 20 presenta el diagrama esfuerzo-desplazamiento obtenido a partir de un ensayo de tracción realizado sobre una muestra de malla electro soldada PRODAC QE 257 de 7 mm de diámetro, llevado a cabo el 18 de agosto de 2004 en la PUCP. La prueba se efectuó utilizando segmentos de malla que incluían una unión soldada. Cabe señalar que los valores de esfuerzo de fluencia obtenidos en este ensayo deben considerarse solo como referenciales, ya que existen diversos factores —como el deslizamiento y el ajuste de la muestra durante el ensayo—, así como limitaciones en los métodos de estimación, que impiden determinar este valor con precisión.

**Figura 20**

*Diagrama Esfuerzo – Desplazamiento de Mallas Electrosoldadas de 7 mm de Diámetro*



*Nota:* La figura muestra Diagrama Esfuerzo – Desplazamiento. Fuente: Google

**Tabla 14**

*Resultados del Ensayo de Tracción de Mallas Electrosoldadas de 7mm de Diámetro*

<b>Malla de 7mm</b>	<b><math>\sigma</math> rotura (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\sigma</math> fluencia (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Elongación (%)</b>
Muestra 1	6411	5982	4.5
Muestra 2	6798	6349	4.0
Promedio	6604	6166	4.3

*Nota:* Datos tomados de los ensayos de PRODAC (2004)

En otros ensayos de tracción realizados a las muestras de mallas

electrosoldadas en la PUCP y la UNI se obtuvieron los siguientes valores de esfuerzo de rotura, esfuerzo de fluencia y elongación (Tabla 15).

**Tabla 15**

*Resultados de Ensayos de Tracción de Mallas Electrosoldadas Ensayo Fecha  $\sigma$  rotura (kg/cm<sup>2</sup>)*

Ensayo	Fecha	$\sigma$ fluencia (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma$ fluencia (kg/cm <sup>2</sup> )	Elongación (%)
Varillas de acero corrugado de calidad SAE 1008 de una malla electrosoldada, sin punto de soldadura (PUCP)	16/05/2003	5900	5650	4.83%
Acero liso de una malla electrosoldada conteniendo 3 puntos de soldadura (UNI)	27/07/1997	5650	5250	

*Nota:* Datos tomados de los ensayos de la PUCP (2003) y UNI (1997)

### Presentación y Transporte

Las mallas electrosoldadas se distribuyen en tres presentaciones: planchas para plateas de cimentación y losas, planchas para muros y planchas para dowels o suples (Tabla 16).

Los dowels y suples se emplean para simplificar la disposición de las mallas en los muros, en el arranque (dowels) y en encuentros (suples).

**Tabla 16**

*Presentación Mallas Electrosoldadas en el Perú*

Tipo	Tamaño Estándar (m)	Presentación
Mallas para Losas	2.40 x 6.00	Dowels y Suples 0.80 x 2.40
Mallas para Muros	2.40 x 3.05	Planchas de 2.40 x 2.40 m las cuales se cortan en tres tramos

*Nota:* Mallas Electrosoldadas en el Perú

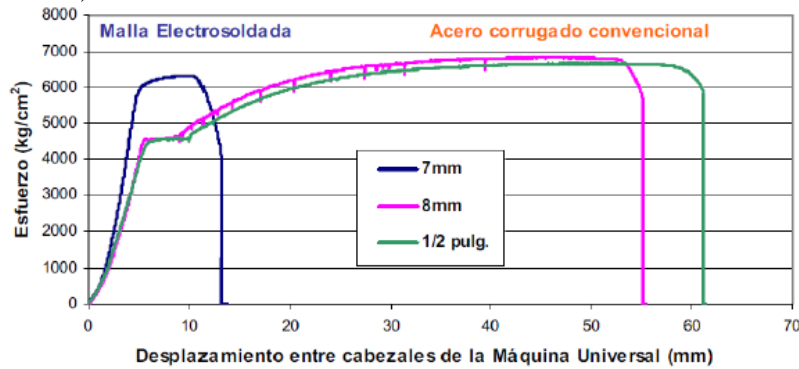
### 2.4.2.5 Comparación entre la Malla Electrosoldada y el Acero Corrugado

La Figura 21 presenta el diagrama esfuerzo-desplazamiento derivado de los ensayos de tracción realizados el 18 de agosto de 2004 en la PUCP, aplicados tanto

a barras de acero corrugado como a los alambres que componen la malla electrosoldada.

### Figura 21

Diagrama Esfuerzo – Desplazamiento de Malla Electrosoldada de 7mm de Diámetro y Barras Corrugadas de 8mm y 1/2" de Diámetro (Ensayo Tracción de Acero).



Nota: La figura muestra Diagrama Esfuerzo – Desplazamiento de Malla. Fuente: Google

Se puede apreciar que los aceros peruanos de grado 60 presentan un escalón de fluencia bien definido, a diferencia de las mallas electrosoldadas, que no muestran dicha característica en su comportamiento. Los resultados de los ensayos de tracción indican que la elongación de las mallas electrosoldadas es, en promedio, unas 4.5 veces menor que la del acero de refuerzo convencional.

## 2.5 Comportamiento Sísmico y Diseño de los Sistemas Estructurales

### 2.5.1 Comportamiento Sísmico de la Albañilería Confinada

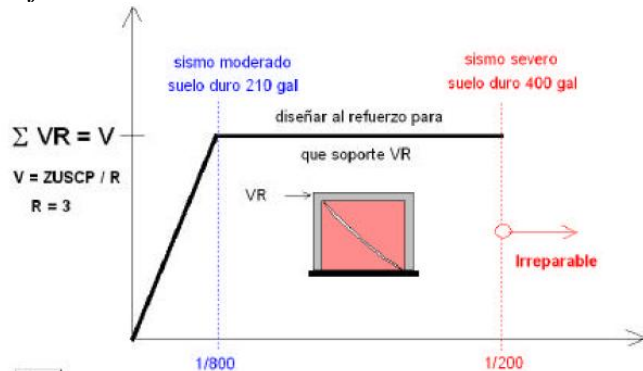
La norma establece un enfoque de diseño estructural basado en principios de resistencia y desempeño sísmico, aplicable a edificaciones de albañilería confinada de altura media, es decir, hasta cinco niveles.

El método de diseño considera que los muros deben responder elásticamente frente a sismos moderados o frecuentes, y que, ante terremotos severos, la falla ocurra por corte con una ductilidad limitada, de modo que el sistema estructural pueda ser reparado tras el evento.

Para cumplir con estos criterios, los elementos de confinamiento deben diseñarse para resistir la carga asociada al agrietamiento diagonal de los muros (conocida como VR), y, además, se debe garantizar que la estructura posea la resistencia y rigidez necesarias (ver Fig. 22).

### Figura 22

Objetivos de la técnica de diseño



Nota: La figura muestra la técnica de diseño. Fuente: Google

Los objetivos buscados en el método de diseño, son fundamentalmente:

1. Que la estructura se comporte elásticamente ante la acción de sismos moderados; y,
2. Que ante la acción de sismos severos la estructura sea reparable. En la fig. 22, V es el cortante basal; Z, U, S son los factores de zona, uso y suelo, respectivamente; C es el factor de amplificación sísmica; P es el peso del edificio; y R es el coeficiente de reducción. Estos parámetros son especificados en la norma sísmica peruana de SENCICO (2003).

Para alcanzar estos objetivos, es indispensable que, en ambas direcciones principales del edificio, la resistencia total aportada por los muros confinados ( $\Sigma VR$ ) sea al menos igual al cortante basal V. Asimismo, los elementos de confinamiento deben diseñarse para resistir la carga asociada al inicio del agrietamiento diagonal en los muros (VR). Estos conceptos han sido validados

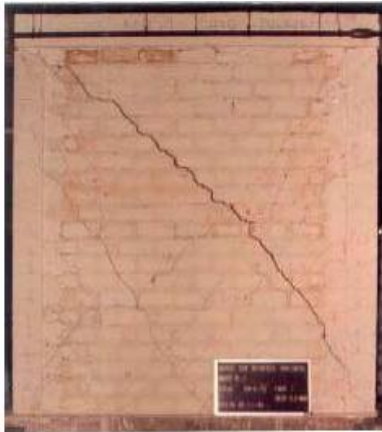
mediante análisis teóricos utilizando modelos inelásticos paso a paso, variando la densidad de muros en planta. También han sido corroborados por ensayos experimentales, los cuales han demostrado que:

1. Que el nivel de daños es reparable económicamente cuando las distorsiones inelásticas no superan el valor de  $1/200=0.005$ ; y,
2. Que no existe degradación de la resistencia lateral cuando los elementos de confinamiento se diseñan para soportar la carga que produce el agrietamiento diagonal de los muros (VR).

Este enfoque reconoce que, en edificaciones de albañilería confinada, la falla por corte en los primeros niveles es inevitable durante terremotos intensos. Esto se debe a que en estos muros —que presentan baja esbeltez— la deformación por corte predomina sobre la flexión cuando son sometidos a cargas coplanares. Sin embargo, los ensayos (ver Fig. 23) han demostrado que es posible otorgar cierto grado de ductilidad a los muros confinados, siempre que los elementos de confinamiento estén correctamente diseñados para soportar las fuerzas generadas por el agrietamiento diagonal.

### **Figura 23**

*Ensayos de carga lateral cíclica (izquierda) y de simulación sísmica de un módulo de tres pisos (derecha) por San Bartolomé, Quiun y Torrealva (1992)*



*Nota:* Ensayos de carga lateral cíclica y de simulación sísmica. Fuente: Google

- Como se ha señalado previamente, en este tipo de edificaciones se asume que la falla final ocurre por acción cortante en los niveles inferiores del edificio. Por ello, el diseño de los muros debe enfocarse en prevenir fallas frágiles y garantizar una adecuada integración entre el panel de albañilería y los elementos de confinamiento vertical, evitando que la mampostería se desprenda o se vacíe. Para lograr este objetivo, el diseño debe considerar los siguientes aspectos:

1. La verificación de la necesidad de refuerzo horizontal en el muro;
2. La verificación del agrietamiento diagonal en los entresijos superiores; y,
3. El diseño de los confinamientos para la combinación de fuerzas de corte, compresión o tracción y corte fricción.

- Las acciones internas utilizadas para diseñar los muros en cada entresijo “i” corresponden al escenario de un “sismo severo” ( $V_{ui}$ ,  $M_{ui}$ ), y se determinan amplificando los resultados del análisis elástico frente a un “sismo moderado” ( $V_{ei}$ ,  $M_{ei}$ ). Esta amplificación se realiza mediante el cociente entre el cortante de agrietamiento diagonal ( $V_{m1}$ ) y el cortante generado por el sismo moderado ( $V_{e1}$ ), ambos en el primer nivel. El factor de amplificación resultante debe estar dentro del rango de 2 a 3:

$$2 \leq V_{m1}/V_{e1} \leq 3$$

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

$$M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

A nivel internacional, no se cuenta con antecedentes de edificaciones de albañilería confinada con más de cinco niveles que hayan resistido sismos de gran magnitud. Por esta razón, se establece un límite de altura para este tipo de construcciones.

La experiencia obtenida tras eventos sísmicos severos ha demostrado que, en este tipo de estructuras, el primer nivel tiende a fallar por esfuerzo cortante (ver Fig. 24). Esto se debe a que en esa planta se concentran las mayores solicitaciones cortantes en los muros, además de generarse el momento flector máximo. Este momento incrementa la esbeltez (definida como  $M / (V \cdot L)$ ), lo cual reduce la capacidad de los muros del primer piso para resistir fuerzas cortantes ( $V_m$ ) en comparación con los niveles superiores.

Por otro lado, a medida que aumenta la intensidad del “sismo moderado”, también lo hacen las fuerzas internas ( $M_{ei}$ ,  $V_{ei}$ ) en todos los niveles, ya que la estructura aún opera dentro del rango elástico (ver Fig. 25). El agrietamiento diagonal en los muros del primer piso se produce una vez que la fuerza cortante  $V_{e1}$  alcanza la resistencia al corte  $V_{m1}$ . A partir de ese punto, durante un “sismo severo”, el cortante en el muro permanece constante debido a que el muro entra en un comportamiento plástico, impidiendo que absorba más fuerza sísmica. Como resultado, las acciones internas en ese muro se amplifican según la relación  $V_{m1}/V_{e1}$ . El incremento de demanda sísmica adicional se traduce en deformaciones dentro del muro agrietado y en una redistribución de fuerzas hacia otros muros que aún no han fallado, lo que puede generar fallas progresivas conforme estos últimos alcancen su resistencia máxima.

Por lo tanto, el factor de amplificación  $V_{m1}/V_{e1}$  es específico para cada muro y debe mantenerse dentro de un rango adecuado: no debe superar el valor de  $R = 3$ , ya que esto implicaría que el muro permanece en comportamiento elástico, ni ser menor a 2, que representa la proporción entre las fuerzas asociadas a un “sismo severo” y las de un “sismo moderado”.

**Figura 24**

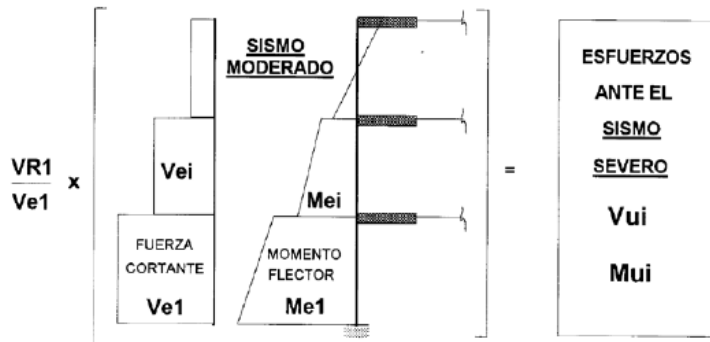
*Falla del primer nivel en vivienda de Albañilería Confinada. Sismo del 2001 en Tacna*



*Nota: La figura muestra la falla del primer nivel en vivienda. Fuente: Google*

**Figura 25**

*Esfuerzos ante el Sismo Severo*



*Nota: La figura muestra esfuerzos ante el sismo severo. Fuente: Google*

## **2.5.2 Diseño en Edificaciones de Albañilería Confinada**

### **2.5.2.1 Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros**

Todo muro confinado cuyo cortante bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte ( $V_u \geq V_m$ ), o que tenga un esfuerzo a compresión axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga,  $\sigma_m = P_m / (L_t)$ , mayor o igual que  $0,05 f_m$ , deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.

En edificaciones de más de tres niveles, todos los muros portantes del primer piso deben ser reforzados con refuerzo horizontal.

La cuantía del acero de refuerzo horizontal será:

$$\rho = \frac{A_s}{s t} \geq 0.001$$

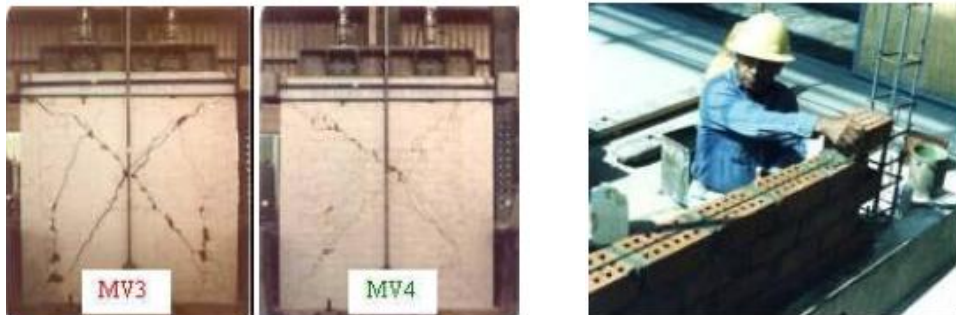
Las barras utilizadas para este refuerzo deben penetrar al menos 12.5 cm dentro de las columnas de confinamiento, terminando con un gancho de 90° orientado verticalmente y de 10 cm de longitud.

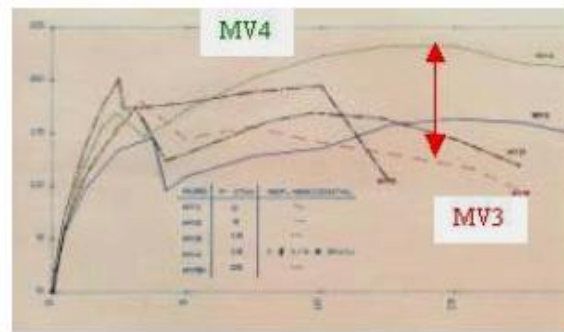
En edificaciones de hasta dos pisos, el uso de refuerzo horizontal puede ser prescindible, incluso si el muro presenta agrietamiento diagonal, a menos que el esfuerzo axial inducido por cargas verticales supere el 5% de  $f'm$ . Esta excepción se debe a que niveles elevados de carga axial reducen significativamente tanto la resistencia a cortante como la ductilidad del muro (ver Fig. 26).

El objetivo del refuerzo horizontal es “coser” la grieta diagonal que puede formarse durante un sismo, preservando la integridad del panel de albañilería y asegurando su conexión con los elementos de confinamiento. Este refuerzo debe ser continuo a lo largo del muro, y la cuantía mínima recomendada es de 0.001. Esta cantidad se considera nominal, ya que los ensayos han demostrado que incrementos mayores no mejoran de manera significativa la resistencia a cortante, aunque sí pueden aumentar la capacidad del muro para deformarse de forma inelástica, es decir, su ductilidad.

### Figura 26

*Ensayo de carga lateral cíclica. El muro MV3 carece de refuerzo horizontal, mientras que MV4 tiene una cuantía de 0.001. Ambos muros están sujetos a un esfuerzo axial de  $0.09f'm$ .*





*Nota:* La figura muestra el ensayo de carga lateral cíclica. Fuente: Google

### 2.5.2.2 Verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores

En todos los entrepisos ubicados por encima del primero ( $i > 1$ ), se deberá comprobar lo siguiente para cada muro confinado:

$$V_{mi} > V_{ui}$$

Si esta condición no se cumple, el entrepiso “i” también podría sufrir agrietamientos, y sus elementos de confinamiento deberán ser diseñados para resistir la fuerza  $V_{mi}$ , de manera análoga a lo que se requiere en el primer entrepiso.

Existe la posibilidad de que los entrepisos superiores al primero ( $i > 1$ ) presenten grietas diagonales.

Esto sucede cuando la fuerza cortante última ( $V_{ui} = V_{ei} \times (V_{m1} / V_{e1})$ ) supera la resistencia al corte del entrepiso, es decir,  $V_{mi}$ . No obstante, estos casos son poco comunes, ya que usualmente la fuerza cortante que actúa en los pisos superiores es menor que la del primer piso. Además, la resistencia al corte en niveles superiores suele ser mayor debido a su menor esbeltez estructural ( $M / (V \times L)$ ).

Una situación de este tipo puede surgir, por ejemplo, si la calidad del material de albañilería disminuye en los pisos superiores, o si un elemento estructural como una placa en el primer piso se reemplaza por albañilería confinada en el nivel siguiente.

### 2.5.2.3 Diseño de los elementos de confinamiento de los muros del primer piso y de los muros agrietados de pisos superiores

#### 2.5.2.3.1 Diseño de las columnas de confinamiento

Las fuerzas internas en las columnas se obtendrán aplicando las expresiones de la Tabla 17.

**Tabla 17**

*Fuerzas internas en columnas de confinamiento*

TABLA 11 FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	$V_c$ (fuerza cortante)	$T$ (tracción)	$C$ (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c \frac{V_{m1} h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Donde:

$$M = M_{u1} - 1/2 V_{m1} \cdot h \text{ ("h" es la altura del primer piso).}$$

$F = M/L$  = fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M".

$N_c$  = número de columnas de confinamiento (en muros de un paño  $N_c = 2$ )

$L_m$  = longitud del paño mayor ó  $0,5 L$ , lo que sea mayor (en muros de un paño  $L_m = L$ )

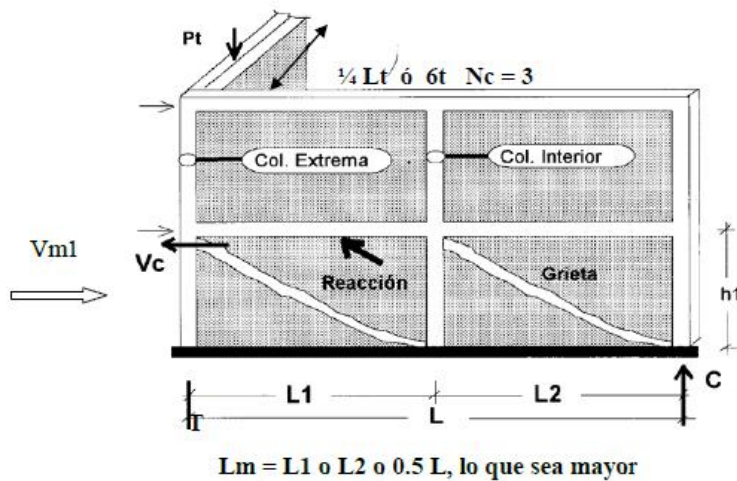
$P_c$  = es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna; y, carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria indicada en el Artículo 24 (24.6).

*Nota:* Datos tomados del Reglamento Nacional de Edificaciones (2006)

Los elementos que forman parte de las ecuaciones mostradas en la Tabla 17 se representan en la Figura 27. En situaciones donde la albañilería presenta grietas, se puede considerar que la totalidad de la carga vertical es soportada por las columnas, lo que implica que  $P_c = P_g / N_c + P_t$ .

**Figura 27**

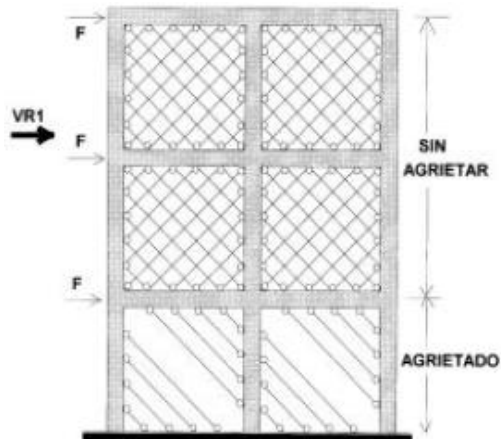
*Modelo para la obtención de esfuerzos en muros de varios paños*



*Nota:* La figura muestra los esfuerzos actuantes en los muros. Fuente: Google

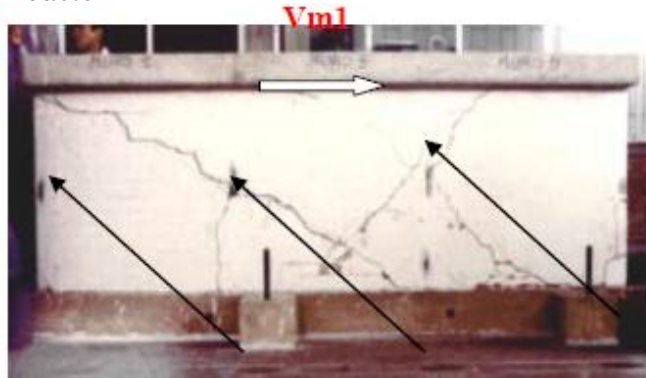
Las ecuaciones se obtuvieron a partir de modelos de pórticos planos (ver Fig. 28), donde la albañilería sin fisuras fue sustituida por bielas sometidas a esfuerzos de tracción y compresión. En los niveles con presencia de grietas, se eliminaron las bielas que estaban sometidas a tracción. Además, se reforzó el papel de las columnas ubicadas en los extremos, asignándoles la función de elementos de confinamiento para limitar el deslizamiento de las zonas agrietadas. Esto permite que dichas zonas sigan contribuyendo a la resistencia al corte (ver Fig. 29).

**Figura 28**  
Modelo 1



Nota: La figura muestra el diseño de muros agrietados y no agrietados. Fuente: Google

**Figura 29**  
Modelo 2



Nota: La figura muestra las fallas diagonales en los ensayos. Fuente: Google

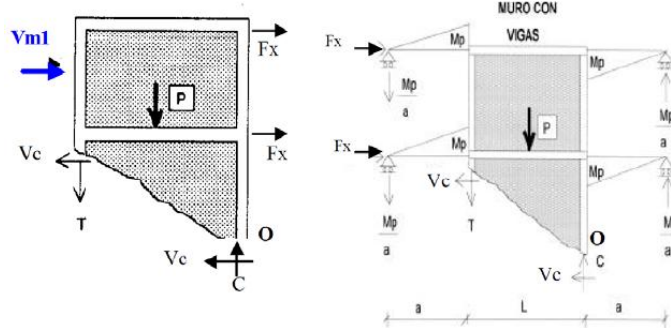
Las expresiones presentadas en la Tabla 17 también son aplicables a muros conformados por un solo paño (ver Figura 30), considerando que en este caso  $N_c = 2$  y  $L_m = L$ . Para ello, se supone que, en el momento en que se genera la fisura diagonal, las fuerzas de inercia están distribuidas de manera uniforme, de modo que  $F_x = V_m1 / N$ , siendo  $N$  el número de niveles del muro. Asimismo, se considera que cada columna resiste la mitad del cortante total, es decir,  $V_c = V_m1 / 2$ .

A partir del momento respecto al punto "O", se puede determinar la fuerza de tracción  $T$ ; luego, mediante el equilibrio de fuerzas verticales, se calcula la fuerza de compresión con  $C=T+P$ . En caso de que existan vigas de acoplamiento, se puede asumir que su punto de inflexión se sitúa en el centro de su longitud y que estas

vigas alcanzan el estado plástico bajo la acción de un sismo severo (ver Figura 30).

**Figura 30**

*Evaluación de fuerzas internas por equilibrio.*



*Nota:* La figura muestra las fuerzas internas de los muros. Fuente: Google

### a.1 Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento

El área de la sección de las columnas será la mayor de las que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna (15 t) en cm<sup>2</sup> (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006).

#### Diseño por compresión

El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna está arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso. El área del núcleo ( n A ) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006):

$$A_n = A_s + \frac{c}{\emptyset} - \frac{A_s F_y}{0.85 \delta f'c}$$

Donde:

$\emptyset = 0.7$  o  $0.75$ , según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente

$\delta = 0.8$  para columnas sin muros transversales

$d = 1$ , para columnas confinadas por muros transversales

Para calcular la sección transversal de la columna ( $A_c$ ), deberá agregarse los recubrimientos (ver fig. 31) al área del núcleo " $A_n$ "; el resultado no deberá ser menor que el área requerida por corte-fricción " $A_{cf}$ ". Adicionalmente, en los casos que la viga solera se discontinúe, el peralte de la columna deberá ser suficiente como para anclar al refuerzo longitudinal existente en la solera (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006).

### **Diseño por corte-fricción ( $V_c$ )**

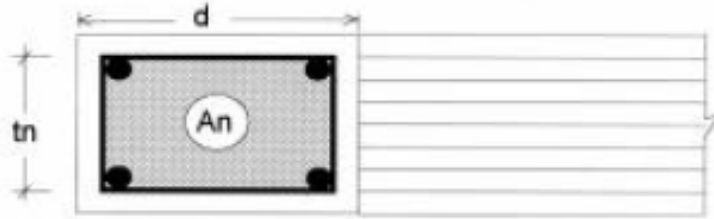
La sección transversal ( $A_{cf}$ ) de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006):

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 f'_c \phi} \geq A_c \geq 15t \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\text{Donde } \phi = 0.85$$

Las ecuaciones presentadas corresponden a las utilizadas en el diseño de elementos de concreto armado, conforme a la Norma E.060. No obstante, en el caso del diseño a compresión, se ha incorporado el factor de reducción de resistencia " $\phi$ ", el cual considera el incremento en el área sometida a compresión y el mayor nivel de confinamiento proporcionado por los muros transversales que rodean la columna en estudio. Se ha considerado, además, que la columna de confinamiento no presenta esbeltez, ya que la albañilería que la rodea impide su pandeo. En este contexto, el diseño busca prevenir la falla por aplastamiento del núcleo de concreto ( $A_n$ ), como se muestra en la Figura 31. Es importante destacar que, para que ocurra el aplastamiento de la albañilería (material más débil), primero debe fallar por trituración la columna de concreto (material más resistente).

**Figura 31**  
*Detalle de columnetas*



*Nota:* La figura muestra las variables a calcular de las columnetas. Fuente: Google

Es necesario remarcar que a veces, cuando la solera pierde continuidad, el área de la columna podría encontrarse gobernada por la longitud de anclaje que debe proporcionarse al refuerzo longitudinal de la viga solera.

### **a.2 Determinación del refuerzo vertical**

El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; adicionalmente, desarrollará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical ( $A_s$ ) será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción ( $A_{sf}$ ) y el refuerzo requerido por tracción ( $A_{st}$ ) (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006):

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \mu \phi}$$

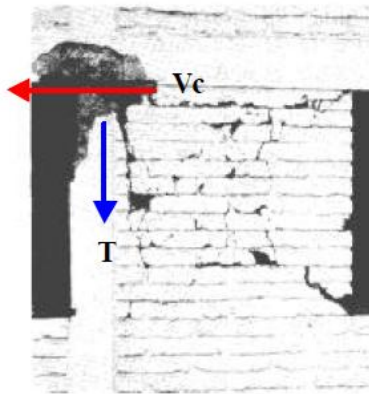
$$A_{st} = \frac{T}{f_y \phi}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.1 f'_c A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4 \phi 8mm)$$

donde: El factor de reducción de resistencia es  $\phi = 0,85$  El coeficiente de fricción es:  $\mu = 0,8$  para juntas sin tratamiento y  $\mu = 1,0$  para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento y sea intencionalmente rugosa.

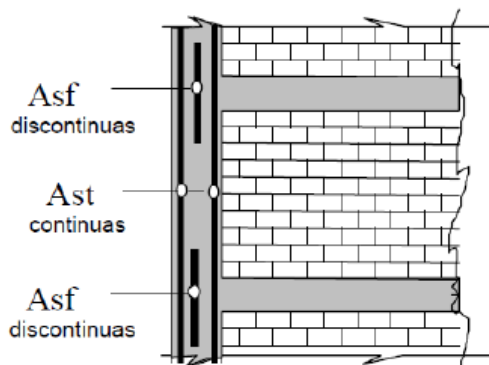
Tal como se muestra en la Fig.32, la fuerza de tracción  $T$  actúa en simultáneo con la de corte cizalle  $V_c$ , por lo que el área del refuerzo  $A_{sf}$  debe sumarse con  $A_{sf}$  en la zona del nudo (zona de falla). Sin embargo, el único refuerzo que necesariamente debe ser continuo es el debido a tracción ( $A_{st}$ ), mientras que el debido a cizalle puede recortarse (espigas), pero de tal forma que cuente con la suficiente longitud de anclaje en ambos lados del plano de falla (Fig. 33).

**Figura 32**  
*Falla por cizalle y tracción*



*Nota:* La figura muestra las fallas por cizalle y tracción. Fuente: Google

**Figura 33**  
*Refuerzo contra cizalle*



*Nota:* La figura muestra los refuerzos para evitar las fallas por cizalle. Fuente: Google

Cabe señalar que la forma de falla por cizalle combinada con tracción (Fig.33) es imposible controlarla mediante estribos, por lo que se debe recurrir a varillas verticales. Esta falla se presenta porque la grieta diagonal en la albañilería

reduce la sección transversal en la interfase columna-solera, que de por sí es débil por la junta de construcción existente entre ambos elementos, mientras que por debajo de la grieta diagonal, la albañilería aporta resistencia al corte.

Por otro lado, la expresión correspondiente al refuerzo vertical mínimo, es obtenida asumiendo que este refuerzo debe ser capaz de soportar la carga que produce la fisura por tracción del concreto (con resistencia unitaria del orden de  $0.1 f'_c$ ), con lo cual:  $T = 0.1 f'_c A_c = A_s f_y$ . Este refuerzo debe ser continuo y por lo menos debe consistir de 4 varillas de 8 mm de diámetro, con la finalidad de formar una canastilla que permita confinar al núcleo de concreto (Fig.31).

### a.3 Determinación de los estribos de confinamiento

Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser ya sea estribos cerrados con gancho a  $135^\circ$ , estribos de  $1 \frac{3}{4}$  de vuelta o zunchos con ganchos a  $180^\circ$ . En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o  $1,5 d$  (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006):

$$S_1 = \frac{A_v f_y}{0.3 A_v f'_c \left( \frac{A_c}{A_n} - 1 \right)}$$

$$S_2 = \frac{A_v f_y}{0.12 t_n f'_c}$$

$$S_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm}$$

$$S_4 = 10 \text{ cm}$$

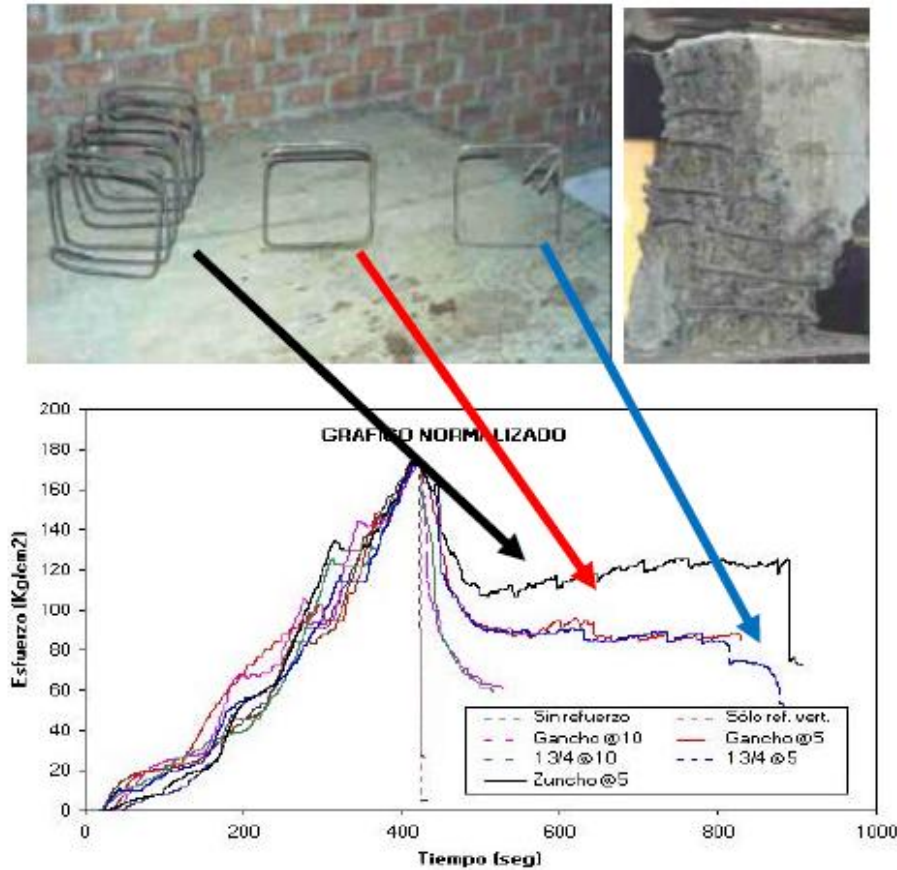
Donde “d” es el peralte de la columna, “ $t_n$ ” es el espesor del núcleo confinado y “ $A_v$ ” es la suma de las ramas paralelas del estribo.

El confinamiento mínimo con estribos será  $[\ ] 6\text{mm}, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25$  cm. Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión solera columna y estribos @

10 cm en el sobrecimiento (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006).

### Figura 34

Comportamiento según los estribos

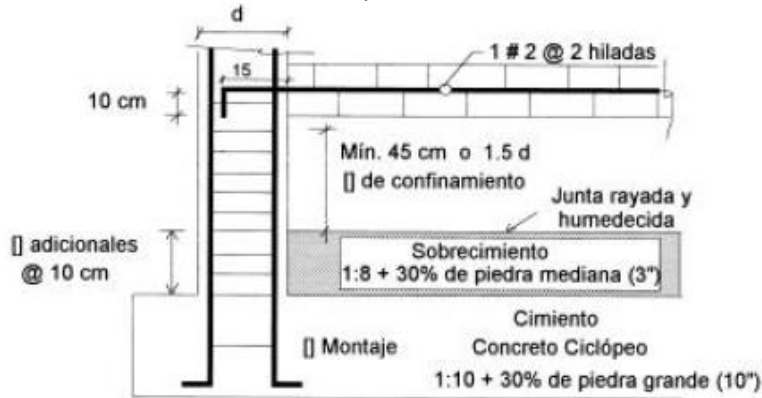


Nota: La figura muestra los ensayos con estribos. Fuente: Google

Las fórmulas 8.6.3-a.3, corresponden al diseño de estribos para controlar la expansión lateral del núcleo de concreto, producida por compresión en los extremos de las columnas (Fig.34), evitando de esta manera la trituración del concreto, aunque el recubrimiento puede fallar. Cabe destacar que ensayos de compresión (Fig.34) hechos en probetas rectangulares con estribos de 1 3/4 de vuelta (Fig.34), o con ganchos a 135° proporcionaron el mismo confinamiento al núcleo de concreto, mientras que mejores resultados se obtuvieron con el empleo de zunchos. El estribaje mínimo a utilizar se muestra en la Fig. 35.

**Figura 35**

*Detallado de la cimentación y encuentros*



*Nota:* La figura muestra detalles de encuentros. Fuente: Google

### 2.5.2.3.2 Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel

La solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a  $T_s$ :

$$T_s = V_u \frac{L_m}{2L}$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'_c A_{cs}}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8\text{mm})$$

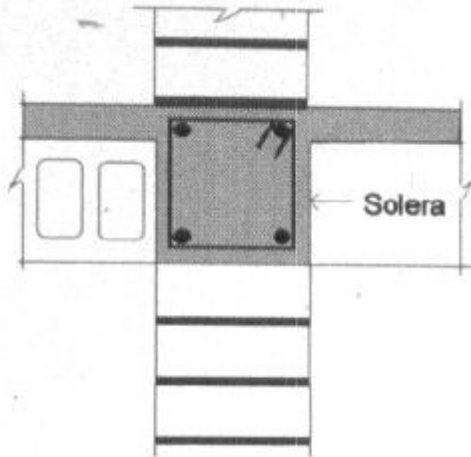
Donde  $\phi = 0.9$

$A_{cs}$  = *area de la sección transversal de la solera*

El área de la sección transversal de la solera ( $A_{cs}$ ) será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal ( $A_s$ ), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En la solera se colocará estribos mínimos: [] 6mm, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006).

Las vigas soleras no necesitan diseñarse a fuerza cortante, debido a que los pisos superiores proporcionan una gran área de corte vertical. Por ello, la sección transversal de la solera debe ser suficiente como para alojar al refuerzo longitudinal. Sin embargo, por la concentración de esfuerzos que produce la albañilería al trabajar como puntal (Fig. 36), es necesario agregar estribos mínimos en los extremos de las soleras y evitar la congestión de refuerzo en los nudos (Fig. 37), causante de posibles cangrejeras.

**Figura 36**  
*Conexión losa-viga*



*Nota:* La figura muestra detalles de conexión. Fuente: Google

**Figura 37**  
*Mala distribución del refuerzo*



*Nota:* La figura muestra la mala distribución del refuerzo. Fuente: Google

### **2.5.2.3.3 Diseño de los pisos superiores no agrietados**

a. Las columnas extremas de los pisos superiores deberán tener un refuerzo vertical ( $A_s$ ) capaz de absorber la tracción "T" producida por el momento flector ( $M_{ui} = M_e (V_{m1} / V_{e1})$ ) actuante en el piso en estudio, asociado al instante en que se origine el agrietamiento diagonal del primer entrepiso (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006).

$$F = \frac{M_u}{L}$$
$$T = F - P_c > 0$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'_c A_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8 \text{ mm}), \text{ donde } \phi = 0.9$$

b. El área del núcleo ( $A_n$ ) correspondiente a las columnas extremas de confinamiento, deberá diseñarse para soportar la compresión “C”. Para obtener el área de concreto ( $A_c$ ), deberá agregarse los recubrimientos al área del núcleo “ $A_n$ ” (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006):

$$C = P_c + F$$

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0.85 \delta f'_c}$$

Dónde:  $\phi = 0,7$  o  $0,75$ , según se emplee estribos cerrados o zunchos, respectivamente.

$\delta = 0.8$  para columnas sin muros transversales

$\delta = 1$  para columnas confinadas para muros transversales

c. Las columnas internas podrán tener refuerzo mínimo (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006).

d. Las soleras se diseñarán a tracción con una fuerza igual a “ $T_s$ ” (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006):

$$T_s = V_u \frac{L_m}{2L}$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'_c}{f_y} \dots (\text{mínimo: } 4\phi 8 \text{ mm})$$

e. Tanto en las soleras como en las columnas de confinamiento, podrá colocarse estribos mínimos: [ ] ¼”, 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm (NORMA TÉCNICA E.070 ALBAÑILERÍA, 2006).

En los pisos superiores no agrietados, donde  $V_{mi} > V_{ui} = V_{ei}(V_{m1}/V_{e1})$ , la albañilería trabaja al 100% a fuerza cortante, por lo que la interfase columna-solera no necesita diseñarse a corte-fricción. Asimismo, las columnas interiores

presentan escasa compresión o tracción por flexión, por lo que ellas deberían mas bien diseñarse como elementos de arriostre de la albañilería sujeta a cargas perpendiculares a su plano. Sin embargo, puesto que la resistencia a tracción por flexión de la albañilería simple es pequeña (del orden de 5 kg/cm<sup>2</sup> para el caso de ladrillos de arcilla), es necesario reforzar a las columnas extremas de modo que puedan absorber la acción del momento flector ( $F = M_u / L$ ).

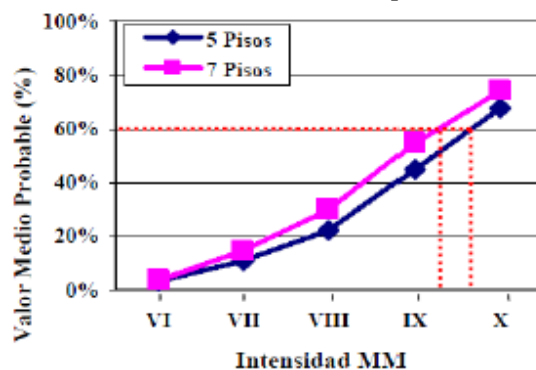
### 2.5.3 Diseño en Edificaciones de Albañilería Confinada

De acuerdo al estudio “DESEMPEÑO SISMORESISTENTE DE EDIFICIOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA”, realizado por Alejandro Muñoz (Profesor Principal, Pontificia Universidad Católica del Perú.) se realizaron las curvas y matrices de daño donde se obtuvo para cada EMDL una relación directa entre la intensidad y el valor medio probable del daño (Figura 38).

Generalmente, una edificación se considera irreparable cuando el nivel de daño supera el 60%. A partir de la relación entre intensidad sísmica y valor medio probable determinada para dos EMDL, se obtuvieron las intensidades correspondientes al umbral de daño irreparable, las cuales se presentan en las figuras siguientes.

**Figura 38**

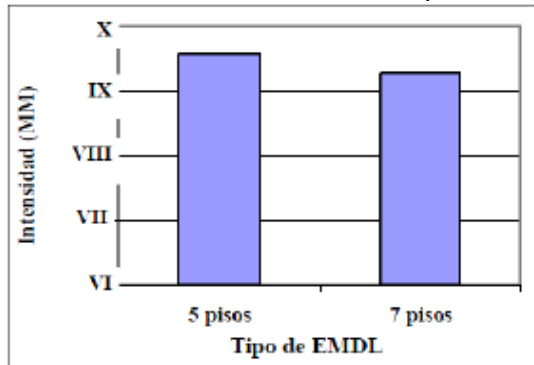
*Relación IMM-VMP del daño para EMDL de 5 pisos y 7 pisos*



*Nota:* La figura muestra la Relación IMM-VMP. Fuente: Google

**Figura 39**

*Intensidad asociada al daño irreparable para los EMDL de 5 y 7 pisos*



*Nota:* La figura muestra la intensidad asociada al daño irreparable. Fuente: Google

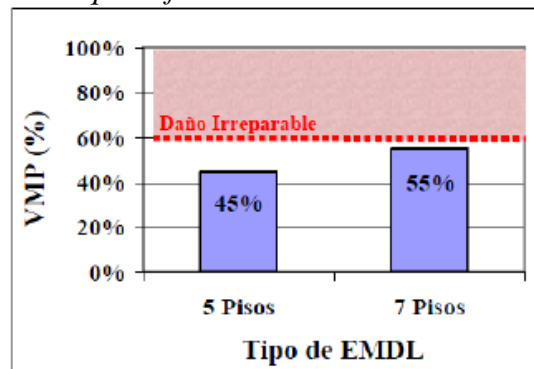
En la costa peruana los sismos severos (500 años de periodo de retorno) tienen asociada una aceleración pico de 0.4g y una intensidad de IX MM. (Alva, 1993) Según las matrices de daño se obtuvieron valores de daño medio que sufrirían los EMDL ante sismos severos.

La Figura 40, como se observa, los resultados sugieren que el daño medio sería menor al 60%, y por tanto, los EMDL podrían ser reparados en estos eventos severos.

En la costa peruana los sismos moderados (50 años de periodo de retorno) tienen asociada una aceleración pico de 0.25g y una intensidad de VII MM. (Alva, 1993). Los resultados (Figura 41) muestran que ante un sismo moderado ambos EMDL tendrían un daño moderado.

**Figura 40**

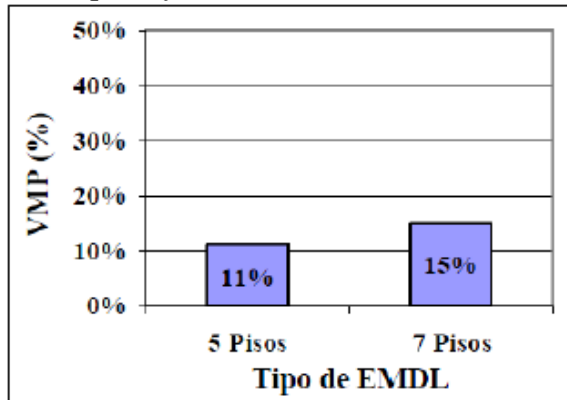
*Daño que sufrirían los EMDL en un sismo severo*



*Nota:* La figura muestra los daños de las EMDL ante un sismo severo. Fuente: Google

**Figura 41**

*Daño que sufrirían los EMDL en un sismo moderado*



*Nota:* La figura muestra los daños de las EMDL ante un sismo moderado. Fuente: Google

La investigación realizada por el Ing. Muñoz se fundamentó en la opinión de especialistas peruanos y permitió obtener curvas de fragilidad y matrices de daño para edificaciones de ductilidad limitada con 5 y 7 niveles. Los hallazgos revelaron que los edificios típicos de 5 pisos con estas características alcanzarían un nivel de daño irreparable ( $FDM > 60\%$ ) ante intensidades sísmicas iguales o superiores a IX en la escala de Mercalli Modificada (MM).

Para sismos frecuentes, con un periodo de retorno de 50 años, los resultados indican que el daño sería reparable, con un Factor de Daño Medio cercano al 10%. En contraste, frente a sismos poco frecuentes, con un periodo de retorno de 500 años, se espera un daño aún reparable, con un FDM aproximado del 45%.

#### **2.5.4 *Diseño en Edificaciones de Albañilería Confinada***

##### **2.5.4.1 Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros**

Como se indicó anteriormente, los edificios con muros de ductilidad limitada (EMDL) presentan un sistema estructural en el que la resistencia frente a cargas sísmicas y gravitacionales en ambas direcciones es proporcionada por muros de concreto armado, los cuales no están diseñados para soportar grandes desplazamientos inelásticos. Estos muros suelen tener espesores delgados, carecen

de extremos confinados y el refuerzo vertical se organiza en una única hilera. Los entrepisos están conformados por losas macizas o aligeradas que funcionan como diafragmas rígidos.

Este sistema constructivo permite un máximo de hasta 7 niveles.

En caso se utilice en edificaciones más altas, los niveles ubicados por debajo de los seis últimos pisos deberán estar estructurados con muros de concreto armado de al menos 15 cm de espesor, lo que posibilita el confinamiento de los extremos mediante estribos. Para el análisis y diseño sísmico, debe considerarse un factor de reducción de respuesta  $R = 4$ , o bien  $R=3$  (equivalente a  $4 \times \frac{3}{4}$ ) si la edificación presenta irregularidades.

#### **Figura 42**

*Altura máxima 7 pisos y  $R = 4$  o  $\frac{3}{4} \cdot 4$*



*Nota:* La figura muestra la altura máxima de EMDL. Fuente: Google

#### **2.5.4.2 Modelo para el Análisis de los EMDL**

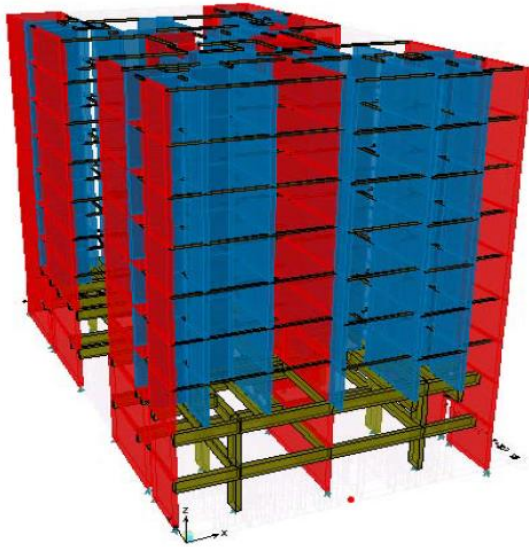
Para representar adecuadamente la rigidez global del edificio y la distribución de las fuerzas internas, es necesario desarrollar un modelo estructural que considere la interacción entre muros ubicados en direcciones ortogonales. Esto implica compatibilizar las deformaciones verticales en las zonas compartidas por

los muros en ambas direcciones, tanto bajo cargas sísmicas como gravitacionales.

Como opción de análisis, pueden utilizarse modelos pseudo-tridimensionales basados en pórticos planos, incorporando el efecto de los muros perpendiculares. En este enfoque, la longitud de la aleta que contribuye a la rigidez en cada lado del alma del muro debe ser el menor valor entre el 10% de la altura total del muro y la mitad de la distancia al muro paralelo más próximo.

**Figura 43**

*Análisis Tridimensional*

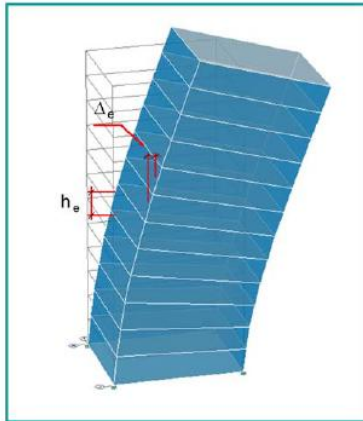


*Nota:* La figura muestra un análisis tridimensional. Fuente: Google

**2.5.4.3 Desplazamientos Laterales Permisibles**

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, dividido entre la altura de entrepiso, no deberá exceder de 0,005 (NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE, 2017).

**Figura 44**  
*Límite para distorsión de entrepiso*



$$\left( \frac{\Delta_e}{h_e} \right)_{MAX} \leq 0.5 \%$$

*Nota:* La figura muestra los desplazamientos laterales. Fuente: Google

Cuando se utilicen vigas de acoplamiento entre muros con el objetivo de controlar los desplazamientos laterales, estas deben ser diseñadas para asegurar un comportamiento dúctil y contar con un espesor mínimo de 0,15 metros.

**Figura 45**  
*Vigas de Acoplamiento*



*Nota:* La figura muestra las vigas de acoplamiento. Fuente: Google

#### **2.5.4.4 Irregularidades en altura y requisitos de diseño**

En edificaciones que presenten muros discontinuos, se deberán cumplir las siguientes condiciones:

a) Para evitar la formación de pisos blandos en cualquier nivel, el área transversal de muros en cada dirección no podrá ser inferior al 90% del área correspondiente al entrepiso inmediatamente superior.

b) Al menos el 50% de los muros deberá ser continuo a lo largo de toda la altura del edificio, y su área no debe ser menor al 50% del área total de muros en la dirección analizada.

c) La resistencia y rigidez del entrepiso donde se presenta la discontinuidad, así como de los niveles directamente superior e inferior, deberá ser proporcionada únicamente por los muros que mantengan continuidad en todos los pisos.

d) El sistema de transferencia (parrilla, losa y elementos verticales de soporte) se deberá diseñar empleando un factor de reducción de fuerzas sísmicas (RST) igual al empleado en el edificio,  $R$  dividido entre 1,5, es decir,  $RST = R/1,5$ .

e) De manera excepcional, se permitirá una densidad de muros continuos menor a la indicada en el punto b), únicamente en los entrepisos de sótanos. En tales casos, podrá emplearse un sistema de transferencia ubicado en el techo del sótano, el cual deberá diseñarse según los principios de diseño por capacidad, siguiendo lo establecido en el acápite 4.2 de la normativa para estructuras de concreto armado en edificaciones de ductilidad limitada (EMDL), además de cumplir con lo señalado en el punto d).

El proyectista deberá incluir una memoria descriptiva y cálculos

estructurales que detallen el diseño del sistema de transferencia y de los principales muros con función sísmica.

#### **2.5.4.5 Especificaciones Normativas para Diseño en Concreto Armado en el caso de Edificaciones con Muros de Ductilidad Limitada (EMDL)**

##### 1. Materiales

1.1. En edificaciones de muros de ductilidad limitada (EMDL), la resistencia mínima del concreto debe ser de  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , excepto en los sistemas de transferencia, donde se requiere una resistencia de  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ .

1.2. El diseño de mezclas para muros con espesores reducidos debe considerar adecuadamente la trabajabilidad del concreto.

1.3. El acero utilizado como refuerzo en los muros debe ser dúctil, de grado 60, conforme a las normas ASTM A615 y ASTM A706.

1.4. Se permite el uso de malla electrosoldada corrugada que cumpla con las especificaciones ASTM A496 y A497, siempre que se respeten las restricciones señaladas en el punto 2.2.

##### 2. Diseño de Muros

2.1. El espesor mínimo permitido para muros de ductilidad limitada es de 10 cm.

2.2. En edificaciones de hasta tres pisos, se puede utilizar malla electrosoldada como refuerzo distribuido. En construcciones con más de tres niveles, su uso se limita a los pisos superiores, mientras que en el tercio inferior del edificio debe emplearse acero que cumpla con lo indicado en el punto 1.3.

2.3. En todos los casos, el refuerzo concentrado en los extremos de los muros debe cumplir con las especificaciones establecidas en 1.3.

2.4. Cuando se utilice malla electrosoldada, para efectos de diseño se deberá considerar un esfuerzo de fluencia máximo de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

2.5. En edificios de más de tres pisos, deberá proveerse del refuerzo necesario para garantizar una resistencia nominal a flexo compresión del muro por lo menos igual a 1,2 veces el momento de agrietamiento de su sección. Esta disposición podrá limitarse al tercio inferior del edificio y a no menos de los dos primeros pisos.

2.6. Se deberá considerar la profundidad del eje neutro "c" en el diseño de muros de ductilidad limitada.

$$c < \frac{l_m}{600 \times \frac{\Delta_m}{h_m}}$$

Donde:

- $h_m$  la altura total del muro y
- $l_m$  es la longitud del muro en el plano horizontal,  $\Delta_m$  es el desplazamiento del nivel más alto del muro, correspondiente y que debe ser calculado de acuerdo al artículo 16.4 de la NTE E.030.

Para determinar la profundidad del eje neutro "c", debe tomarse en cuenta la contribución de los muros perpendiculares (aletas), considerando como longitud efectiva de cada aleta el menor valor entre el 10% de la altura total del muro y la mitad de la distancia al muro paralelo más cercano. Se debe adoptar el valor máximo de "c" obtenido al evaluar la compresión en ambos lados del muro.

2.7. Si el valor de “c” no satisface lo establecido en el artículo 2.6, será obligatorio confinar los extremos del muro utilizando estribos cerrados. Para ello, el espesor del muro deberá incrementarse hasta un mínimo de 0,15 metros. Los estribos de confinamiento deberán tener un diámetro no menor a 8 mm y un espaciamiento máximo equivalente a 12 veces el diámetro de la barra vertical, sin exceder los 0,20 metros.

2.8. En caso de que, según lo indicado en el punto 2.6, no sea necesario confinar los extremos del muro, el refuerzo deberá distribuirse de tal manera que su cuantía no sobrepase el 1% del área donde se encuentra colocado.

2.9. La fuerza cortante última de diseño ( $V_u$ ) debe ser mayor o igual que el cortante último proveniente del análisis ( $V_{ua}$ ) amplificado por el cociente entre el momento nominal asociado al acero colocado ( $M_n$ ) y el momento proveniente del análisis ( $M_{ua}$ ), es decir:

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

Para el cálculo de  $M_n$  se debe considerar como esfuerzo de fluencia efectivo  $1.25 f_y$  La mitad superior del edificio podrá usarse 1.5 como valor máximo del cociente ( $M_n/M_{ua}$ ).

2.10. La resistencia al corte de los muros, se podrá determinar con la expresión:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = \phi \left( A_c \alpha \sqrt{f'_c} \right) + \phi (A_c \rho_h f_y)$$

Donde  $\phi = 0.85$ , “ $A_c$ ” representa el área de corte en la dirección analizada, “ $\rho_h$ ” la cuantía horizontal del muro y “ $\alpha$ ” es un valor que depende del cociente entre la altura total del muro “ $h_m$ ” (del suelo al nivel más alto) y la longitud

del muro en planta  $l_m$ .

$$\text{Si } \left(\frac{h_m}{l_m}\right) \leq 1.5 \quad \alpha = 0.8$$

$$\text{Si } \left(\frac{h_m}{l_m}\right) \geq 1.5 \quad \alpha = 0.53$$

*Si  $1.5 < \left(\frac{h_m}{l_m}\right) < 2.5$   $\alpha$  se obtiene interpolando entre 0.8 y 0.53*

$$\text{El valor máximo de } V_n \text{ será } V_n < 2.7A_c\sqrt{f'_c}$$

2.11. El refuerzo vertical distribuido debe garantizar una adecuada resistencia al corte fricción ( $\Phi V_n$ ) en la base a todos los muros. La resistencia al corte fricción deberá calcularse como:

$$\Phi V_n \geq \Phi \mu (N_u + A_v f_y)$$

Donde la fuerza normal última ( $N_u$ ) se calcula en función de la carga muerta ( $N_m$ ) como  $N_u = 0.9 N_m$ , el coeficiente de fricción debe tomarse como  $\mu = 0.6$ , y  $\Phi = 0.85$ . Excepcionalmente cuando se prepare adecuadamente la junta se tomará  $\mu = 1.0$  y el detalle correspondiente se deberá incluir en los planos.

2.12. El refuerzo vertical de los muros debe anclarse correctamente en la platea de cimentación (o en la losa de transferencia), con el fin de garantizar que pueda desarrollar su resistencia máxima a tracción. Este anclaje puede realizarse mediante barras rectas o con ganchos estándar de  $90^\circ$ , y en ambos casos las longitudes de anclaje deben cumplir con lo establecido en la Norma Técnica E.060.

2.13. Cuando excepcionalmente se decida empalmar por traslape todo el acero vertical de los muros de un piso, la longitud de empalme ( $l_e$ ) deberá ser como mínimo dos veces la longitud de desarrollo ( $l_d$ ), es decir  $l_e = 2 l_d$ . En los casos de mallas electrosoldadas se deberá usar  $l_e = 3 l_d$ .

2.14. El recubrimiento mínimo del acero de refuerzo en los extremos de los muros debe ser de 2,5 cm. Cuando los elementos estén en contacto directo con el suelo, se deberá aumentar el espesor del muro para garantizar un recubrimiento mínimo de 4 cm.

2.15. La cuantía mínima de refuerzo vertical y horizontal de los muros deberá cumplir con las siguientes limitaciones:

Si  $V_u \geq 0.5 \phi V_c$  entonces  $\rho_h \geq 0.0025$  y  $\rho_v \geq 0.0025$

Si  $V_u < 0.5 \phi V_c$  entonces  $\rho_h \geq 0.0020$  y  $\rho_v \geq 0.0015$

Si  $\frac{hm}{lm} < 2$  la cuantía vertical de refuerzo no deberán ser menor que la cuantía horizontal

Estas cuantías son aplicables indistintamente a la cuantía de acero.

### 3. Diseño de losas de entrepiso y techo

3.1. Se podrá emplear malla electrosoldada para el diseño de las losas, debiéndose cumplir los espaciamientos máximos indicados en el artículo 11.5.4 de la Norma E-060 de Concreto Armado.

3.2. Se podrá emplear redistribución de momentos hasta en un 20 %, sólo cuando el acero de refuerzo cumpla con 1.3.

### 4. Sistemas de Transferencia

4.1) En edificios con muros discontinuos pero que satisfacen los requerimientos del acápite

4.1.b de las especificaciones complementarias de diseño sismorresistente, el sistema de transferencia (parrilla, losa y elementos verticales de soporte) se deberá diseñar empleando un factor de reducción de fuerzas sísmicas (RST) igual al

empleado en el edificio R dividido entre 1,5, es decir  $RST = R / 1,5$ .

En los edificios con muros discontinuos descritos en el acápite 4.1.e de las especificaciones complementarias de diseño sismorresistente, para todos los muros que descansan en el nivel de transferencia, se calcularán las resistencias nominales a flexión ( $M_n$ ) asociadas a cada valor de la carga axial,  $P_u$ . Los valores de  $M_n$  y  $P_u$  se amplificarán por 1,2 y se usarán en las combinaciones de diseño usuales en las que se incluirán además las cargas directamente aplicadas en el nivel de transferencia.

## Capítulo III

### Marco Metodológico

#### 3.1 Antecedentes

El desarrollo del trabajo comprende las siguientes etapas:

- Recopilación de la Información
- Trabajos de Campo
- Ensayos de Laboratorio
- Análisis Estructural de cada Sistema Estructural.

#### 3.2 Recopilación de la información

##### 3.2.1 *Disposiciones Arquitectónicas para el Edificio Multifamiliar Tipo*

El proyecto arquitectónico del Edificio Multifamiliar Tipo siguió todos los parámetros establecidos de la norma peruana E-010, las cuales se mencionaron en el marco teórico. Además de cumplir con los requisitos impuestos en el “PLAN DIRECTOR DE LA CIUDAD DE TACNA DEL 2015 - 2025”.

Por otro lado, para la elección del lugar donde se proyectará el edificio en mención, se siguió los planos de Zonificación Urbana y Zonas Geológicas de Tacna; el cual considera al lugar como un área Residencial y cataloga a la zona donde se establecerá el Edificio como Zona Residencial con Densidad Alta.

La Ubicación corresponde a las intersecciones de la Av. Municipal interceptada con la Av. Ecológica, en el Distrito Gregoria Albarracín Lanchipa.

**Figura 46**

*Ubicación del área a proyectar de los edificios multifamiliares*



*Nota:* La figura muestra la ubicación de la edificación. Fuente: Google Earth

El Edificio posee 4 departamentos por nivel, con dimensiones entre los 78.73 m<sup>2</sup> y 75.40 m<sup>2</sup>, con lo cual las familias tendrán opción a elegir el departamento que más se asemeje a sus necesidades.

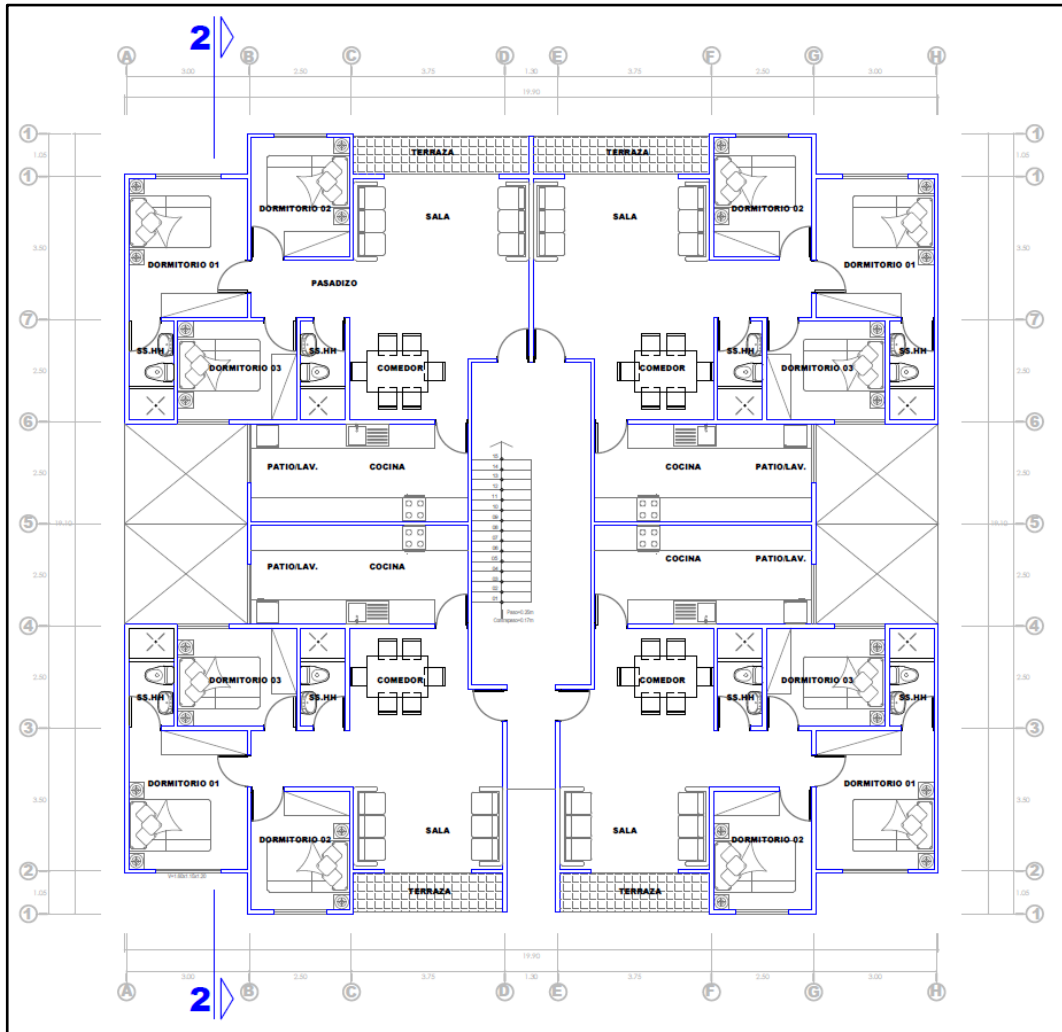
Cada departamento cuenta con 1 sala comedor, 1 hall, 3 dormitorios, 2 SS.HH. y una cocina lavandería. Además, el sistema de agua potable será mixto, contando con una cisterna y un tanque elevado. A continuación, se presenta un cuadro con el área requerida para cada departamento y usos comunes.

**Tabla 18***Cuadro de áreas del edificio tipo*

<b>Áreas ocupadas</b>		<b>Áreas libres</b>	
<b>PISO 1</b>		<b>PISO 1</b>	
Departamento 1A	78.73	Pasillo	20.90
Departamento 1B	75.40	Escaleras	5.08
Departamento 1C	78.73		
Departamento 1D	75.40		
<b>PISO 2</b>		<b>PISO 2</b>	
Departamento 2A	78.73	Pasillo	20.90
Departamento 2B	75.40	Escaleras	5.08
Departamento 2C	78.73		
Departamento 2D	75.40		
<b>PISO 3</b>		<b>PISO 3</b>	
Departamento 3A	78.73	Pasillo	20.90
Departamento 3B	75.40	Escaleras	5.08
Departamento 3C	78.73		
Departamento 3D	75.40		
<b>PISO 4</b>		<b>PISO 4</b>	
Departamento 4A	78.73	Pasillo	20.90
Departamento 4B	75.40	Escaleras	5.08
Departamento 4C	78.73		
Departamento 4D	75.40		
<b>PISO 5</b>		<b>PISO 5</b>	
Departamento 5A	78.73	Pasillo	20.90
Departamento 5B	75.40	Escaleras	5.08
Departamento 5C	78.73		
Departamento 5D	75.40		
<b>PARCIAL</b>	<b>1541.25</b>	<b>PARCIAL</b>	<b>129.85</b>
<b>AREA TOTAL</b>		<b>1 671.10</b>	

*Nota:* Fuente Propia

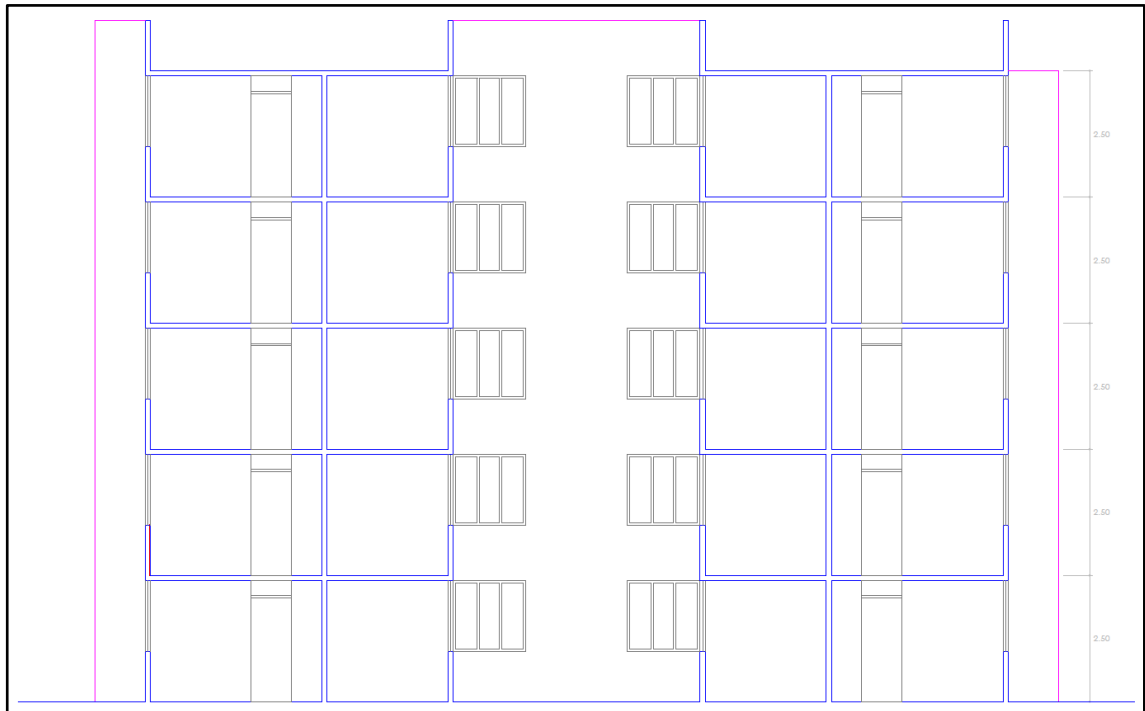
**Figura 47**  
*Planta de arquitectura del piso típico*



*Nota:* La figura muestra la planta de arquitectura. Fuente: Propia

**Figura 48**

*Corte de arquitectura 2-2*



*Nota:* La figura muestra el corte de la edificación. Fuente: Propia

### **3.2.2 Experiencias Nacionales**

El trabajo se inició visitando las principales edificaciones que se construyeron en la ciudad de Lima con el sistema de ductilidad limitada, se puso interés en estas edificaciones por ser edificaciones nuevas donde se contaba con planos, ensayos de laboratorio y la presencia de empresas constructoras presentes. Se identificó tipologías estructurales y se anotaron algunas características del proceso constructivo. Se estudió el sistema estructural de estos sistemas desde el punto de vista de las normas actuales todas estas ya mencionadas en el marco teórico (punto 2.5).

Además de Estudios Realizados en la PUCP (Ing. A. San Bartolomé) y la UNI (Cismid).

### **3.2.3 Experiencias Locales**

En la localidad Tacna se encuentran algunas edificaciones recientes en base a muros de ductilidad limitada, como son los edificios de MDL de la Inmobiliaria Altozano, contrariamente a lo que ocurre con las edificaciones de albañilería confinada, como se mencionó en los Antecedentes, estas se encuentran presentes en módulos de edificaciones multifamiliares albañilería Confinada (ENACE). Pese a ello se visitó las edificaciones locales en base a albañilería confinada y se rescataron criterios de configuración y estructuración para la elección de la arquitectura del edificio tipo.

## **3.3 Trabajos de campo**

### **3.3.1 Mecánica de suelos**

Para fines de estudio de Suelos de Cimentación se tomó el estudio de mecánica de suelos realizado a un conjunto residencial ubicado a 15 m del área del edificio tipo, el cual cuenta con lo estipulado en la norma E.050 de Suelos y Cimentaciones. Como una forma de corroboración de resultados se procedió a realizar un programa de investigación.

#### **A. Programa de Investigación**

Para determinar el programa de investigación mínimo según lo estipulado en la norma E.50 se clasificó la edificación según el tipo de estructura.

Según esta clasificación las estructuras planteadas pertenecen a la categoría A (Muros Portantes entre 4 y 8 pisos con distancia entre apoyos < 12 m)

#### **a. Número “n” de puntos a investigar**

Se determinó el número mínimo de puntos a investigar según lo estipulado en la norma E.50, de donde se obtuvo un número de 3 calicatas, que fueron las que

se realización en el estudio del conjunto residencial.

#### b. Ubicación de Calicatas

Para la ubicación de las calicatas se tuvo cuenta los siguientes criterios:

- Primeramente, se concibió todo el Proyecto Arquitectónico; el cual permitió definir con precisión la zona donde habrá la mayor incidencia de cargas de la Estructura; y su vez también las partes más críticas a cimentar. Siendo éste pues el criterio más importante que se ha tenido para la ubicación de dichas calicatas. Asimismo se ubicaron las calicatas de tal forma que las muestras extraídas sean representativas del terreno en donde se proyectarán las estructuras.
- Se ha considerado ubicar la primera calicata dentro del área de mayor incidencia de cargas en el área proyectada al núcleo de escaleras.
- La segunda calicata fue ubicada en la parte lateral de la estructura destinada al muro más cargado.
- La tercera calicata se ubicó en la parte en una de las esquinas del edificio, atendiendo al criterio técnico de la posibilidad de producirse asentamientos diferenciales.

#### c. Extracción de Muestras

El muestreo se realizó según lo estipulado en la norma E.50. Se verificó que las muestras fueran representativas de cada estrato, las mismas que fueron colocadas en bolsas plásticas de color negro, a fin de evitar la pérdida de su contenido de humedad natural; también se las codificó colocándoles una etiqueta, para su fácil identificación en laboratorio, la cantidad de una muestra fue de 5kg. Por cada estrato. Para la identificación de las muestras de cada estrato se utilizó el siguiente tipo de codificación:

<p style="text-align: center;">EDIFICIO TIPO          FAIN-ESIC-TESIS-PDFS          C01 – E1          POTENCIA: 0.85 m.          COLOR: Pardo oscuro          PESO: 5 Kg.</p>
---

Donde:

C- 01: Calicata 1.

E1: Estrato número 1.

d. Ensayos de Laboratorio

Los ensayos de laboratorio realizados fueron los siguientes:

**Tabla 19**

*Ensayos de Laboratorio*

Ensayo	Norma Aplicable
Análisis Granulométrico	ASTM D 422
Peso Específico de Sólidos	ASTM D 854
Contenido de Humedad	ASTM D 2216 - ASTM D 4643
Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)	ASTM D 2487
Descripción visual – manual	ASTM D 2488
Límite Líquido y Plástico	ASTM D 4318
Triaxial consolidado no drenado	ASTM D 4767
Límite de Contracción	ASTM D 427

*Nota:* Fuente Propia

e. Compatibilización de Perfiles Estratigráficos

Después de verificar los ensayos antes mencionados de las muestras representativas de cada estrato se procedió a la clasificación de suelos de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos –SUCS (ASTM D 2487) y los resultados de esta clasificación fueron comparados con la descripción visual – manual (ASTM D2488) obtenida para el perfil estratigráfico de campo,

procediéndose a compatibilizar las diferencias existentes a fin de obtener el perfil estratigráfico definitivo.

De la investigación realizada a la calicata se aprecia que un primer estrato superficial compuesta por arcilla orgánica típico de la zona de cultivo y seguidamente se tiene un estrato de gran potencia de grava gruesa mal graduada con presencia de arena y finos de color marrón claro, secas medianamente densa, sus elementos gruesos son sub redondeadas, de superficie lisa y rugosa, duras, sanas, de buen peso específico, se estima que este estrato tiene más de 10 m. de profundidad. El segundo estrato de gran potencia pertenece a un GP-GM.

#### B. Presión Admisible

Para la determinación de la capacidad portante se emplearon las ecuaciones deducidas por Terzaghi, así mismo se ha empleado un factor de seguridad frente a la falla por corte según lo siguiente:

Solicitaciones máximas de sismo:

$FS = 3.0$  Siendo el valor adoptado para el diseño de la cimentación en el presente proyecto el de  $2.35 \text{ Kg / cm}^2$

#### C. Profundidad de Cimentación

La profundidad mínima de cimentación fue determinada teniendo en consideración los perfiles estratigráficos y las propiedades físicas de cada estrato encontrados en las calicatas estudiadas. Se estableció según este criterio una profundidad mínima de 1.30 m

Asimismo, se tuvo en consideración que el peralte mínimo recomendado para la platea de cimentación es de 25.0 cm con el fin de tener elementos rígidos en concordancia con la hipótesis de vigas perimetrales empotradas en la losa

cimentación; esta rigidez disminuye además la posibilidad de figuración en el concreto, la que es inconveniente en un elemento enterrado por la posibilidad de corrosión. Este peralte permite también el anclaje de la armadura de las placas, que una zona sísmica como Tacna debe siempre poder trabajar en tracción.

De las dos recomendaciones anteriores significa que se debe tener una profundidad mínima de 1.30 m y realizar un relleno controlado de ingeniería de 1.05 lo que es conveniente además porque aumenta la capacidad para resistir fuerzas horizontales por acción del empuje pasivo del suelo, en adición a las que se resisten por fricción. Esto es importante en caso de sismo ya que se tiene acelerógrafos que muestran aceleraciones verticales importantes actuando simultáneamente con las aceleraciones horizontales, que son usualmente las únicas consideradas en el diseño.

En resumen, se tendrá una platea de cimentación de 25 cm y vigas de cimentación de 60 cm de peralte que irán empotradas en la losa en todo su perímetro, éstas servirán como uñas para descartar cualquier posible deslizamiento. Y por último el nivel superior de la platea tendrá que ubicarse al nivel del terreno natural para evitar desniveles pues el edificio tipo no cuenta con sótano; por lo que se tendrá que realizar un relleno controlado de ingeniería de 1.05 m y a una profundidad de 1.30 m.

### **3.4 Ensayos de laboratorio**

#### **3.4.1 *Ensayo de laboratorio para la albañilería***

Debido a que la estructura a analizar corresponde a un edificio multifamiliar, la norma peruana E.070 de Albañilería en su Artículo 13.2 nos dice que de tratarse la construcción de edificios multifamiliares, la resistencia de la albañilería f<sub>m</sub> y

$v'm$  deberá comprobarse mediante ensayos de laboratorio previos a la obra y como mínimo cinco especímenes.

De acuerdo a la importancia de la edificación y a la zona sísmica donde se encuentra nuestro edificio tipo, este pertenece a la categoría B. (la tabla para calificar el tipo de edificación se encuentra en el marco teórico).

Para los ensayos la norma recomienda que el tamaño de los prismas sea el mínimo, con el objetivo de poderlos manipular tanto en el transporte hacia el laboratorio como en el montaje sobre los dispositivos de ensayo.

Debido a que la presente tesis es aplicada a la Ciudad de Tacna, se ensayará las unidades de ladrillos que se producen en la zona, correspondiendo a las unidades denominadas HERCULES TIPO I, fabricados por la Ladrillera Max de Tacna, cuyas dimensiones son de 14x24x10 cm., tanto para los ensayos de compresión axial de prismas como de compresión diagonal de muretes.

Tanto primas como muretes fueron ensayados a los 28 días, pues si hubiesen sido ensayados a menor edad los resultados no hubiesen sido representativos.

La resistencia característica  $f'm$  en pilas y  $v'm$  en muretes se obtuvieron como el valor promedio de la muestra ensayada menos una vez la desviación estándar.

#### **3.4.1.1 Resistencia a la Compresión de las unidades de albañilería ( $F'b$ )**

La resistencia a la compresión es principal propiedad de la unidad de albañilería.

Los valores altos de la resistencia a la compresión son indicadores de buena calidad para fines estructurales. Los bajos valores, son muestra de unidades que producirán una albañilería poco resistente y poco durable.

## NORMA ITINTEC 331, 018

### Objetivo:

Determinar la resistencia a la compresión de los ladrillos huecos de concreto.

### Aparatos Usados:

Máquina para ensayo de compresión con gata, marca SOIL TEST con escala de 0 a 1112 KN graduada cada 100 KN.

### Preparación de las muestras:

Están constituidas por medios ladrillos secos, cortados perpendicularmente a su longitud, 24 horas antes de realizar los ensayos se enlizaron las caras superior e inferior, quedando estas paralelas, mediante una capa de mortero plástico, compuesto de cemento y yeso en partes iguales (en volumen), con un espesor de 3mm en cada cara. Se realiza este procedimiento con el objetivo de corregir las irregularidades de las caras de las unidades de albañilería, para lograr un contacto uniforme con los cabezales de la máquina.

### Procedimiento:

Se coloca el espécimen con una de sus caras sobre una plancha de fierro de  $\frac{3}{4}$ " de espesor, debido a que el área de la mitad del ladrillo de concreto es mayor que el apoyo de la máquina y se hace descender el vástago (al que también se le colocará una plancha de fierro de iguales características que el anterior) al cabezal, maniobrando suavemente la rótula hasta obtener un contacto perfecto sobre la cara superior de la mitad de la unidad de albañilería.

El ladrillo de concreto y las planchas de fierro se centraron con respecto a las rótulas y se orientaron en el plano de forma que la dirección de la carga coincida

con el esfuerzo que debe soportar durante su empleo, luego se aplica la carga en forma continua hasta llegar a la ruptura, quedando registrado en el reloj marcador (aguja roja) la máxima carga que resiste la mitad de la unidad.

Estos ensayos se realizaron solo a los 28 días de elaborados y se utilizaron 15 mitades de ladrillos.

Expresión de resultados:

Se calcula la resistencia a la compresión con la siguiente ecuación:

$$F'b = P/A$$

Donde:

F'b= resistencia a la compresión del ladrillo en Kg/cm<sup>2</sup>.

P=Carga de ruptura aplicada, indicada por la máquina de compresión en Lbs.

A= Promedio de las aéreas brutas superior e inferior de la unidad, en cm<sup>2</sup>.

La norma ITINTEC 331.017 establece las resistencias para los diferentes tipos de unidades de albañilería. La que se muestra en la tabla 20.

**Tabla 20**

*Clase de Unidad de Albañilería para Fines Estructurales según la Norma E070*

Tipo	Resistencia a la compresión (kf/cm <sup>2</sup> )
I	60
II	70
III	95
IV	130
V	180

*Nota:* Datos tomados de la RNE (2006)

### **3.4.1.2 Resistencia a la Compresión en pilas de albañilería (F'm)**

El espécimen para determinar la resistencia a la compresión de la

albañilería, consiste en un prisma de unidades asentadas una sobre otra. Los prismas se llenan con concreto líquido en el caso de unidades huecas – asentadas o apiladas, cuando la resistencia a determinar corresponde a esa forma de albañilería.

**Figura 49**

*Testigos de Pilas para la prueba a compresión*



*Nota:* La figura muestra los testigos para los ensayos. Fuente: Propia

Los prismas serán elaborados utilizando el mismo contenido de humedad de las unidades de albañilería, la misma consistencia del mortero, el mismo espesor de juntas y la misma calidad de mano de obra que se empleará en la construcción definitiva.

Las primas no tendrán menos de 30 cm. de altura y tendrán una relación altura/espesor no menor a 2 ni mayor de 5.

Los prismas no se curan; sólo se protegen con una tela húmeda durante 24 hrs. Y luego se colocan bajo techo a una temperatura no menor de 18°C hasta el momento en el que son ensayados. Esto se realiza normalmente a los 28 días, en la eventualidad que tenga que comprobarse a los 7 días se obtendrá el valor  $F'm$  multiplicando la resistencia a los 7 días por 1.1

El ensayo se realiza en una máquina universal de compresión, aplicando un ritmo de carga controlado, hasta que el espécimen no admita más carga.

El valor de  $F'm$  será calculado dividiendo la carga de rotura por compresión del prisma entre el área neta cuando se trate de unidades huecas de albañilería y dividida entre el área bruta cuando se trate de unidades sólidas o unidades huecas en las que se llenan los alveolos con mortero.

Se considerará como carga de rotura del prisma aquella que ocasione la primera fisura de tracción en la unidad de albañilería. Teniéndose presente que la forma de falla a compresión es diferente en la prima que, en la unidad, en el primer caso la falla ocurre por una combinación de compresión parcial y tracción lateral (causada por el escurrimiento del mortero de las juntas), mientras que la prueba de la unidad la falla ocurre por aplastamiento o corte. El valor de  $F'm$  será además corregido multiplicándolo por un coeficiente que depende de la relación altura/espesor del prisma de acuerdo a la siguiente tabla 21:

**Tabla 21**

*Factores de Corrección de  $f'm$  por esbeltez, según la Norma E070 del RNE*

Relación H/E	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
Coeficiente	0.73	0.8	0.86	0.91	0.95	0.98	1

*Nota:* Datos tomados de la RNE (2006)

El número mínimo de especímenes a probarse será de 5 y el coeficiente de variación de las muestras probadas excede 0.10 el valor  $F'm$  será obtenido multiplicando el promedio de todos los resultados por un coeficiente:

$$m = 1 - 1.5 (V - 0.10)$$

Donde:

V= Coeficiente de variación

La resistencia característica de la albañilería  $F'm$  se determina por la ecuación:

$$F'm = a C (X - m s)$$

Donde:

$a$  = Coeficiente determinado en el momento de ensayo ( $a = 1$  si espécimen es ensayado a los 28 días y  $a = 1.1$  si es a los 7 días)

$C$  = Factor de corrección de esbeltez

$X$  = media aritmética de los ensayos realizados

$m$  = coeficiente que está en función de la variabilidad de las muestras.

$S$  = desviación estándar de los ensayos.

Los prismas elaborados con unidades de concreto macizas hechas con el ladrillo Hércules Tipo I dan un valor de  $F'm = 69.16 \text{ kg/cm}^2$ . Para el diseño de nuestro proyecto en albañilería confinada se utilizará un valor de  $F'm = 65 \text{ kg/cm}^2$ .

#### **3.4.1.3 Resistencia al Corte ( $V'm$ )**

El espécimen para determinar la resistencia al corte de la albañilería, consiste en un murete cuadrangular con unidades asentadas. Los prismas se llenan con concreto líquido en el caso de unidades huecas – asentadas o apiladas, cuando la resistencia a determinar corresponde a esa forma de albañilería.

Los muretes serán elaborados utilizando el mismo contenido de humedad de las unidades de albañilería, la misma consistencia del mortero, el mismo espesor de juntas y la misma calidad de mano de obra que se empleará en la construcción definitiva.

Los prismas no tendrán menos de 60 cm. de lado. Mientras posea más longitud en sus lados mayor será el grado de confiabilidad de los resultados.

**Figura 50**

*Murete a ser ensayado a tracción diagonal*



*Nota:* La figura muestra el murete a ser ensayado. Fuente: Propia

El ensayo se realiza en una máquina universal de compresión, aplicando un ritmo de carga controlado, hasta que el espécimen no admita más carga.

**Figura 51**

*Ensayos realizados para determinar la resistencia al corte de la albañilería*



*Nota:* La figura muestra la resistencia al corte del muro. Fuente: Propia

El valor de  $V'm$  será calculado dividiendo la carga de rotura por tracción diagonal del murete entre el área diagonal cargada, las unidades con los alveolos serán llenadas con mortero.

Se considerará como carga de rotura del prisma aquella que ocasione la primera fisura de tracción en la unidad de albañilería. Teniéndose presente que la forma de falla a tracción diagonal.

Cálculo del coeficiente de variación:

$$V = S / X$$

Por lo tanto, el valor de “m” se deducirá de la ec.  $m = 1-1.5 (V-0.10)$

La resistencia característica de la albañilería  $F'm$  se determina por la ecuación:

$$F'm = a (X - m s)$$

Donde:

$a$  = Coeficiente determinado en el momento de ensayo ( $a = 1$  si espécimen es ensayado a los 28 días y  $a = 1.1$  si es a los 7 días)

$X$  = media aritmética de los ensayos realizados

$m$  = coeficiente que está en función de la variabilidad de las muestras.

$S$  = desviación estándar de los ensayos.

Por lo tanto, nuestro sera  $V'm = 10.72 \text{ kg/cm}^2$

Según la Norma E070, en el artículo 13.8 nos restringe la resistencia al corte ( $v'm$ ) no será mayor a:

$$v'm \leq \sqrt{f'm}$$

Entonces:  $v'm = 8.1 \text{ kg/cm}^2$

**Figura 52**

*Equipo utilizado para las pruebas de compresión diagonal de muretes*



*Nota:* La figura muestra los equipos utilizados para el ensayo. Fuente: Propia

### **3.5 Diseño estructural del sistema de albañilería confinada**

#### **1. Información general para para la albañilería confinada**

Ubicación del edificio	: Tacna.
Uso	: Vivienda Multifamiliar.
Sistema Estructural	: Albañilería Confinada.
Sistema de pisos	: Losa Aligerada.
Escalera	: armado.
Altura de piso a techo	: 2.5 m
Número de Pisos	: 5
Peralte de losa	: 0.20 m
Peralte de vigas soleras	: 0.20 m

#### **1.1. Características de los materiales**

##### **Albañilería**

- Ladrillos : Clase IV sólidos (30% de huecos) Hércules Tipo I
- Mortero : tipo P2, cemento-arena 1:4
- Pilas :  $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
- Muretes :  $v'm = 8.1 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad :  $E_m = 500 f'm = 32,500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de corte :  $G_m = 0.4 E_m = 13,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson :  $\mu = 0.25$

### **Concreto**

- Resistencia nominal a compresión :  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad :  $E_c = 200,000 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson :  $\mu = 0.15$

### **Acero de refuerzo**

- Esfuerzo de fluencia :  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

## **1.2. cargas unitarias**

### **Pesos Volumétricos**

- Peso volumétrico del concreto armado :  $2.4 \text{ ton/m}^3$
- Peso volumétrico de la albañilería :  $1.8 \text{ ton/m}^3$

### **Techos**

- Peso propio pisos típicos :  $2.4 \times 0.12 = 0.288 \text{ ton/m}^2$
- Peso propio en SS. HH :  $2.4 \times 0.20 = 0.48 \text{ ton/m}^2$

- Sobrecarga (incluso en escalera) : 0.2 ton/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga en azotea : 0.1 ton/m<sup>2</sup>
- Acabados : 0.1 ton/m<sup>2</sup>

### **Muros**

- Peso de los muros de albañilería con 1 cm de tarrajeo : 0.252 ton/m<sup>2</sup>
- Peso de los muros de concreto con 1 cm de tarrajeo : 0.48 ton/m<sup>2</sup>

## **2. Configuración**

Para realizar el análisis comparativo de ambos sistemas estructurales, se tuvo que plantear una arquitectura acorde con los dos sistemas de EMDL y Albañilería Confinada, para esto denominaremos a la estructura a estudiar “Edificio Tipo” que será el patrón para el análisis comparativo de ambos sistemas estructurales a tratarse en la tesis. Este edificio Tipo cumple con lo referido en las tablas 4 y 5 de la norma E-030 y se puede catalogarse como una estructura regular. A continuación, se hace referencia de las características en planta y elevación del edificio Tipo.

### **2.1 En planta**

El edificio tipo cuenta en cada planta con cuatro departamentos, dando un área total construida por piso de aproximadamente 336.20 m<sup>2</sup>.

Estas plantas están compuestas por departamentos típicos modulares que facilitan la simetría de ésta, debido a que estos departamentos tienen como principal propósito la economía, se buscó una reducción en las áreas para lograr este fin, por la misma razón no se cuenta con estacionamientos. En lugar de construir estacionamientos subterráneos, se optó por tener un área de estacionamientos en la

parte exterior del edificio tipo.

Para evitar los efectos de torsión se trató de ubicar los muros simétricamente en ambas direcciones.

Se procuró aprovechar al máximo todos los muros como portantes, excepto los que poseían distancias menores a 1.20 m pues al tener poca longitud efectiva perdían el efecto de muro confinado, de la misma manera se consideró a los muros que poseían una longitud mayor a 4.90 m que es el doble de la relación longitud y altura confinarlos, con una columneta en medio.

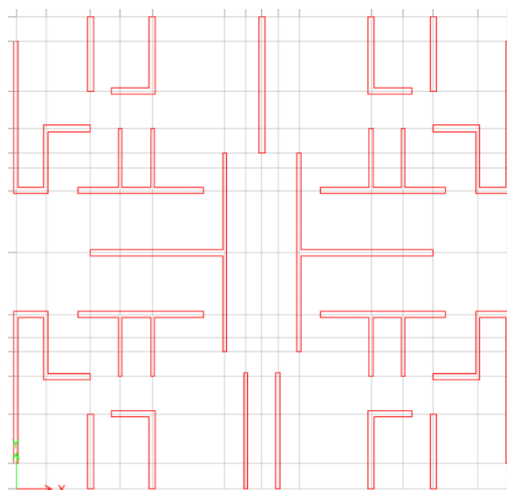
Al estructurar el edificio también se procuró reducir los momentos en los muros, para esto se trató en la medida que lo permitiera la arquitectura, juntar los muros ortogonalmente con otros, reduciendo así el giro y por ende los momentos.

Las losas serán aligeradas para repartir las cargas hacia los muros que comprenden en el edificio, evitando que algunos muros reciban mayor carga axial.

Los muros de color rojo son muros de albañilería de 14 cm de espesor, los muros de color amarillo son muros de albañilería de 24 cm de espesor y los muros de color morado son placas de concreto armado de 20 cm de espesor.

### **Figura 53**

*Distribución de los muros en Planta del Edificio Tipo*



*Nota:* La figura muestra la distribución de muros en planta. Fuente: Propia

## **2.2 En Elevación**

El número de pisos del edificio será de cinco, debido a que la norma limita a los edificios de albañilería confinada a este número, a diferencia de los EMDL que como se comentó anteriormente que pueden llegar a siete. Es por ello que resulta obligatorio para un análisis comparativo que los dos tipos de sistemas a analizar sean del mismo nivel, en nuestro caso queda limitado el edificio Tipo a cinco niveles.

En el caso de edificios con más de cinco pisos se puede apreciar la instalación de por lo menos un ascensor ya que la Norma obliga a esto, mientras que en nuestro edificio tipo al ser de cinco pisos se obviara este aspecto, ya que esto atentaría contra la economía del edificio.

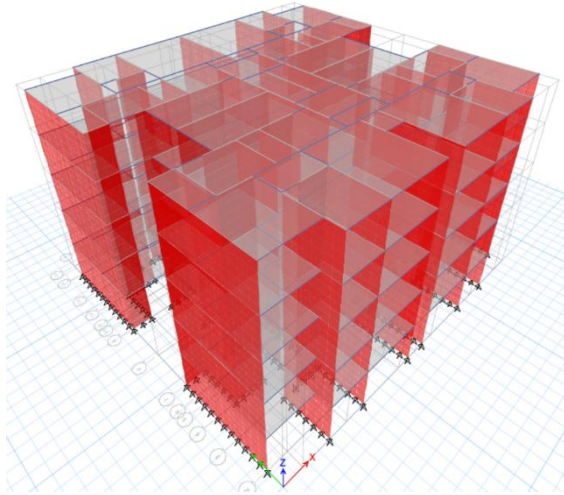
Para darle buena rigidez al Edificio Tipo se diseñó la arquitectura en planta con la premisa de aprovechar al máximo los muros, provocando que todos fueran portantes y cumplan función estructural. Además, al ser pisos típicos se le dio continuidad a todos los muros desde el primer hasta el último nivel.

El sistema no posee vigas peraltadas, solo vigas chatas, esto debido a la poca distancia entre los claros del edificio tipo.

Se aisló los alfeizar para evitar la falla de muro corto en todos los niveles, lo mismo se planteó para los tabiques, aislándolos en cada nivel. (en baños y zonas de armarios).

## **Figura 54**

*Vista en 3D del Edificio Tipo*



*Nota:* La figura muestra la vista en 3D del edificio. Fuente: Propia

### **3. Predimensionamiento**

#### **3.1. Losas**

Según el artículo 10.5 de la norma E060 los espesores mínimos para no verificar deflexiones están dados por dicha norma, el mismo que define lo siguiente:

Losas Aligeradas en una dirección:  $L = 20.00$  cm.

#### **3.2 Platea de Cimentación**

Se tiene un suelo con una capacidad portante de  $2.35$  kg/cm<sup>2</sup> por lo que la elección del espesor de la cimentación es de suma importancia. El especialista de suelos recomendó cortar el terreno  $0.30$  m por debajo de la profundidad de platea que el mismo consideró podría ser de  $0.25$  m que es lo que finalmente se usará en la presente tesis. Cabe mencionar que el especialista de mecánica de suelos recomendó un relleno de ingeniería para la zona en donde se retiró el suelo de baja capacidad portante. Dicho relleno levantará la capacidad portante a  $2.35$  kg/cm<sup>2</sup>.

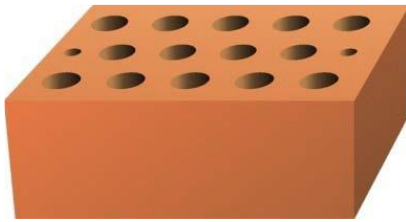
espesor de platea =  $25.00$  cm

### 3.3. Espesor Efectivo de Muros “t”

Para la zona sísmica 4, el espesor efectivo mínimo, descontando tarrajeos, es  $t = h / 20 = 245/20 = 14$  cm, donde “h” es la altura libre de la albañilería. Con lo cual, se utilizará muros en aparejo de soga con espesor efectivo igual a 14 cm (16 cm tarrajeados).

#### Figura 55

Ladrillo Hércules tipo I (14 x 24 x 10)



Nota: La figura muestra las dimensiones del Ladrillo Hércules. Fuente: Propia

### 3.4. Densidad Mínima de Muros Reforzados

La densidad mínima de muros reforzados (confinados en este ejemplo), para cada dirección del edificio, se determina con la expresión:

$$\sum \frac{Lt}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Donde:

L = Longitud total del muro incluyendo sus columnas (sólo muros con L > 1.2 m)

t = Espesor efectivo

Ap = 336.20 m<sup>2</sup>

Z = Ubicado en la zona sísmica 4

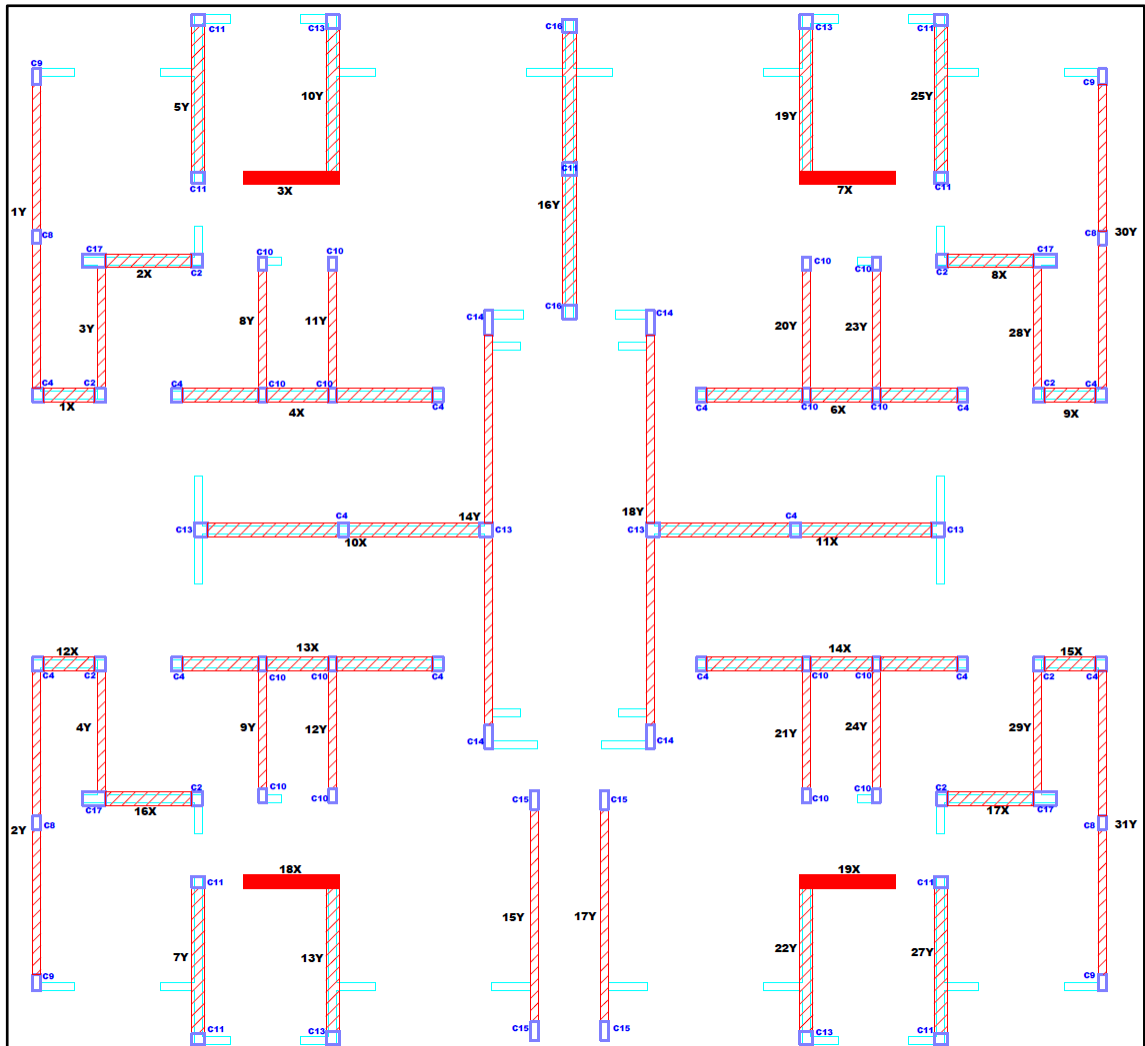
U = Edificio de uso común, destinado a vivienda

S = Edificio ubicado sobre suelo de buena calidad

N = Número de pisos del edificio

### 3.4. Información de los Muros

**Figura 56**  
*Distribución de muros*



*Nota:* La figura muestra la distribución de muros. Fuente: Propia

Para muros de C. Armado se hace una relación de los E:

$$t = t_c (E_c/E_m) ; \quad E_c/E_m = 6.15$$

Denominación de Longitudes de los muros en cada dirección

**Tabla 22***Información de Muros*

Dirección X					Dirección Y				
Muro	Material	Long	t (m)	L x t	Muro	Material	Long	t (m)	L x t
1X	Albañilería	1.05	0.23	0.242	1Y	Albañilería	6.15	0.13	0.800
2X	Albañilería	2.23	0.23	0.513	2Y	Albañilería	6.15	0.13	0.800
3X	Placa de CA	1.58	0.80	1.264	3Y	Albañilería	2.50	0.13	0.325
4X	Albañilería	5.05	0.23	1.162	4Y	Albañilería	2.50	0.13	0.325
5X	Albañilería	1.60	0.23	0.368	5Y	Albañilería	3.13	0.23	0.720
6X	Albañilería	5.05	0.23	1.162	7Y	Albañilería	3.13	0.23	0.720
7X	Placa de CA	1.58	0.80	1.264	8Y	Albañilería	2.50	0.13	0.325
8X	Albañilería	2.23	0.23	0.513	9Y	Albañilería	2.50	0.13	0.325
9X	Albañilería	1.05	0.23	0.242	10Y	Albañilería	3.15	0.23	0.725
10X	Albañilería	5.25	0.23	1.208	11Y	Albañilería	2.50	0.13	0.325
11X	Albañilería	5.25	0.23	1.208	12Y	Albañilería	2.50	0.13	0.325
12X	Albañilería	1.05	0.23	0.242	13Y	Albañilería	3.15	0.23	0.725
13X	Albañilería	5.05	0.23	1.162	14Y	Albañilería	8.15	0.13	1.060
14X	Albañilería	5.05	0.23	1.162	15Y	Albañilería	4.65	0.13	0.605
15X	Albañilería	1.05	0.23	0.242	16Y	Albañilería	5.58	0.23	1.283
16X	Albañilería	2.23	0.23	0.513	17Y	Albañilería	4.65	0.13	0.605
17X	Albañilería	2.23	0.23	0.513	18Y	Albañilería	8.15	0.13	1.060
18X	Placa de CA	1.73	0.80	1.384	19Y	Albañilería	3.15	0.23	0.725
19X	Placa de CA	1.58	0.80	1.264	20Y	Albañilería	2.50	0.13	0.325
					21Y	Albañilería	2.50	0.13	0.325
					22Y	Albañilería	3.15	0.23	0.725
					23Y	Albañilería	2.50	0.13	0.325
					24Y	Albañilería	2.50	0.13	0.325
					25Y	Albañilería	3.13	0.23	0.720
					27Y	Albañilería	3.13	0.23	0.720
					28Y	Albañilería	2.50	0.13	0.325
					29Y	Albañilería	2.50	0.13	0.325
					30Y	Albañilería	6.15	0.13	0.800
					31Y	Albañilería	6.15	0.13	0.800
<b>Total</b>					<b>Total</b>				
<b>15.623</b>					<b>17.487</b>				

*Nota:* Fuente Propia

### Verificación de la densidad de muros

$$\sum \frac{Lt}{Ap} = \frac{ZUSN}{56}$$

Eje X:  $0.043895225 \geq 0.040178571$  OK

Eje Y:  $0.054184094 \geq 0.040178571$  OK

### 4. Metrado de cargas

Las cargas actuantes en cada muro se obtienen sumando las cargas directas (peso propio, peso de soleras, dinteles, ventanas y alféizares) más las cargas indirectas (peso propio, acabados y sobrecarga), provenientes de la losa del techo:

Datos:

- Peso de albañilería : 1800 kg/m<sup>3</sup>
- Para tx = 0.13 m : 0.00 m
- Para tx = 0.23 m : 41.39 m
- Para ty = 0.13 m : 84.2 m
- Para ty = 0.23 m : 30.7 m
- Altura de muro piso 1 (hm) : 2.5 m
- Altura de muro piso 2,3,4,5 (hm) : 2.5 m
- Espesor efectivo de muro (t1) : 0.13 m
- Espesor efectivo de muro (t2) : 0.23 m
- N° de pisos : 5
- Peso de aligerado : 300 kg/m<sup>2</sup>
- Peso de acabado : 100 kg/m<sup>2</sup>
- Área techada : 332.33 m<sup>2</sup>
- Sobrecarga 1, 2, 3, 4, 5 nivel : 200 kg/m<sup>2</sup>

- Sobrecarga 5° nivel : 100 kg/m<sup>2</sup>
- Longitud de alfeizares : 30.64 m
- Altura de alfeizar (ha) : 0.9 m

**Tabla 23**

*Cálculo del peso total del Edificio (P)*

Piso	Peso de muros portantes	Peso de alfeizares	Peso de losa aligerada	Peso de acabados	Peso de escalera	Total carga muerta	Total carga viva	Peso Total (Tn)
1	140520.15	8272.80	99699.00	33233.00	12112.90	293837.85	16616.50	310.45
2	140520.15	8272.80	99699.00	33233.00	12112.90	293837.85	16616.50	310.45
3	140520.15	8272.80	99699.00	33233.00	12112.90	293837.85	16616.50	310.45
4	140520.15	8272.80	99699.00	33233.00	12112.90	293837.85	16616.50	310.45
5	140520.15	8272.80	99699.00	33233.00	12112.90	293837.85	8308.25	302.15
	<b>702600.75</b>		<b>498495.00</b>	<b>166165.00</b>		<b>1469189.25</b>	<b>74774.25</b>	<b>1543.96</b>

*Nota:* Fuente Propia

## 5. Análisis sísmico

Dado que el edificio presenta una configuración regular, es posible realizar un análisis estático frente a la acción de un sismo moderado, modelándolo como un sistema de muros en voladizo utilizando el software ETABS. Según lo establecido en la Norma Técnica E.070, un sismo moderado genera fuerzas de inercia equivalentes al 50% de las producidas por un sismo severo (considerando un factor de reducción  $R=3$ , de acuerdo con la Norma E.030). Por tanto, para el caso del sismo moderado, se puede aplicar un factor de reducción sísmica de  $R=6$ .

Es importante señalar que si se realizara el análisis bajo un escenario de sismo severo, podrían obtenerse en algunos muros esfuerzos cortantes últimos ( $V_u$ ) que excedan su resistencia nominal ( $V_m$ ). Esto no implica un colapso del muro, sino que ha entrado en un comportamiento inelástico, redistribuyéndose la

diferencia de cortante ( $V_u - V_m$ ) hacia otros muros conectados por el diafragma rígido. En consecuencia, el análisis elástico dejaría de ser válido para este nivel de sismo, razón por la cual se recomienda realizar el análisis considerando la acción de un sismo moderado.

### 5.1. Determinación de las Fuerzas de Inercia (Fi)

De acuerdo a la Norma E.030, la fuerza cortante en la base del edificio (H) se calcula con la expresión:

$$H = \frac{ZUSC}{R} \times P$$

Donde:

Z = 0.45 (edificio ubicado en la zona sísmica 4)

U = 1.0 (edificio de uso común, destinado a vivienda)

S = 1.0 (edificio ubicado sobre suelo de buena calidad, tipo S1, con  $T_p = 0.4$  seg)

$T_p = 0.4$  período donde termina la plataforma plana del espectro sísmico

C = 2.5  $C = 2.5 (T_p / T) \leq 2.5$ ; para  $T_p > T$

T =  $h_m / 60 = 12.50 / 60 = 0.208$  seg = período natural de vibrar para edificios de muros portantes

$h_m = 3.5 + 2.5 \times 4 = 13.50$  m altura total del edificio

R = 6 (para sismo moderado)

P = 1 543.96 Tn peso total del edificio con 25% de sobrecarga (ver el acápite 6.4)

De este modo se obtiene para las dos direcciones (X e Y):

$$H = \frac{ZUSC}{R} \times P$$

$$H = 289.49 \text{ Tn}$$

Luego las fuerzas de inercia (Fi) se evalúan mediante la expresión de la Norma E.030:

$$F_i = \frac{W_i x h_i}{\sum W_i x h_i}$$

**Tabla 24**

*Fuerzas de Inercia Ante Sismo Moderado "Fi"*

Piso	Pi	hi	Pihi	Pihi/Pihi	Sismo Moderado		Sismo Severo
					Fi (Tn)	Vi (Tn)	Vei (Tn) = 2 Hi
5	302.15	12.5	3776.83	0.327	94.76	94.76	189.52
4	310.45	10.0	3104.54	0.269	77.89	172.65	345.31
3	310.45	7.5	2328.41	0.202	58.42	231.07	462.15
2	310.45	5.0	1552.27	0.135	38.95	270.02	540.04
1	310.45	2.5	776.14	0.067	19.47	289.49	578.99
<b>1543.96</b>			<b>11538.19</b>		<b>289.49</b>		

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 25**

*Datos Análisis Dinámico*

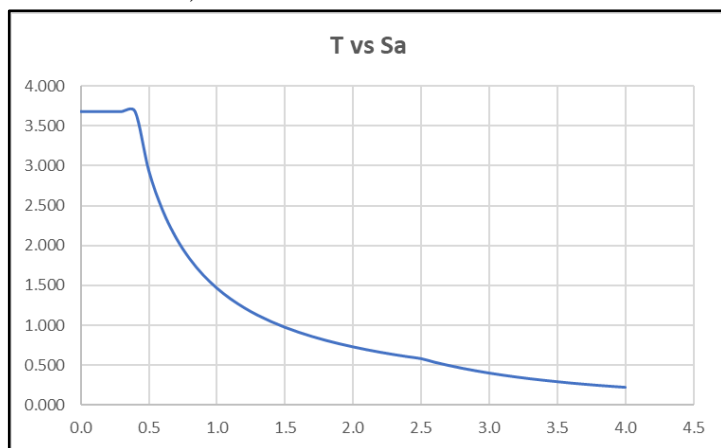
T	C	C/R	ZUSC	ZUSC/R	Sa %
0.0	2.50	0.83	1.13	0.38	3.68
0.1	2.50	0.83	1.13	0.38	3.68
0.2	2.50	0.83	1.13	0.38	3.68
0.3	2.50	0.83	1.13	0.38	3.68
0.4	2.50	0.83	1.13	0.38	3.68
0.5	2.00	0.67	0.90	0.30	2.94
0.6	1.67	0.56	0.75	0.25	2.45
0.7	1.43	0.48	0.64	0.21	2.10
0.8	1.25	0.42	0.56	0.19	1.84
0.9	1.11	0.37	0.50	0.17	1.63
1.0	1.00	0.33	0.45	0.15	1.47
1.1	0.91	0.30	0.41	0.14	1.34
1.2	0.83	0.28	0.38	0.13	1.23
1.3	0.77	0.26	0.35	0.12	1.13
1.4	0.71	0.24	0.32	0.11	1.05
1.5	0.67	0.22	0.30	0.10	0.98
1.6	0.63	0.21	0.28	0.09	0.92

1.7	0.59	0.20	0.26	0.09	0.87
1.8	0.56	0.19	0.25	0.08	0.82
1.9	0.53	0.18	0.24	0.08	0.77
2.0	0.50	0.17	0.23	0.08	0.74
2.1	0.48	0.16	0.21	0.07	0.70
2.2	0.45	0.15	0.20	0.07	0.67
2.3	0.43	0.14	0.20	0.07	0.64
2.4	0.42	0.14	0.19	0.06	0.61
2.5	0.40	0.13	0.18	0.06	0.59
2.6	0.37	0.12	0.17	0.06	0.54
2.7	0.34	0.11	0.15	0.05	0.50
2.8	0.32	0.11	0.14	0.05	0.47
2.9	0.30	0.10	0.13	0.04	0.44
3.0	0.28	0.09	0.13	0.04	0.41
3.1	0.26	0.09	0.12	0.04	0.38
3.2	0.24	0.08	0.11	0.04	0.36
3.3	0.23	0.08	0.10	0.03	0.34
3.4	0.22	0.07	0.10	0.03	0.32
3.5	0.20	0.07	0.09	0.03	0.30
3.6	0.19	0.06	0.09	0.03	0.28
3.7	0.18	0.06	0.08	0.03	0.27
3.8	0.17	0.06	0.08	0.03	0.25
3.9	0.16	0.05	0.07	0.02	0.24
4.0	0.16	0.05	0.07	0.02	0.23

*Nota:* Fuente Propia

**Figura 57**

*Espectro de pseudo aceleraciones espectrales -sismo moderado (R=6, según Norma E-0.30)*



*Nota:* La figura muestra el espectro de pseudo aceleraciones espectrales. Fuente: Propia

Del Software Etabs, conseguimos los Cortantes de entrepiso para el análisis dinámico:

**Tabla 26***Fuerzas Cortantes en Tn producto del análisis dinámico*

Nivel	hi (m)	Peso	Cortante V (Tn)	
			En X	En Y
			V (Tn)	V (Tn)
5	12.50	136.41	64.51	64.28
4	10.00	222.21	127.17	127.63
3	7.50	222.21	171.16	171.83
2	5.00	222.21	199.76	201.01
1	2.50	222.21	213.01	215.58
<b>SUMA</b>		<b>1,025.25</b>		

*Nota:* Fuente Propia**5.3. Fuerzas obtenidas de ambos análisis**

A continuación, se muestran las tablas en donde se observan las fuerzas cortantes obtenidas del análisis dinámico tanto para el eje X como para el eje Y. Las tablas siguientes muestran las fuerzas cortantes en la base obtenidas para los dos tipos de análisis.

**Tabla 27***Fuerza Cortante V en Tn producto del análisis estático para los ejes X e Y*

Piso	VX y VY Tn
Azotea	94.76
Piso 4	172.65
Piso 3	231.07
Piso 2	270.02
Piso 1	289.49

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 28**

*Fuerza Cortante en Tn producto del Análisis Dinámico para los ejes X*

Piso	VX Tn
Azotea	64.51
Piso 4	127.17
Piso 3	171.16
Piso 2	199.76
Piso 1	213.01

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 29**

*Fuerza Cortante en Tn producto del Análisis Dinámico para los ejes Y*

Piso	VY Tn
Azotea	64.28
Piso 4	127.63
Piso 3	171.83
Piso 2	201.01
Piso 1	215.58

*Nota:* Fuente Propia

#### **5.4. Comparación de los tipos de análisis**

El procedimiento para evaluar los resultados obtenidos mediante ambos métodos de análisis consiste en comparar las fuerzas cortantes en la base de la estructura, asegurándose de que se cumpla con lo dispuesto en el acápite 18.2 (c) de la Norma Técnica E.030. En este sentido, se debe considerar lo siguiente:

Para cada dirección analizada, la fuerza cortante en la base del edificio no debe ser inferior al 80% del valor obtenido para edificaciones regulares, y en el caso de estructuras irregulares, no debe ser menor al 90% de dicho valor.

### Fuerzas cortantes obtenidas en ambos análisis

A continuación, se muestra la tabla 30 en donde se observan las fuerzas cortantes obtenidas del análisis dinámico y estático tanto para el eje X como para el eje Y. Las tablas 31 y 32 muestran el factor de corrección y las cortantes en la base corregidas.

**Tabla 30**

*Fuerzas obtenidas en la Base (Tn)*

Tipo de Análisis	Cortante en X	Cortante en Y
Estático	289.49	289.49
Dinámico	213.01	215.58

*Nota:* Fuente Propia

De las tablas anteriores se deduce que la relación entre cortantes es la que se muestra en la siguiente tabla, además que las fuerzas en los ejes X y Y deben ser amplificadas por los factores que se muestran en la misma tabla.

**Tabla 31**

*Relación de Cortantes en la Base para ambos ejes y factor de Corrección para cortante dinámico*

Dirección	Relación de Cortantes	Factor de Corrección
Eje X	0.74	1.09
Eje Y	0.74	1.07

*Nota:* Fuente Propia

### 5.5. Resultados del análisis con cortantes corregidos

A continuación, se muestra la tabla, en donde se pueden observar las fuerzas cortantes en la base, para el análisis dinámico, amplificadas con los valores mostrados:

**Tabla 32***Cortantes en la base obtenidos del Análisis Dinámico*

<b>Tipo de análisis</b>	<b>Cortante en X</b>	<b>Cortante en Y</b>
Dinámico	231.60	231.60

*Nota:* Fuente Propia

Luego de haber corrido el análisis en ETABS se obtiene los desplazamientos y las distorsiones, en cada eje y sentido de la estructura, mostrado en la siguiente tabla 33.

**Tabla 33***Desplazamientos Laterales - Sismo X-X*

<b>Piso</b>	<b>Sismo X</b>	<b>EQ-XX</b>	<b><math>\Delta</math> - X</b>
Azotea	0.001733	0.001557	0.0035
Piso 4	0.001938	0.001721	0.0039
Piso 3	0.002002	0.001748	0.0039
Piso 2	0.001766	0.001517	0.0034
Piso 1	0.000985	0.000836	0.0019

*Nota:* Fuente Propia

Fuerzas Internas obtenidas del ETABS para cada muro del sentido XX.

**Tabla 34***Fuerzas Internas Ante Sismo Moderado en XX Kg*

<b>MURO</b>	<b>Piso 1</b>		<b>Piso 2</b>		<b>Piso 3</b>		<b>Piso 4</b>		<b>Piso 5</b>	
	<b>Ve</b>	<b>Me</b>	<b>Ve</b>	<b>Me</b>	<b>Ve</b>	<b>Me</b>	<b>Ve</b>	<b>Me</b>	<b>Ve</b>	<b>Me</b>
1X	2,757.62	2,788.74	3,151.69	2,013.84	3,147.07	1,707.47	2,724.66	1,336.23	2,225.07	1,002.27
2X	4,133.39	7,744.30	4,480.67	5,259.17	4,286.44	3,963.42	3,619.66	2,833.32	2,858.05	1,913.73
3X	25,893.88	81,753.07	12,010.26	30,667.23	8,981.95	14,692.28	6,200.89	6,310.11	1,874.27	6,662.31
4X	17,123.38	95,315.25	19,834.00	66,293.00	16,798.53	36,860.24	12,147.66	16,255.49	6,706.60	5,299.92
6X	17,136.17	95,266.11	19,869.63	66,318.10	16,840.95	36,925.44	12,188.61	16,316.45	6,755.77	5,319.62
7X	25,896.87	81,751.07	12,013.71	30,664.29	8,985.43	14,690.36	6,203.91	6,310.87	1,875.03	6,661.53
8X	4,146.58	7,746.09	4,509.10	5,279.02	4,318.43	3,987.78	3,650.28	2,857.07	2,889.96	1,934.91
9X	2,754.76	2,788.60	3,144.21	2,014.52	3,137.35	1,707.90	2,714.46	1,336.42	2,214.36	1,002.07
10X	20,406.69	97,822.33	24,944.46	69,995.41	20,853.18	39,343.42	14,088.64	16,640.58	6,480.57	4,624.06

11X	20,333.96	97,896.49	24,939.88	70,279.40	20,890.05	39,725.94	14,145.07	17,021.30	6,509.01	4,781.16
12X	2,749.59	2,784.03	3,140.04	2,016.58	3,131.19	1,705.38	2,706.56	1,333.26	2,205.28	998.32
13X	17,063.87	95,332.68	19,787.89	66,405.76	16,755.80	36,977.57	12,111.10	16,328.80	6,666.29	5,284.02
14X	17,057.52	95,351.30	19,769.07	66,381.93	16,733.02	36,934.74	12,088.01	16,288.33	6,632.12	5,269.49
15X	2,751.42	2,783.31	3,145.79	2,011.92	3,139.74	1,700.07	2,716.63	1,328.40	2,216.24	994.35
16X	4,112.01	7,726.83	4,488.43	5,271.35	4,307.67	3,983.01	3,649.13	2,854.88	2,902.19	1,936.20
17X	4,106.37	7,726.74	4,479.83	5,277.20	4,300.54	3,996.64	3,643.40	2,872.82	2,900.51	1,956.73
18X	25,671.12	81,403.30	12,020.23	30,830.09	8,986.55	14,790.66	6,198.79	6,293.29	1,845.77	6,563.33
19X	25,643.22	81,393.67	11,963.00	30,776.32	8,928.15	14,738.41	6,149.67	6,278.81	1,858.70	6,600.21

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 35**

*Desplazamientos Laterales - Sismo Y-Y*

Piso	Sismo Y	EQ-YY	$\Delta - Y$
Azotea	0.001318	0.001241	0.0028
Piso 4	0.001481	0.001378	0.0031
Piso 3	0.001517	0.001387	0.0031
Piso 2	0.001336	0.001201	0.0027
Piso 1	0.000832	0.000730	0.0016

*Nota:* Fuente Propia

Fuerzas Internas obtenidas del ETABS para cada muro del sentido YY.

**Tabla 36**

*Fuerzas Internas Ante Sismo Moderado en YY Kg*

MURO	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 4		Piso 5	
	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me
1Y	13,480.42	70,185.20	13,553.04	48,965.98	11,272.40	28,410.91	7,757.29	12,597.35	3,148.05	3,274.11
2Y	13,479.30	70,175.53	13,548.08	48,964.47	11,264.60	28,412.52	7,747.54	12,598.48	3,136.88	3,272.45
3Y	4,743.31	7,645.53	3,497.71	5,110.00	2,302.28	3,046.35	1,071.72	1,449.43	850.35	406.10
4Y	4,744.95	7,648.17	3,492.41	5,095.48	2,297.22	3,026.56	1,069.07	1,429.96	862.12	397.48
5Y	6,469.47	24,903.41	4,180.72	12,428.90	3,318.10	6,599.95	2,414.30	2,797.19	751.39	1,045.99
7Y	6,478.61	24,900.21	4,198.64	12,452.84	3,331.31	6,622.43	2,418.30	2,808.28	744.49	1,045.17
8Y	4,366.26	8,110.21	3,434.13	4,731.36	2,867.95	2,876.15	2,197.56	1,530.15	1,295.76	620.49
9Y	4,384.39	8,121.93	3,462.47	4,782.85	2,900.37	2,937.39	2,230.87	1,590.00	1,327.47	667.26
10Y	8,381.77	19,501.15	7,810.93	11,765.16	5,537.87	6,239.50	3,131.75	2,393.77	1,019.50	1,238.27
11Y	4,145.93	8,191.76	2,857.47	4,566.50	2,094.88	2,622.09	1,365.60	1,271.70	471.64	403.53
12Y	4,202.39	8,147.90	3,005.16	4,579.80	2,296.88	2,672.57	1,588.18	1,330.77	681.83	432.53
13Y	8,387.28	19,491.39	7,836.98	11,745.50	5,588.50	6,227.35	3,204.19	2,390.72	986.55	1,230.45
14Y	19,367.86	112,912.17	23,709.76	85,642.06	23,555.03	57,238.12	20,500.85	32,873.03	15,758.65	15,108.61

15Y	7,627.56	38,426.27	6,511.08	23,238.76	5,357.98	12,591.27	3,928.36	5,448.43	1,793.47	1,634.14
16Y	16,975.51	90,125.04	16,671.64	59,394.20	14,677.53	34,717.72	11,430.34	16,562.16	6,897.44	5,224.07
17Y	7,595.35	38,479.29	6,431.59	23,188.60	5,258.27	12,485.50	3,828.20	5,336.95	1,705.32	1,606.14
18Y	19,355.18	112,967.13	23,687.51	85,656.95	23,524.59	57,216.37	20,468.49	32,826.15	15,738.11	15,041.24
19Y	8,366.26	19,494.59	7,794.04	11,751.53	5,527.56	6,231.95	3,128.71	2,391.48	1,018.54	1,238.79
20Y	4,140.18	8,185.68	2,852.84	4,557.33	2,090.77	2,612.22	1,363.26	1,262.63	472.67	401.15
21Y	4,204.43	8,140.64	3,016.44	4,595.74	2,313.31	2,699.76	1,605.09	1,361.43	693.04	453.69
22Y	8,374.03	19,472.73	7,829.95	11,744.05	5,586.94	6,233.58	3,206.33	2,398.93	985.73	1,226.27
23Y	4,363.09	8,103.26	3,435.17	4,735.88	2,871.50	2,884.36	2,201.38	1,538.83	1,299.59	629.81
24Y	4,346.55	8,121.91	3,374.70	4,709.74	2,791.88	2,836.66	2,120.42	1,486.53	1,237.45	593.15
25Y	6,461.78	24,868.00	4,178.60	12,417.37	3,318.76	6,599.88	2,416.93	2,802.14	756.42	1,040.98
27Y	6,458.36	24,870.10	4,167.59	12,410.55	3,300.10	6,583.35	2,392.41	2,782.98	729.59	1,056.29
28Y	4,737.06	7,634.63	3,489.31	5,086.94	2,300.52	3,023.49	1,077.13	1,430.95	841.64	399.36
29Y	4,730.36	7,632.50	3,505.98	5,082.21	2,314.78	3,025.28	1,083.11	1,437.08	851.50	402.45
30Y	13,451.57	70,044.63	13,518.85	48,878.16	11,240.74	28,371.63	7,732.05	12,588.71	3,132.86	3,274.62
31Y	13,453.37	70,048.22	13,526.14	48,875.69	11,252.92	28,366.27	7,747.74	12,585.82	3,148.83	3,275.50

*Nota:* Fuente Propia

### 5.6. Diseño por sismo moderado, resistencia al corte global, fuerzas internas ante sismo severo y verificación del agrietamiento en pisos superiores

$L =$	Longitud Total del muro (m)
$P_g = PD + 0.25PL$	Carga axial de gravedad
$V_e, M_e =$	Fuerza cortante y momento flector por sismo moderado (ETABS)
$1/3 \leq \alpha = V_e L / M_e \leq 1.0$	Factor de reducción de la resistencia al corte por esbeltez
$V_m = 0.5 v' m \alpha t L + 0.23$	$P_g =$ resistencia a fuerza cortante
$t = 14 \text{ cm}$	Espesor efectivo de los muros
$v' m = 81 \text{ ton/m}^2$	Resistencia a corte puro de los muretes de albañilería
$2.0 \leq V_{m1} / V_{e1} \leq 3.0$	Factor de amplificación para pasar a condición de sismo severo

$V_u = V_e (V_{m1} / V_{e1})$	fuerza cortante última ante sismo severo
$M_u = M_e (V_{m1} / V_{e1})$	momento flector último ante sismo severo
$V_E =$	cortante de entrepiso ante sismo severo del análisis estático.

Cabe resaltar que el factor de carga “ $V_{m1}/V_{e1}$ ” se calcula sólo para el primer piso de cada muro. Una vez realizados los cálculos, se deberá verificarse lo siguiente:

- Ningún muro se agrieta ante el sismo moderado:  $V_e \leq 0.55 V_m$ . Se acepta hasta 5% de error, si se hubiese dado el caso se cambiaría la calidad de la albañilería, el espesor del muro, o convertirlo en placa de concreto armado; en los dos últimos casos, debería reanalizarse el edificio (Bartolomé, 2006).
- En todos los pisos la resistencia global a fuerza cortante ( $\Sigma V_m$ ) es mayor a la fuerza cortante producida por el sismo severo ( $V_E$ ). Si no se hubiese cumplido esta expresión, se debería cambiar los muros la calidad de la albañilería, su espesor, o convertirlos en placas de concreto armado, reanalizando el edificio en los 2 últimos casos. Si se hubiese tenido exceso de resistencia ( $\Sigma V_m > V_E$ ), se podrá dejar de confinar algunos muros internos (Bartolomé, 2006).
- Cuando  $\Sigma V_m > 3 V_E = R V_E$ , culmina el diseño y se coloca refuerzo mínimo. Esta expresión indica que todos los muros del edificio se comportarán elásticamente ante el sismo severo. (No es nuestro caso)
- Todo muro de un piso superior que tenga  $V_u \geq V_m$ , se agrietará por corte, y se diseñará como un muro del primer piso. En esta expresión

puede admitirse hasta 5% de error (Bartolomé, 2006).

De lo mostrado en las tablas siguientes, se demuestra que todos los muros cumplen:  $V_e \leq 0.55 V_m$

**Tabla 37**

*Piso 1 - Sismo en X-X (VE = 578,990.00 Kg)*

MURO	t (m)	L (m)	Pg	Ve	Me	alfa	Vm	0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu	Mu
1X	0.23	1.35	11,286.30	2,757.62	2,788.74	1.00	15,171.10	8,344.10	3.00	8,272.86	8,366.22
2X	0.23	2.23	18,250.96	4,133.39	7,744.30	1.00	24,970.17	13,733.59	3.00	12,400.17	23,232.90
3X	1.54	1.78	64,064.36	25,893.88	81,753.07		27,342.33	15,038.28	1.25	32,367.35	102,191.34
4X	0.23	5.05	56,684.90	17,123.38	95,315.25	0.91	55,714.41	30,642.93	3.00	51,370.14	285,945.75
6X	0.23	5.05	56,710.94	17,136.17	95,266.11	0.91	55,774.31	30,675.87	3.00	51,408.51	285,798.33
7X	1.54	1.78	64,116.73	25,896.87	81,751.07		27,342.33	15,038.28	1.25	32,371.09	102,188.84
8X	0.23	2.23	18,198.99	4,146.58	7,746.09	1.00	24,958.22	13,727.02	3.00	12,439.74	23,238.27
9X	0.23	1.35	11,327.49	2,754.76	2,788.60	1.00	15,180.57	8,349.31	3.00	8,264.28	8,365.80
10X	0.23	5.55	68,729.27	20,406.69	97,822.33	1.00	67,505.98	37,128.29	3.00	61,220.07	293,466.99
11X	0.23	5.55	68,151.82	20,333.96	97,896.49	1.00	67,373.17	37,055.24	3.00	61,001.88	293,689.47
12X	0.23	1.35	11,632.22	2,749.59	2,784.03	1.00	15,250.66	8,387.86	3.00	8,248.77	8,352.09
13X	0.23	5.05	56,840.16	17,063.87	95,332.68	0.90	55,594.03	30,576.72	3.00	51,191.61	285,998.04
14X	0.23	5.05	56,736.66	17,057.52	95,351.30	0.90	55,546.10	30,550.36	3.00	51,172.56	286,053.90
15X	0.23	1.35	11,645.49	2,751.42	2,783.31	1.00	15,253.71	8,389.54	3.00	8,254.26	8,349.93
16X	0.23	2.23	18,033.78	4,112.01	7,726.83	1.00	24,920.22	13,706.12	3.00	12,336.03	23,180.49
17X	0.23	2.23	18,053.85	4,106.37	7,726.74	1.00	24,924.84	13,708.66	3.00	12,319.11	23,180.22
18X	1.54	1.78	63,869.29	25,671.12	81,403.30		27,342.33	15,038.28	1.25	32,088.90	101,754.13
19X	1.54	1.78	63,692.19	25,643.22	81,393.67		27,342.33	15,038.28	1.25	32,054.03	101,742.09
							$\Sigma V_m$	627,506.81			

*Nota:* Fuente Propia

Los muros de concreto armado.  $V_m = V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} t D$  que es la resistencia al corte en elementos de Concreto Armado.

Los muros del piso 1 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ( $V_e < 0.55 V_m$ ).

$$\Sigma V_m = 627,506.81 \text{ Kg} > V_E = 578,990.00 \text{ Kg} \rightarrow \text{Resistencia global Ok.}$$

**Tabla 38***Piso 1 - Sismo en Y-Y (VE = 578,990.00 Kg)*

MURO	t (m)	L (m)	Pg	Ve	Me	alfa	Vm	0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu	Mu
1Y	0.13	6.20	35,815.97	13,480.42	70,185.20	1.00	40,880.67	22,484.37	3.00	40,441.26	210,555.60
2Y	0.13	6.20	35,423.57	13,479.30	70,175.53	1.00	40,790.42	22,434.73	3.00	40,437.90	210,526.59
3Y	0.13	2.75	14,746.93	4,743.31	7,645.53	1.00	17,870.54	9,828.80	3.00	14,229.93	22,936.59
4Y	0.13	2.75	14,866.77	4,744.95	7,648.17	1.00	17,898.11	9,843.96	3.00	14,234.85	22,944.51
5Y	0.23	3.13	28,110.75	6,469.47	24,903.41	0.81	30,172.74	16,595.00	3.00	19,408.41	74,710.23
7Y	0.23	3.13	27,737.85	6,478.61	24,900.21	0.81	30,123.51	16,567.93	3.00	19,435.83	74,700.63
8Y	0.13	2.70	16,585.01	4,366.26	8,110.21	1.00	18,030.05	9,916.53	3.00	13,098.78	24,330.63
9Y	0.13	2.70	16,448.80	4,384.39	8,121.93	1.00	17,998.72	9,899.30	3.00	13,153.17	24,365.79
10Y	0.23	3.15	16,218.83	8,381.77	19,501.15	1.00	33,072.58	18,189.92	3.00	25,145.31	58,503.45
11Y	0.13	2.70	17,889.31	4,145.93	8,191.76	1.00	18,330.04	10,081.52	3.00	12,437.79	24,575.28
12Y	0.13	2.70	17,527.34	4,202.39	8,147.90	1.00	18,246.79	10,035.73	3.00	12,607.17	24,443.70
13Y	0.23	3.15	15,495.67	8,387.28	19,491.39	1.00	32,906.25	18,098.44	3.00	25,161.84	58,474.17
14Y	0.13	8.15	67,077.57	19,367.86	112,912.17	1.00	58,337.59	32,085.68	3.00	58,103.58	338,736.51
15Y	0.13	4.65	37,941.68	7,627.56	38,426.27	0.92	31,324.15	17,228.28	3.00	22,882.68	115,278.81
16Y	0.23	5.58	82,877.41	16,975.51	90,125.04	1.00	71,039.50	39,071.73	3.00	50,926.53	270,375.12
17Y	0.13	4.65	37,809.33	7,595.35	38,479.29	0.92	31,167.28	17,142.00	3.00	22,786.05	115,437.87
18Y	0.13	8.15	66,267.35	19,355.18	112,967.13	1.00	58,151.24	31,983.18	3.00	58,065.54	338,901.39
19Y	0.23	3.15	16,128.16	8,366.26	19,494.59	1.00	33,051.73	18,178.45	3.00	25,098.78	58,483.77
20Y	0.13	2.70	17,880.18	4,140.18	8,185.68	1.00	18,327.94	10,080.37	3.00	12,420.54	24,557.04
21Y	0.13	2.70	17,507.35	4,204.43	8,140.64	1.00	18,242.19	10,033.20	3.00	12,613.29	24,421.92
22Y	0.23	3.15	15,399.96	8,374.03	19,472.73	1.00	32,884.24	18,086.33	3.00	25,122.09	58,418.19
23Y	0.13	2.70	16,602.90	4,363.09	8,103.26	1.00	18,034.17	9,918.79	3.00	13,089.27	24,309.78
24Y	0.13	2.70	16,426.58	4,346.55	8,121.91	1.00	17,993.61	9,896.49	3.00	13,039.65	24,365.73
25Y	0.23	3.13	28,165.84	6,461.78	24,868.00	0.81	30,190.94	16,605.02	3.00	19,385.34	74,604.00
27Y	0.23	3.13	27,875.67	6,458.36	24,870.10	0.81	30,109.65	16,560.31	3.00	19,375.08	74,610.30
28Y	0.13	2.75	14,766.38	4,737.06	7,634.63	1.00	17,875.02	9,831.26	3.00	14,211.18	22,903.89
29Y	0.13	2.75	14,877.39	4,730.36	7,632.50	1.00	17,900.55	9,845.30	3.00	14,191.08	22,897.50
30Y	0.13	6.20	35,892.82	13,451.57	70,044.63	1.00	40,898.35	22,494.09	3.00	40,354.71	210,133.89
31Y	0.13	6.20	35,574.74	13,453.37	70,048.22	1.00	40,825.19	22,453.85	3.00	40,360.11	210,144.66
							$\Sigma Vm$	882,673.79			

*Nota:* Fuente Propia

Los muros del piso 1 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ( $V_e < 0.55 V_m$ ).

$$\Sigma V_m = 882,673.79 \text{ Kg} > V_E = 578,990.00 \text{ Kg} \rightarrow \text{Resistencia global Ok.}$$

**Tabla 39***Piso 2 - Sismo en X-X (VE = 540,040.00 Kg)*

MURO	t (m)	L (m)	Pg	Ve	Me	alfa	Vm	0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu	Mu
1X	0.23	1.35	9,391.11	3,151.69	2,013.84	1.00	14,735.21	8,104.36	3.00	9,455.07	6,041.52
2X	0.23	2.23	14,445.28	4,480.67	5,259.17	1.00	24,094.86	13,252.18	3.00	13,442.01	15,777.51
3X	1.54	1.78	55,462.60	12,010.26	30,667.23		27,342.33	15,038.28	1.25	15,012.83	38,334.04
4X	0.23	5.05	46,133.98	19,834.00	66,293.00	1.00	57,651.57	31,708.36	3.00	59,502.00	198,879.00
6X	0.23	5.05	46,133.93	19,869.63	66,318.10	1.00	57,651.55	31,708.35	3.00	59,608.89	198,954.30
7X	1.54	1.78	55,505.84	12,013.71	30,664.29		27,342.33	15,038.28	1.25	15,017.14	38,330.36
8X	0.23	2.23	14,397.44	4,509.10	5,279.02	1.00	24,083.86	13,246.12	3.00	13,527.30	15,837.06
9X	0.23	1.35	9,425.08	3,144.21	2,014.52	1.00	14,743.02	8,108.66	3.00	9,432.63	6,043.56
10X	0.23	5.55	55,466.95	24,944.46	69,995.41	1.00	64,455.65	35,450.61	3.00	74,833.38	209,986.23
11X	0.23	5.55	54,866.63	24,939.88	70,279.40	1.00	64,317.57	35,374.67	3.00	74,819.64	210,838.20
12X	0.23	1.35	9,696.33	3,140.04	2,016.58	1.00	14,805.41	8,142.97	3.00	9,420.12	6,049.74
13X	0.23	5.05	46,268.53	19,787.89	66,405.76	1.00	57,682.51	31,725.38	3.00	59,363.67	199,217.28
14X	0.23	5.05	46,168.71	19,769.07	66,381.93	1.00	57,659.55	31,712.75	3.00	59,307.21	199,145.79
15X	0.23	1.35	9,717.02	3,145.79	2,011.92	1.00	14,810.16	8,145.59	3.00	9,437.37	6,035.76
16X	0.23	2.23	14,254.59	4,488.43	5,271.35	1.00	24,051.01	13,228.05	3.00	13,465.29	15,814.05
17X	0.23	2.23	14,256.86	4,479.83	5,277.20	1.00	24,051.53	13,228.34	3.00	13,439.49	15,831.60
18X	1.54	1.78	55,321.31	12,020.23	30,830.09		27,342.33	15,038.28	1.25	15,025.29	38,537.61
19X	1.54	1.78	55,148.85	11,963.00	30,776.32		27,342.33	15,038.28	1.25	14,953.75	38,470.40
							$\Sigma Vm$	624,162.78			

*Nota:* Fuente Propia

Los muros de concreto armado.  $Vm = Vc = 0.53 \sqrt{f'c} t D$  que es la resistencia al corte en elementos de Concreto Armado.

Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ( $Ve < 0.55 Vm$ ).

Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo severo ( $Vu < Vm$ ), excepto 10X y 11X, deberá diseñarse en forma similar al piso 1.

$$\Sigma Vm = 624,162.78 \text{ Kg} > VE = 540,040.00 \text{ Kg} \rightarrow \text{Resistencia global Ok.}$$

**Tabla 40***Piso 2 - Sismo en Y-Y (VE = 540,040.00 Kg)*

MURO	t (m)	L (m)	Pg	Ve	Me	alfa	Vm	0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu	Mu
1Y	0.13	6.20	28,806.28	13,553.04	48,965.98	1.00	39,268.44	21,597.64	3.00	40,659.12	146,897.94
2Y	0.13	6.20	28,451.56	13,548.08	48,964.47	1.00	39,186.86	21,552.77	3.00	40,644.24	146,893.41
3Y	0.13	2.75	11,384.70	3,497.71	5,110.00	1.00	17,097.23	9,403.48	3.00	10,493.13	15,330.00
4Y	0.13	2.75	11,501.17	3,492.41	5,095.48	1.00	17,124.02	9,418.21	3.00	10,477.23	15,286.44
5Y	0.23	3.13	21,116.56	4,180.72	12,428.90	1.00	34,012.76	18,707.02	3.00	12,542.16	37,286.70
7Y	0.23	3.13	20,791.46	4,198.64	12,452.84	1.00	33,937.99	18,665.89	3.00	12,595.92	37,358.52
8Y	0.13	2.70	13,194.48	3,434.13	4,731.36	1.00	17,250.23	9,487.63	3.00	10,302.39	14,194.08
9Y	0.13	2.70	13,001.87	3,462.47	4,782.85	1.00	17,205.93	9,463.26	3.00	10,387.41	14,348.55
10Y	0.23	3.15	10,297.39	7,810.93	11,765.16	1.00	31,710.65	17,440.86	3.00	23,432.79	35,295.48
11Y	0.13	2.70	13,436.52	2,857.47	4,566.50	1.00	17,305.90	9,518.24	3.00	8,572.41	13,699.50
12Y	0.13	2.70	13,214.00	3,005.16	4,579.80	1.00	17,254.72	9,490.10	3.00	9,015.48	13,739.40
13Y	0.23	3.15	9,631.86	7,836.98	11,745.50	1.00	31,557.58	17,356.67	3.00	23,510.94	35,236.50
14Y	0.13	8.15	52,092.79	23,709.76	85,642.06	1.00	54,891.09	30,190.10	3.00	71,129.28	256,926.18
15Y	0.13	4.65	30,127.56	6,511.08	23,238.76	1.00	31,411.59	17,276.37	3.00	19,533.24	69,716.28
16Y	0.23	5.58	65,654.21	16,671.64	59,394.20	1.00	67,078.17	36,892.99	3.00	50,014.92	178,182.60
17Y	0.13	4.65	30,037.22	6,431.59	23,188.60	1.00	31,390.81	17,264.95	3.00	19,294.77	69,565.80
18Y	0.13	8.15	51,655.72	23,687.51	85,656.95	1.00	54,790.57	30,134.81	3.00	71,062.53	256,970.85
19Y	0.23	3.15	10,216.93	7,794.04	11,751.53	1.00	31,692.14	17,430.68	3.00	23,382.12	35,254.59
20Y	0.13	2.70	13,417.31	2,852.84	4,557.33	1.00	17,301.48	9,515.81	3.00	8,558.52	13,671.99
21Y	0.13	2.70	13,179.83	3,016.44	4,595.74	1.00	17,246.86	9,485.77	3.00	9,049.32	13,787.22
22Y	0.23	3.15	9,569.97	7,829.95	11,744.05	1.00	31,543.34	17,348.84	3.00	23,489.85	35,232.15
23Y	0.13	2.70	13,210.67	3,435.17	4,735.88	1.00	17,253.95	9,489.67	3.00	10,305.51	14,207.64
24Y	0.13	2.70	13,009.12	3,374.70	4,709.74	1.00	17,207.60	9,464.18	3.00	10,124.10	14,129.22
25Y	0.23	3.13	21,170.43	4,178.60	12,417.37	1.00	34,025.15	18,713.83	3.00	12,535.80	37,252.11
27Y	0.23	3.13	20,901.41	4,167.59	12,410.55	1.00	33,963.27	18,679.80	3.00	12,502.77	37,231.65
28Y	0.13	2.75	11,404.82	3,489.31	5,086.94	1.00	17,101.86	9,406.02	3.00	10,467.93	15,260.82
29Y	0.13	2.75	11,511.21	3,505.98	5,082.21	1.00	17,126.33	9,419.48	3.00	10,517.94	15,246.63
30Y	0.13	6.20	28,880.24	13,518.85	48,878.16	1.00	39,285.46	21,607.00	3.00	40,556.55	146,634.48
31Y	0.13	6.20	28,582.20	13,526.14	48,875.69	1.00	39,216.91	21,569.30	3.00	40,578.42	146,627.07
							$\Sigma Vm$	865,438.88			

*Nota:* Fuente Propia

Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ( $V_e < 0.55 V_m$ ).

Los muros del piso 2 no se agrietan por corte ante el sismo severo ( $V_u < V_m$ ), excepto 14Y y 18Y, deberá diseñarse en forma similar al piso 1.

$$\Sigma V_m = 865,438.88 \text{ Kg} > V_E = 540,040.00 \text{ Kg} \rightarrow \text{Resistencia global Ok.}$$

**Tabla 41***Piso 3 - Sismo en X-X (VE = 462,150.00 Kg)*

MURO	t (m)	L (m)	Pg	Ve	Me	alfa	Vm	0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu	Mu
1X	0.23	1.35	7,162.02	3,147.07	1,707.47	1.00	14,222.51	7,822.38	3.00	9,441.21	5,122.41
2X	0.23	2.23	10,713.90	4,286.44	3,963.42	1.00	23,236.65	12,780.16	3.00	12,859.32	11,890.26
3X	1.54	1.78	43,264.23	8,981.95	14,692.28		27,342.33	15,038.28	1.25	11,227.44	18,365.35
4X	0.23	5.05	34,724.34	16,798.53	36,860.24	1.00	55,027.35	30,265.04	3.00	50,395.59	110,580.72
6X	0.23	5.05	34,713.33	16,840.95	36,925.44	1.00	55,024.82	30,263.65	3.00	50,522.85	110,776.32
7X	1.54	1.78	43,295.64	8,985.43	14,690.36		27,342.33	15,038.28	1.25	11,231.79	18,362.95
8X	0.23	2.23	10,679.03	4,318.43	3,987.78	1.00	23,228.63	12,775.74	3.00	12,955.29	11,963.34
9X	0.23	1.35	7,187.61	3,137.35	1,707.90	1.00	14,228.40	7,825.62	3.00	9,412.05	5,123.70
10X	0.23	5.55	41,661.05	20,853.18	39,343.42	1.00	61,280.29	33,704.16	3.00	62,559.54	118,030.26
11X	0.23	5.55	41,193.82	20,890.05	39,725.94	1.00	61,172.83	33,645.06	3.00	62,670.15	119,177.82
12X	0.23	1.35	7,395.37	3,131.19	1,705.38	1.00	14,276.19	7,851.90	3.00	9,393.57	5,116.14
13X	0.23	5.05	34,826.65	16,755.80	36,977.57	1.00	55,050.88	30,277.98	3.00	50,267.40	110,932.71
14X	0.23	5.05	34,747.76	16,733.02	36,934.74	1.00	55,032.73	30,268.00	3.00	50,199.06	110,804.22
15X	0.23	1.35	7,415.03	3,139.74	1,700.07	1.00	14,280.71	7,854.39	3.00	9,419.22	5,100.21
16X	0.23	2.23	10,572.01	4,307.67	3,983.01	1.00	23,204.01	12,762.21	3.00	12,923.01	11,949.03
17X	0.23	2.23	10,567.97	4,300.54	3,996.64	1.00	23,203.08	12,761.70	3.00	12,901.62	11,989.92
18X	1.54	1.78	43,137.16	8,986.55	14,790.66		27,342.33	15,038.28	1.25	11,233.19	18,488.33
19X	1.54	1.78	42,993.53	8,928.15	14,738.41		27,342.33	15,038.28	1.25	11,160.19	18,423.01
							$\Sigma Vm$	601,838.39			

*Nota:* Fuente Propia

Los muros de concreto armado.  $Vm = Vc = 0.53 \sqrt{f'c} t D$  que es la resistencia al corte en elementos de Concreto Armado.

Los muros del piso 3 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ( $Ve < 0.55 Vm$ ).

Los muros del piso 3 no se agrietan por corte ante el sismo severo ( $Vu < Vm$ )

$\Sigma Vm = 601,838.39 \text{ Kg} > VE = 462,150.00 \text{ Kg} \rightarrow$  Resistencia global Ok.

**Tabla 42***Piso 3 - Sismo en Y-Y (VE = 462,150.00 Kg)*

MURO	t (m)	L (m)	Pg	Ve	Me	alfa	Vm	0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu	Mu
1Y	0.13	6.20	21,576.06	11,272.40	28,410.91	1.00	37,605.49	20,683.02	3.00	33,817.20	85,232.73
2Y	0.13	6.20	21,292.43	11,264.60	28,412.52	1.00	37,540.26	20,647.14	3.00	33,793.80	85,237.56
3Y	0.13	2.75	8,392.88	2,302.28	3,046.35	1.00	16,409.11	9,025.01	3.00	6,906.84	9,139.05
4Y	0.13	2.75	8,488.32	2,297.22	3,026.56	1.00	16,431.06	9,037.08	3.00	6,891.66	9,079.68
5Y	0.23	3.13	15,078.80	3,318.10	6,599.95	1.00	32,624.07	17,943.24	3.00	9,954.30	19,799.85
7Y	0.23	3.13	14,825.61	3,331.31	6,622.43	1.00	32,565.84	17,911.21	3.00	9,993.93	19,867.29
8Y	0.13	2.70	9,875.46	2,867.95	2,876.15	1.00	16,486.86	9,067.77	3.00	8,603.85	8,628.45
9Y	0.13	2.70	9,699.08	2,900.37	2,937.39	1.00	16,446.29	9,045.46	3.00	8,701.11	8,812.17
10Y	0.23	3.15	6,656.08	5,537.87	6,239.50	1.00	30,873.15	16,980.23	3.00	16,613.61	18,718.50
11Y	0.13	2.70	9,725.66	2,094.88	2,622.09	1.00	16,452.40	9,048.82	3.00	6,284.64	7,866.27
12Y	0.13	2.70	9,587.57	2,296.88	2,672.57	1.00	16,420.64	9,031.35	3.00	6,890.64	8,017.71
13Y	0.23	3.15	6,153.26	5,588.50	6,227.35	1.00	30,757.50	16,916.62	3.00	16,765.50	18,682.05
14Y	0.13	8.15	38,263.20	23,555.03	57,238.12	1.00	51,710.29	28,440.66	3.00	70,665.09	171,714.36
15Y	0.13	4.65	22,434.18	5,357.98	12,591.27	1.00	29,642.11	16,303.16	3.00	16,073.94	37,773.81
16Y	0.23	5.58	48,840.43	14,677.53	34,717.72	1.00	63,211.00	34,766.05	3.00	44,032.59	104,153.16
17Y	0.13	4.65	22,373.68	5,258.27	12,485.50	1.00	29,628.20	16,295.51	3.00	15,774.81	37,456.50
18Y	0.13	8.15	38,012.15	23,524.59	57,216.37	1.00	51,652.54	28,408.90	3.00	70,573.77	171,649.11
19Y	0.23	3.15	6,594.73	5,527.56	6,231.95	1.00	30,859.04	16,972.47	3.00	16,582.68	18,695.85
20Y	0.13	2.70	9,705.74	2,090.77	2,612.22	1.00	16,447.82	9,046.30	3.00	6,272.31	7,836.66
21Y	0.13	2.70	9,553.90	2,313.31	2,699.76	1.00	16,412.90	9,027.09	3.00	6,939.93	8,099.28
22Y	0.23	3.15	6,115.65	5,586.94	6,233.58	1.00	30,748.85	16,911.87	3.00	16,760.82	18,700.74
23Y	0.13	2.70	9,888.49	2,871.50	2,884.36	1.00	16,489.85	9,069.42	3.00	8,614.50	8,653.08
24Y	0.13	2.70	9,712.06	2,791.88	2,836.66	1.00	16,449.27	9,047.10	3.00	8,375.64	8,509.98
25Y	0.23	3.13	15,122.30	3,318.76	6,599.88	1.00	32,634.08	17,948.74	3.00	9,956.28	19,799.64
27Y	0.23	3.13	14,905.22	3,300.10	6,583.35	1.00	32,584.15	17,921.28	3.00	9,900.30	19,750.05
28Y	0.13	2.75	8,407.21	2,300.52	3,023.49	1.00	16,412.41	9,026.82	3.00	6,901.56	9,070.47
29Y	0.13	2.75	8,497.18	2,314.78	3,025.28	1.00	16,433.10	9,038.21	3.00	6,944.34	9,075.84
30Y	0.13	6.20	21,636.28	11,240.74	28,371.63	1.00	37,619.34	20,690.64	3.00	33,722.22	85,114.89
31Y	0.13	6.20	21,393.43	11,252.92	28,366.27	1.00	37,563.49	20,659.92	3.00	33,758.76	85,098.81
							$\Sigma V_m$	827,111.12			

*Nota:* Fuente Propia

Los muros del piso 3 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ( $V_e < 0.55 V_m$ ).

Los muros del piso 3 no se agrietan por corte ante el sismo severo ( $V_u < V_m$ ), excepto 14Y y 18Y, deberá diseñarse en forma similar al piso 1.

$$\Sigma V_m = 827,111.12 \text{ Kg} > V_E = 462,150.00 \text{ Kg} \rightarrow \text{Resistencia global Ok.}$$

**Tabla 43***Piso 4 - Sismo en Y-Y (VE = 345,310.00 Kg)*

MURO	t (m)	L (m)	Pg	Ve	Me	alfa	Vm	0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu	Mu
1Y	0.13	6.20	14,253.93	7,757.29	12,597.35	1.00	35,921.40	19,756.77	3.00	23,271.87	37,792.05
2Y	0.13	6.20	14,056.96	7,747.54	12,598.48	1.00	35,876.10	19,731.86	3.00	23,242.62	37,795.44
3Y	0.13	2.75	5,425.21	1,071.72	1,449.43	1.00	15,726.55	8,649.60	3.00	3,215.16	4,348.29
4Y	0.13	2.75	5,495.18	1,069.07	1,429.96	1.00	15,742.64	8,658.45	3.00	3,207.21	4,289.88
5Y	0.23	3.13	9,617.71	2,414.30	2,797.19	1.00	31,368.02	17,252.41	3.00	7,242.90	8,391.57
7Y	0.23	3.13	9,456.61	2,418.30	2,808.28	1.00	31,330.97	17,232.03	3.00	7,254.90	8,424.84
8Y	0.13	2.70	6,563.53	2,197.56	1,530.15	1.00	15,725.11	8,648.81	3.00	6,592.68	4,590.45
9Y	0.13	2.70	6,425.78	2,230.87	1,590.00	1.00	15,693.43	8,631.39	3.00	6,692.61	4,770.00
10Y	0.23	3.15	3,909.61	3,131.75	2,393.77	1.00	30,241.46	16,632.80	3.00	9,395.25	7,181.31
11Y	0.13	2.70	6,303.73	1,365.60	1,271.70	1.00	15,665.36	8,615.95	3.00	4,096.80	3,815.10
12Y	0.13	2.70	6,222.04	1,588.18	1,330.77	1.00	15,646.57	8,605.61	3.00	4,764.54	3,992.31
13Y	0.23	3.15	3,577.74	3,204.19	2,390.72	1.00	30,165.13	16,590.82	3.00	9,612.57	7,172.16
14Y	0.13	8.15	25,036.15	20,500.85	32,873.03	1.00	48,668.06	26,767.44	3.00	61,502.55	98,619.09
15Y	0.13	4.65	14,847.51	3,928.36	5,448.43	1.00	27,897.18	15,343.45	3.00	11,785.08	16,345.29
16Y	0.23	5.58	32,326.88	11,430.34	16,562.16	1.00	59,412.88	32,677.09	3.00	34,291.02	49,686.48
17Y	0.13	4.65	14,810.42	3,828.20	5,336.95	1.00	27,888.65	15,338.76	3.00	11,484.60	16,010.85
18Y	0.13	8.15	24,961.45	20,468.49	32,826.15	1.00	48,650.88	26,757.99	3.00	61,405.47	98,478.45
19Y	0.23	3.15	3,867.83	3,128.71	2,391.48	1.00	30,231.85	16,627.52	3.00	9,386.13	7,174.44
20Y	0.13	2.70	6,288.79	1,363.26	1,262.63	1.00	15,661.92	8,614.06	3.00	4,089.78	3,787.89
21Y	0.13	2.70	6,196.56	1,605.09	1,361.43	1.00	15,640.71	8,602.39	3.00	4,815.27	4,084.29
22Y	0.23	3.15	3,559.18	3,206.33	2,398.93	1.00	30,160.86	16,588.47	3.00	9,618.99	7,196.79
23Y	0.13	2.70	6,572.23	2,201.38	1,538.83	1.00	15,727.11	8,649.91	3.00	6,604.14	4,616.49
24Y	0.13	2.70	6,435.61	2,120.42	1,486.53	1.00	15,695.69	8,632.63	3.00	6,361.26	4,459.59
25Y	0.23	3.13	9,646.62	2,416.93	2,802.14	1.00	31,374.67	17,256.07	3.00	7,250.79	8,406.42
27Y	0.23	3.13	9,505.24	2,392.41	2,782.98	1.00	31,342.16	17,238.19	3.00	7,177.23	8,348.94
28Y	0.13	2.75	5,435.01	1,077.13	1,430.95	1.00	15,728.80	8,650.84	3.00	3,231.39	4,292.85
29Y	0.13	2.75	5,499.99	1,083.11	1,437.08	1.00	15,743.75	8,659.06	3.00	3,249.33	4,311.24
30Y	0.13	6.20	14,295.59	7,732.05	12,588.71	1.00	35,930.99	19,762.04	3.00	23,196.15	37,766.13
31Y	0.13	6.20	14,124.81	7,747.74	12,585.82	1.00	35,891.71	19,740.44	3.00	23,243.22	37,757.46
							$\Sigma V_m$	790,750.62			

*Nota:* Fuente Propia

Los muros del piso 4 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ( $V_e < 0.55 V_m$ ).

Los muros del piso 4 no se agrietan por corte ante el sismo severo ( $V_u < V_m$ ), excepto 14Y y 18Y, deberá diseñarse en forma similar al piso 1.

$$\Sigma V_m = 790,750.62 \text{ Kg} > V_E = 345,310.00 \text{ Kg} \rightarrow \text{Resistencia global Ok.}$$

**Tabla 44***Piso 5 - Sismo en Y-Y (VE = 189,520.00 Kg)*

MURO	t (m)	L (m)	Pg	Ve	Me	alfa	Vm	0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu	Mu
1Y	0.13	6.20	6,870.70	3,148.05	3,274.11	1.00	34,223.26	18,822.79	3.00	9,444.15	9,822.33
2Y	0.13	6.20	6,771.72	3,136.88	3,272.45	1.00	34,200.50	18,810.27	3.00	9,410.64	9,817.35
3Y	0.13	2.75	2,507.32	850.35	406.10	1.00	15,055.43	8,280.49	3.00	2,551.05	1,218.30
4Y	0.13	2.75	2,549.76	862.12	397.48	1.00	15,065.19	8,285.86	3.00	2,586.36	1,192.44
5Y	0.23	3.13	4,471.05	751.39	1,045.99	1.00	30,184.29	16,601.36	3.00	2,254.17	3,137.97
7Y	0.23	3.13	4,413.80	744.49	1,045.17	1.00	30,171.12	16,594.12	3.00	2,233.47	3,135.51
8Y	0.13	2.70	3,260.28	1,295.76	620.49	1.00	14,965.36	8,230.95	3.00	3,887.28	1,861.47
9Y	0.13	2.70	3,180.35	1,327.47	667.26	1.00	14,946.98	8,220.84	3.00	3,982.41	2,001.78
10Y	0.23	3.15	1,707.99	1,019.50	1,238.27	1.00	29,735.09	16,354.30	3.00	3,058.50	3,714.81
11Y	0.13	2.70	3,083.45	471.64	403.53	1.00	14,924.69	8,208.58	3.00	1,414.92	1,210.59
12Y	0.13	2.70	3,038.40	681.83	432.53	1.00	14,914.33	8,202.88	3.00	2,045.49	1,297.59
13Y	0.23	3.15	1,548.23	986.55	1,230.45	1.00	29,698.34	16,334.09	3.00	2,959.65	3,691.35
14Y	0.13	8.15	12,234.68	15,758.65	15,108.61	1.00	45,723.73	25,148.05	3.00	47,275.95	45,325.83
15Y	0.13	4.65	7,327.56	1,793.47	1,634.14	1.00	26,167.59	14,392.17	3.00	5,380.41	4,902.42
16Y	0.23	5.58	16,006.93	6,897.44	5,224.07	1.00	55,659.29	30,612.61	3.00	20,692.32	15,672.21
17Y	0.13	4.65	7,309.05	1,705.32	1,606.14	1.00	26,163.33	14,389.83	3.00	5,115.96	4,818.42
18Y	0.13	8.15	12,338.66	15,738.11	15,041.24	1.00	45,747.64	25,161.20	3.00	47,214.33	45,123.72
19Y	0.23	3.15	1,686.48	1,018.54	1,238.79	1.00	29,730.14	16,351.58	3.00	3,055.62	3,716.37
20Y	0.13	2.70	3,075.21	472.67	401.15	1.00	14,922.80	8,207.54	3.00	1,418.01	1,203.45
21Y	0.13	2.70	3,026.52	693.04	453.69	1.00	14,911.60	8,201.38	3.00	2,079.12	1,361.07
22Y	0.23	3.15	1,545.60	985.73	1,226.27	1.00	29,697.74	16,333.76	3.00	2,957.19	3,678.81
23Y	0.13	2.70	3,266.40	1,299.59	629.81	1.00	14,966.77	8,231.72	3.00	3,898.77	1,889.43
24Y	0.13	2.70	3,182.92	1,237.45	593.15	1.00	14,947.57	8,221.16	3.00	3,712.35	1,779.45
25Y	0.23	3.13	4,482.91	756.42	1,040.98	1.00	30,187.02	16,602.86	3.00	2,269.26	3,122.94
27Y	0.23	3.13	4,432.28	729.59	1,056.29	1.00	30,175.37	16,596.46	3.00	2,188.77	3,168.87
28Y	0.13	2.75	2,515.83	841.64	399.36	1.00	15,057.39	8,281.56	3.00	2,524.92	1,198.08
29Y	0.13	2.75	2,547.97	851.50	402.45	1.00	15,064.78	8,285.63	3.00	2,554.50	1,207.35
30Y	0.13	6.20	6,890.14	3,132.86	3,274.62	1.00	34,227.73	18,825.25	3.00	9,398.58	9,823.86
31Y	0.13	6.20	6,803.36	3,148.83	3,275.50	1.00	34,207.77	18,814.28	3.00	9,446.49	9,826.50
							$\Sigma Vm$	755,642.88			

**Nota:** Fuente Propia

Los muros del piso 5 no se agrietan por corte ante el sismo moderado ( $V_e < 0.55 V_m$ ).

Los muros del piso 5 no se agrietan por corte ante el sismo severo ( $V_u < V_m$ ).

$$\Sigma V_m = 755,642.88 \text{ Kg} > V_E = 189,520.00 \text{ Kg} \rightarrow \text{Resistencia global Ok.}$$

### 5.7. Modos de vibración y porcentaje de participación de masas

La tabla siguiente muestra los principales indicadores del análisis dinámico, como son los periodos de vibración y porcentaje de participación de masas para el análisis dinámico con los 12 primeros modos de vibración.

Nótese que hubiera sido suficiente utilizar 6 modos de vibración para asegurar un porcentaje de participación de masas de 92.32% y 93.86% respectivamente, en ambos ejes.

**Tabla 45**

*Modos de vibración y participación de masas*

Modo	T (s)	Participación de Masas			
		MX	MY	SumMX	SumMY
1	0.366	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%
2	0.355	74.89%	0.00%	74.89%	0.00%
3	0.312	0.00%	75.74%	74.89%	75.74%
4	0.096	17.41%	0.00%	92.30%	75.74%
5	0.092	0.02%	0.00%	92.32%	75.74%
6	0.087	0.00%	18.12%	92.32%	93.86%
7	0.047	5.17%	0.00%	97.49%	93.86%
8	0.045	0.01%	0.00%	97.50%	93.86%
9	0.045	0.00%	4.50%	97.50%	98.37%
10	0.032	0.00%	1.36%	97.50%	99.72%
11	0.032	1.98%	0.00%	99.47%	99.72%
12	0.031	0.02%	0.00%	99.50%	99.72%

*Nota:* Fuente Propia

Empleando los valores de la Tabla anterior y la fórmula del reglamento se obtuvo:

$$T_x = 0.355$$

$$T_y = 0.312$$

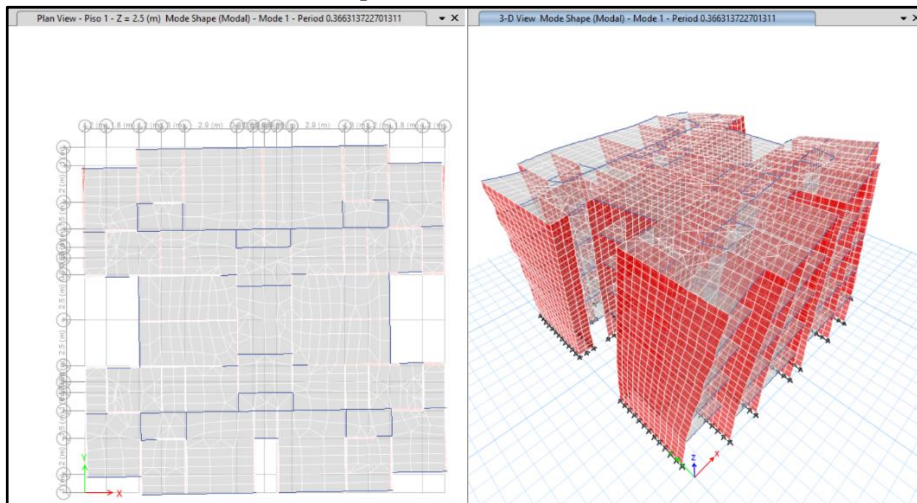
Además, estos valores son comparables con la fórmula  $T = h/60 = 0.208$ , dada por la Norma E.030 para edificios estructurados por muros portantes.

### 5.7.1. Modos de vibración

A continuación, se muestran las fig. 58, 59 y 60, en las cuales se podrán observar los 3 primeros modos de vibración de la estructura analizada.

#### Figura 58

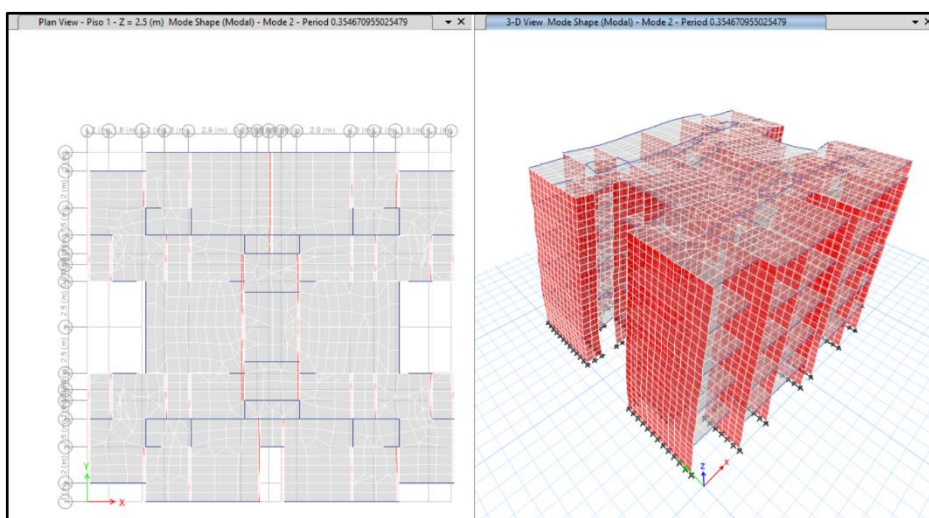
*Primer modo de vibrar con periodo de 0.366s*



*Nota:* La figura muestra el primer modo de vibración. Fuente: Propia

#### Figura 59

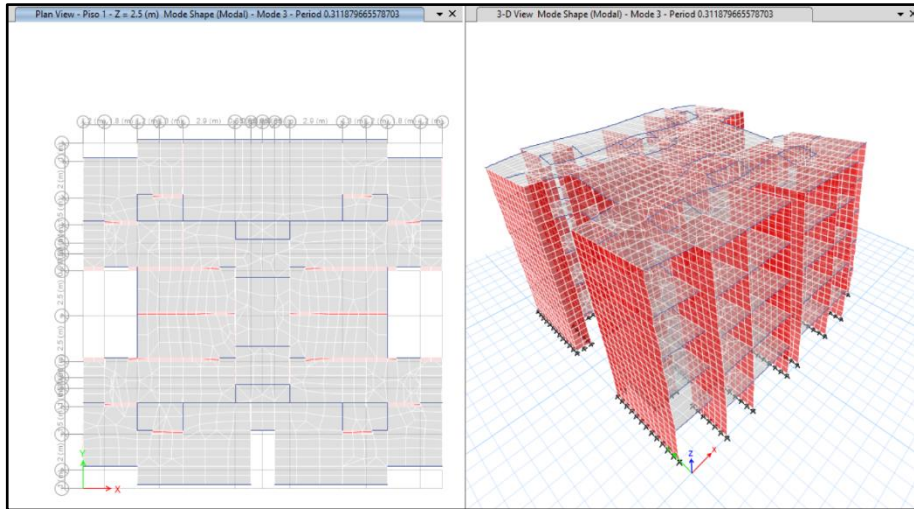
*Segundo modo de vibrar con periodo de 0.355s*



*Nota:* La figura muestra el segundo modo de vibración. Fuente: Propia

**Figura 60**

*Tercer modo de vibrar con periodo de 0.312s*



*Nota:* La figura muestra el tercer modo de vibración. Fuente: Propia

## **6. Análisis sísmico**

### **6.1. Determinación de las Fuerzas de Inercia ( $F_i$ )**

Como se mencionó antes se admite que, ante la acción del sismo severo, todos los muros del primer piso fallan por corte (excepto los de concreto armado). Además, cada dirección se diseña en forma independiente, y en la columna de la intersección entre 2 muros ortogonales, se utilizará el mayor refuerzo y la mayor sección proveniente del diseño de ambos muros. En esta etapa del diseño, debe además incluirse del segundo piso, tercer piso y cuarto piso, los muro 14Y y 18Y, que son los que se fracturan en el piso 2, piso 3 y piso 4, respectivamente.

Por otro lado, a fin de facilitar el proceso constructivo, se tratará de reducir la cantidad de columnas de confinamiento.

#### **6.1.1. Parámetros comunes:**

$$f'_c = 0.175 \text{ ton/cm}^2$$

$$f_y = 4.2 \text{ ton/cm}^2$$

- t = 14 cm espesor efectivo
- t<sub>n</sub> = 10 cm espesor del núcleo confinado
- h = 2.30 m altura
- μ = 1 coeficiente de fricción en junta rayada
- A<sub>v</sub> = 0.64 cm<sup>2</sup> Estribos [] ¼”
- r = 2 cm Recubrimiento

### 6.1.2. Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Columnas de Confinamiento

- 1)  $P_g = P_D + 0.25 P_L$  carga de gravedad acumulada
- 2)  $V_m =$  cortante de agrietamiento diagonal
- 3)  $M_u =$  momento flector ante sismo severo
- 4)  $L =$  longitud total del muro (m), incluyendo columnas de confinamiento,
- 5)  $L_m =$  longitud del paño mayor o  $\frac{1}{2} L$ , lo que sea mayor (m).  
En muros de 1 paño:  $L_m = L$
- 6)  $N_c =$  número de columnas de confinamiento en el muro en análisis
- 7)  $M = M_u - \frac{1}{2} V_m h$  (ton-m)
- 8)  $F = M / L =$  fuerza axial producida por “M” en una columna extrema (ton)
- 9)  $P_c = P_g / N_c =$  carga axial producida por “P<sub>g</sub>” en una columna (ton)
- 10)  $P_t =$  carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse:  $P_t = (L_t P_g / L)$  del muro transversal (ton).

- 11) T= tracción en columna: Extrema:  $T = F - P_c - P_t$   
 Interna:  $T = V_m h/L - P_c - P_t$
- 12) C = compresión en columna: Extrema:  $C = P_c + F$   
 Interna:  $C = P_c - \frac{1}{2} V_m h/L$
- 13)  $V_c$  = cortante en columna (ton): Extrema:  $V_c = 1.5 V_m L_m / (L(N_c + 1))$   
 Interna:  $V_c = V_m L_m / (L(N_c + 1))$
- 14)  $A_s = (T + V_c/\mu) / (f_y \phi) =$  área de acero vertical requerida (cm<sup>2</sup>, mín 4  $\phi$  8 mm), usar  $\phi = 0.85$
- 15)  $A_s$  = área de acero vertical colocada (cm<sup>2</sup>)
- 16)  $\delta$  = factor de confinamiento:  
 $\delta = 0.8$  para columnas sin muros transversales  
 $\delta = 1.0$  para columnas con muros transversales
- 17)  $A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'_c) =$  área del núcleo de concreto (cm<sup>2</sup>), usar  $\phi = 0.7$
- 18)  $A_{cf} = V_c / (0.2 f'_c \phi) \geq 15 t \geq A_c =$  área de la columna por corte-fricción (cm<sup>2</sup>), usar  $\phi = 0.85$
- 19) Dimensiones de la columna a emplear (cm x cm)
- 20)  $A_c =$  área de concreto de la columna definitiva (cm<sup>2</sup>)
- 21)  $A_n =$  área del núcleo de la columna definitiva (cm<sup>2</sup>), (cm<sup>2</sup>), ó 4  $\phi$  8
- 22)  $A_s \text{ mín} = 0.1 f'_c A_c / f_y =$  área de acero vertical mínima mm
- 23)  $s_1 = A_v f_y / (0.3 t_n f'_c (A_c / A_n - 1)) =$  espaciamiento de estribos por compresión (cm)
- 24)  $s_2 = A_v f_y / (0.12 t_n f'_c) =$  espaciamiento de estribos por compresión (cm)

25)  $s_3 = \frac{1}{4} d$  o 5 cm, lo que sea mayor = espaciamiento de estribos por compresión (cm)

26)  $s_4 = 10$  cm = espaciamiento máximo de estribos por compresión

27) 45 cm o 1.5 d (cm) Zona a confinar en los extremos de la columna

28)  $s$  = espaciamiento a utilizar en la zona de confinamiento (cm)

Notas: -

- Estribaje mínimo:  $\square \phi \frac{1}{4}"$ , 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm

- En columnas L, T o irregular, usar  $d = A_c / t$  en los pasos 25 y 27.

### **Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Vigas Soleras:**

29)  $T_s = \frac{1}{2} V_m L_m / L$  = tracción en la solera (ton)

30)  $A_s = T_s / (\phi f_y)$  = área de acero horizontal requerida (cm<sup>2</sup>), usar  $\phi = 0.9$

31) Acero longitudinal a utilizar

**Notas:** -  $A_{s\text{mín}} = 0.1 f'c A_{sol} / f_y$  o 4  $\phi$  8 mm. En este ejemplo:  $A_{sol} = 20$

$\times 12 = 240$  cm<sup>2</sup>  $\rightarrow A_{s\text{mín}} = 0.1 \times 0.175 \times 240 / 4.2 = 1$  cm<sup>2</sup>  $\rightarrow$

usar como mínimo 4  $\phi$  8 mm

- En la solera se usa estribaje mínimo:  $\square \phi \frac{1}{4}"$ , 1 @ 5, 4 @ 10, r @

25 cm

Con todos los datos hasta el momento obtenidos y aplicando las fórmulas planteadas se procede a diseñar fácilmente mediante una hoja de Excel.

**Tabla 46**

*Piso 1 - Diseño de los muros agrietados X-X*

MURO	1X		2X		4X			
Columna	C1	C1	C2	C2	C4	C4	C5	C5
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Interna
1. Pg	11286.30		18250.96		56684.90			
2. Vm	15171.10		24970.17		55714.41			
3. Mu	8366.22		23232.90		285945.75			
4. L	1.35		2.23		5.05			
5. Lm	1.35		2.23		2.53			
6. Nc	2		2		4			
7. M	0.00		0.00		216302.73			
8. F	0.00		0.00		42832.22			
9. Pc	5643.15		9125.48		14171.23			
10. Pt	8953.99	3686.73	0.00	3686.73	0.00	0.00	4146.25	4472.33
11. T	0.00	0.00	0.00	0.00	28661.00	28661.00	9263.91	8937.84
12. C	5643.15	5643.15	9125.48	9125.48	57003.45	57003.45	380.53	380.53
13. Vc	7585.55	7585.55	12485.09	12485.09	8357.16	8357.16	5571.44	5571.44
14. As	2.12	2.12	3.50	3.50	10.37	10.37	4.16	4.06
15. As	2φ8mm+ 2φ3/8"	2φ8mm+ 2φ3/8"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	4φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ1/2"	4φ1/2"
a usar	2.44	2.44	3.98	3.98	10.46	10.46	5.08	5.08
16. δ	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00
17. An	0.00	0.00	0.00	0.00	273.08	273.08	0.00	0.00
18. Acf	212.48	212.48	349.72	349.72	234.09	234.09	156.06	156.06
19. Usar t:	23	23	23	23	23	23	23	23
d:	20	20	20	20	20	20	15	15
20. Ac	460	460	460	460	460	460	345	345
21. An	304	304	304	304	304	304	209	209
22. As min	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	1.73	1.73
23. s1	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38	3.45	3.45
24. s2	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61
25. s3	5	5	5	5	5	5	3.75	3.75
26. s4	10	10	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	45	45	45	45	45	45
28. s[] 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>
<b>Solares</b>	<b>muro 1X</b>		<b>muro 2X</b>		<b>muro 4X</b>			
29. Ts	7585.55		12485.09		13928.60			
30. As	2.01		3.30		3.68			
31. usar	2φ8mm+2φ3/8"		2φ1/2"+2φ3/8"		2φ1/2"+2φ3/8"			

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 47**

*Piso 1 - Diseño de los muros agrietados X-X*

MURO	6X				8X		9X	
Columna	C4	C4	C5	C5	C2	C2	C1	C1
Ubicac.	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg		56710.94			18198.99		11327.49	
2. Vm		55774.31			24958.22		15180.57	
3. Mu		285798.33			23238.27		8365.80	
4. L		5.05			2.23		1.35	
5. Lm		2.53			2.23		1.35	
6. Nc		4			2		2	
7. M		216080.44			0.00		0.00	
8. F		42788.21			0.00		0.00	
9. Pc		14177.74			9099.50		5663.75	
10. Pt	0.00	0.00	4470.05	4150.73	0.00	3691.60	3691.60	8973.21
11. T	28610.47	28610.47	8963.26	9282.58	0.00	0.00	0.00	0.00
12. C	56965.94	56965.94	372.21	372.21	9099.50	9099.50	5663.75	5663.75
13. Vc	8366.15	8366.15	5577.43	5577.43	12479.11	12479.11	7590.29	7590.29
14. As	10.36	10.36	4.07	4.16	3.50	3.50	2.13	2.13
15. As	4φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ1/2"	4φ1/2"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	2φ8mm+ 2φ3/8"	2φ8mm+ 2φ3/8"
a usar	10.46	10.46	5.08	5.08	3.98	3.98	2.44	2.44
16. δ	0.80	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00	1.00	1.00
17. An	272.70	272.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18. Acf	234.35	234.35	156.23	156.23	349.55	349.55	212.61	212.61
19. Usar t:	23	23	23	23	23	23	23	23
d:	20	20	15	15	20	20	20	20
20. Ac	460	460	345	345	460	460	460	460
21. An	304	304	209	209	304	304	304	304
22. As min	2.30	2.30	1.73	1.73	2.30	2.30	2.30	2.30
23. s1	4.38	4.38	3.45	3.45	4.38	4.38	4.38	4.38
24. s2	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61
25. s3	5	5	3.75	3.75	5	5	5	5
26. s4	10	10	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	45	45	45	45	45	45
28. s[] 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>
<b>Solares</b>		<b>muro 6X</b>			<b>muro 8X</b>		<b>muro 9X</b>	
29. Ts		13943.58			12479.11		7590.29	
30. As		3.69			3.30		2.01	
31. usar		2φ1/2"+2φ3/8"			2φ1/2"+2φ3/8"		2φ8mm+2φ3/8"	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 48**

*Piso 1 - Diseño de los muros agrietados X-X*

MURO	10X			11X			12X	
Columna	C13	C4	C13	C13	C4	C13	C1	C1
Ubicac.	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg		68729.27			68151.82		11632.22	
2. Vm		67505.98			67373.17		15250.66	
3. Mu		293466.99			293689.47		8352.09	
4. L		5.55			5.55		1.35	
5. Lm		2.78			2.78		1.35	
6. Nc		3			3		2	
7. M		209084.51			209473.01		0.00	
8. F		37672.89			37742.88		0.00	
9. Pc		22909.76			22717.27		5816.11	
10. Pt	0.00	0.00	16254.99	16058.65	0.00	0.00	8855.89	3716.69
11. T	14763.13	7498.34	0.00	0.00	7631.00	15025.61	0.00	0.00
12. C	60582.64	7705.71	60582.64	60460.16	7543.14	60460.16	5816.11	5816.11
13. Vc	12657.37	8438.25	12657.37	12632.47	8421.65	12632.47	7625.33	7625.33
14. As	7.68	4.46	3.55	3.54	4.50	7.75	2.14	2.14
15. As	4φ5/8"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ5/8"	2φ8mm+ 2φ3/8"	2φ8mm+ 2φ3/8"
a usar	7.92	6.50	3.98	3.98	6.50	7.92	2.44	2.44
16. δ	0.80	0.80	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00
17. An	381.05	0.00	395.19	394.21	0.00	379.82	0.00	0.00
18. Acf	354.55	236.37	354.55	353.85	235.90	353.85	213.59	213.59
19. Usar t:	23	23	23	23	23	23	23	23
d:	25	20	25	25	20	25	20	20
20. Ac	575	460	575	575	460	575	460	460
21. An	399	304	399	399	304	399	304	304
22. As min	2.88	2.30	2.88	2.88	2.30	2.88	2.30	2.30
23. s1	5.09	4.38	5.09	5.09	4.38	5.09	4.38	4.38
24. s2	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61
25. s3	6.25	5	6.25	6.25	5	6.25	5	5
26. s4	10	10	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	45	45	45	45	45	45
28. s[] 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>
<b>Solares</b>		<b>muro 10X</b>			<b>muro 11X</b>		<b>muro 12X</b>	
29. Ts		16876.50			16843.29		7625.33	
30. As		4.46			4.46		2.02	
31. usar		4φ1/2"			4φ1/2"		2φ8mm+2φ3/8"	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 49**

*Piso 1 - Diseño de los muros agrietados X-X*

MURO	13X				14X			
Columna	C4	C4	C5	C5	C4	C4	C5	C5
Ubicac.	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Interna
1. Pg		56840.16				56736.66		
2. Vm		55594.03				55546.10		
3. Mu		285998.04				286053.90		
4. L		5.05				5.05		
5. Lm		2.53				2.53		
6. Nc		4				4		
7. M		216505.50				216621.27		
8. F		42872.38				42895.30		
9. Pc		14210.04				14184.17		
10. Pt	0.00	0.00	4112.20	4381.84	0.00	0.00	4376.84	4106.65
11. T	28662.34	28662.34	9199.56	8929.92	28711.14	28711.14	8937.07	9207.26
12. C	57082.42	57082.42	449.14	449.14	57079.47	57079.47	435.13	435.13
13. Vc	8339.10	8339.10	5559.40	5559.40	8331.92	8331.92	5554.61	5554.61
14. As	10.36	10.36	4.13	4.06	10.38	10.38	4.06	4.13
15. As	4φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ1/2"	4φ1/2"	4φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ1/2"	4φ1/2"
a usar	10.46	10.46	5.08	5.08	10.46	10.46	5.08	5.08
16. δ	0.80	0.80	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00
17. An	273.87	273.87	0.00	0.00	273.84	273.84	0.00	0.00
18. Acf	233.59	233.59	155.73	155.73	233.39	233.39	155.59	155.59
19. Usar t:	23	23	23	23	23	23	23	23
d:	20	20	15	15	20	20	15	15
20. Ac	460	460	345	345	460	460	345	345
21. An	304	304	209	209	304	304	209	209
22. As min	2.30	2.30	1.73	1.73	2.30	2.30	1.73	1.73
23. s1	4.38	4.38	3.45	3.45	4.38	4.38	3.45	3.45
24. s2	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61
25. s3	5	5	3.75	3.75	5	5	3.75	3.75
26. s4	10	10	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	45	45	45	45	45	45
28. s[ 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>
<b>Solares</b>		<b>muro 13X</b>				<b>muro 14X</b>		
29. Ts		13898.51				13886.53		
30. As		3.68				3.67		
31. usar		2φ1/2"+2φ3/8"				2φ1/2"+2φ3/8"		

Nota: Fuente Propia

**Tabla 50**

*Piso 1 - Diseño de los muros agrietados X-X*

MURO	15X		16X		17X	
Columna	C1	C1	C2	C2	C2	C2
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg	11645.49		18033.78		18053.85	
2. Vm	15253.71		24920.22		24924.84	
3. Mu	8349.93		23180.49		23180.22	
4. L	1.35		2.23		2.23	
5. Lm	1.35		2.23		2.23	
6. Nc	2		2		2	
7. M	0.00		0.00		0.00	
8. F	0.00		0.00		0.00	
9. Pc	5822.75		9016.89		9026.93	
10. Pt	3719.35	8893.69	3716.69	0.00	0.00	3719.35
11. T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12. C	5822.75	5822.75	9016.89	9016.89	9026.93	9026.93
13. Vc	7626.86	7626.86	12460.11	12460.11	12462.42	12462.42
14. As	2.14	2.14	3.49	3.49	3.49	3.49
15. As	2φ8mm+ 2φ3/8"	2φ8mm+ 2φ3/8"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	2φ1/2"+ 2φ3/8"
a usar	2.44	2.44	3.98	3.98	3.98	3.98
16. δ	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00
17. An	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18. Acf	213.64	213.64	349.02	349.02	349.09	349.09
19. Usar t:	23	23	23	23	23	23
d:	20	20	20	20	20	20
20. Ac	460	460	460	460	460	460
21. An	304	304	304	304	304	304
22. As min	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
23. s1	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38	4.38
24. s2	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61
25. s3	5	5	5	5	5	5
26. s4	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	45	45	45	45
28. s[] 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>
<b>Solares</b>	<b>muro 15X</b>		<b>muro 16X</b>		<b>muro 17X</b>	
29. Ts	7626.86		12460.11		12462.42	
30. As	2.02		3.30		3.30	
31. usar	2φ8mm+2φ3/8"		2φ1/2"+2φ3/8"		2φ1/2"+2φ3/8"	

*Nota:* Fuente Propia

De la misma forma procedemos a calcular los muros del 2do nivel en el sentido X.

**Tabla 51**

*Piso 2 - Diseño de los muros agrietados X-X*

MURO	10X			11X		
	C13	C4	C13	C13	C4	C13
Ubicac.	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema
1. Pg		55466.95			54866.63	
2. Vm		64455.65			64317.57	
3. Mu		209986.23			210838.20	
4. L		5.55			5.55	
5. Lm		2.78			2.78	
6. Nc		3			3	
7. M		129416.67			130441.23	
8. F		23318.32			23502.92	
9. Pc		18488.98			18288.88	
10. Pt	0.00	0.00	12623.71	12517.80	0.00	0.00
11. T	4829.34	10545.09	0.00	0.00	10683.00	5214.05
12. C	41807.30	3971.95	41807.30	41791.80	3802.94	41791.80
13. Vc	12085.43	8056.96	12085.43	12059.55	8039.70	12059.55
14. As	4.74	5.21	3.39	3.38	5.24	4.84
15. As	4φ1/2"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ1/2"
a usar	5.08	6.50	3.98	3.98	6.50	5.08
16. δ	0.80	0.80	1.00	1.00	0.80	0.80
17. An	273.91	0.00	244.93	244.80	0.00	273.75
18. Acf	338.53	225.69	338.53	337.80	225.20	337.80
19. Usar t:	23	23	23	23	23	23
d:	25	20	25	25	20	25
20. Ac	575	460	575	575	460	575
21. An	399	304	399	399	304	399
22. As min	2.88	2.30	2.88	2.88	2.30	2.88
23. s1	5.09	4.38	5.09	5.09	4.38	5.09
24. s2	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61	5.61
25. s3	6.25	5	6.25	6.25	5	6.25
26. s4	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	45	45	45	45
28. s[] 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>
<b>Solares</b>		<b>muro 10X</b>			<b>muro 11X</b>	
29. Ts		16113.91			16079.39	
30. As		4.26			4.25	
31. usar		4φ1/2"			4φ1/2"	

Nota: Fuente Propia

De la misma manera se procede a realizar los cálculos para los muros del sentido Y.

**Tabla 52**

*Piso 1 - Diseño de los muros agrietados Y-Y*

MURO	1Y			2Y			3Y	
	C4	C8	C9	C4	C8	C9	C10	C10
Ubicac.	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg		35815.97			35423.57		14746.93	
2. Vm		40880.67			40790.42		17870.54	
3. Mu		210555.60			210526.59		22936.59	
4. L		6.20			6.20		2.75	
5. Lm		3.10			3.10		2.75	
6. Nc		3			3		2	
7. M		159454.76			159538.56		598.41	
8. F		25718.51			25732.03		217.60	
9. Pc		11938.66			11807.86		7373.47	
10. Pt	2821.58	0.00	0.00	2908.06	0.00	0.00	4562.74	2821.58
11. T	10958.28	4545.49	13779.85	11016.11	4639.89	13924.17	0.00	0.00
12. C	37657.17	3696.59	37657.17	37539.88	3583.98	37539.88	7591.07	7591.07
13. Vc	7665.13	5110.08	7665.13	7648.20	5098.80	7648.20	8935.27	8935.27
14. As	5.22	2.70	6.01	5.23	2.73	6.04	2.50	2.50
15. As	2φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ3/8"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ3/8"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ3/8"	4φ3/8"
a usar	6.50	2.88	6.50	6.50	2.88	6.50	2.88	2.88
16. δ	1.00	0.80	0.80	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00
17. An	154.94	0.00	192.05	154.00	0.00	190.87	0.00	0.00
18. Acf	214.71	143.14	214.71	214.24	142.82	214.24	250.29	250.29
19. Usar t:	13	13	13	13	13	13	13	13
d:	25	20	30	25	20	30	20	20
20. Ac	325	260	390	325	260	390	260	260
21. An	189	144	234	189	144	234	144	144
22. As								
min	1.63	1.30	1.95	1.63	1.30	1.95	1.30	1.30
23. s1	6.59	5.89	7.11	6.59	5.89	7.11	5.89	5.89
24. s2	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
25. s3	6.25	5	7.5	6.25	5	7.5	5	5
26. s4	10	10	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	45	45	45	45	45	45
28. s[] 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>
<b>Soleras</b>		<b>muro 1Y</b>			<b>muro 2Y</b>		<b>muro 3Y</b>	
29. Ts		10220.17			10197.61		8935.27	
30. As		2.70			2.70		2.36	
31. usar		4φ3/8"			4φ3/8"		2φ8mm+2φ3/8"	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 53**

*Piso 1 - Diseño de los muros agrietados Y-Y*

MURO	4Y		5Y		7Y		8Y	
Columna	C10	C10	C11	C11	C11	C11	C10	C10
Ubicac.	Extrema	extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg	14866.77		28110.75		27737.85		16585.01	
2. Vm	17898.11		30172.74		30123.51		18030.05	
3. Mu	22944.51		74710.23		74700.63		24330.63	
4. L	2.75		3.13		3.13		2.70	
5. Lm	2.75		3.13		3.13		2.70	
6. Nc	2		2		2		2	
7. M	571.88		36994.31		37046.24		1793.06	
8. F	207.95		11819.27		11835.86		664.10	
9. Pc	7433.39		14055.38		13868.93		8292.51	
10. Pt	2908.06	4508.45	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13509.90
11. T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12. C	7641.34	7641.34	25874.64	25874.64	25704.78	25704.78	8956.60	8956.60
13. Vc	8949.05	8949.05	15086.37	15086.37	15061.76	15061.76	9015.03	9015.03
14. As	2.51	2.51	4.23	4.23	4.22	4.22	2.53	2.53
15. As	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ1/2"	4φ1/2"	4φ1/2"	4φ1/2"	4φ3/8"	4φ3/8"
a usar	2.88	2.88	5.08	5.08	5.08	5.08	2.88	2.88
16. δ	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	1.00
17. An	0.00	0.00	114.52	114.52	112.82	112.82	7.78	6.80
18. Acf	250.67	250.67	422.59	422.59	421.90	421.90	252.52	252.52
19. Usar t:	13	13	23	23	23	23	13	13
d:	20	20	20	20	20	20	25	25
20. Ac	260	260	460	460	460	460	325	325
21. An	144	144	304	304	304	304	189	189
22. As min	1.30	1.30	2.30	2.30	2.30	2.30	1.63	1.63
23. s1	5.89	5.89	4.38	4.38	4.38	4.38	6.59	6.59
24. s2	11.85	11.85	5.61	5.61	5.61	5.61	11.85	11.85
25. s3	5	5	5	5	5	5	6.25	6.25
26. s4	10	10	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	45	45	45	45	45	45
28. s[] 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>
<b>Soleras</b>	<b>muro 4Y</b>		<b>muro 5Y</b>		<b>muro 7Y</b>		<b>muro 8Y</b>	
29. Ts	8949.05		15086.37		15061.76		9015.03	
30. As	2.37		3.99		3.98		2.38	
31. usar	2φ8mm+2φ3/8"		2φ1/2"+2φ3/8"		2φ1/2"+2φ3/8"		2φ8mm+2φ3/8"	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 54**

*Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y*

MURO	9Y		10Y		11Y		12Y	
Columna	C10	C10	C13	C13	C10	C10	C10	C10
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg	16448.80		16218.83		17889.31		17527.34	
2. Vm	17998.72		33072.58		18330.04		18246.79	
3. Mu	24365.79		58503.45		24575.28		24443.70	
4. L	2.70		3.15		2.70		2.70	
5. Lm	2.70		3.15		2.70		2.70	
6. Nc	2		2		2		2	
7. M	1867.39		17162.72		1662.73		1635.21	
8. F	691.62		5448.48		615.83		605.64	
9. Pc	8224.40		8109.42		8944.66		8763.67	
10. Pt	0.00	13546.90	0.00	16016.09	0.00	13578.99	0.00	13616.19
11. T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12. C	8916.02	8916.02	13557.90	13557.90	9560.48	9560.48	9369.31	9369.31
13. Vc	8999.36	8999.36	16536.29	16536.29	9165.02	9165.02	9123.39	9123.39
14. As	2.52	2.52	4.63	4.63	2.57	2.57	2.56	2.56
15. As	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ1/2"	4φ1/2"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"
a usar	2.88	2.88	5.08	5.08	2.88	2.88	2.88	2.88
16. δ	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00
17. An	7.37	6.47	0.00	0.00	13.82	11.63	11.90	10.10
18. Acf	252.08	252.08	463.20	463.20	256.72	256.72	255.56	255.56
19. Usar t:	13	13	23	23	13	13	13	13
d:	25	25	25	25	25	25	25	25
20. Ac	325	325	575	575	325	325	325	325
21. An	189	189	399	399	189	189	189	189
22. As min	1.63	1.63	2.88	2.88	1.63	1.63	1.63	1.63
23. s1	6.59	6.59	5.09	5.09	6.59	6.59	6.59	6.59
24. s2	11.85	11.85	5.61	5.61	11.85	11.85	11.85	11.85
25. s3	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
26. s4	10	10	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	45	45	45	45	45	45
28. s[] 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>
<b>Soleras</b>	<b>muro 9Y</b>		<b>muro 10Y</b>		<b>muro 11Y</b>		<b>muro 12Y</b>	
29. Ts	8999.36		16536.29		9165.02		9123.39	
30. As	2.38		4.37		2.42		2.41	
31. usar	2φ8mm+2φ3/8"		4φ1/2"		2φ8mm+2φ3/8"		2φ8mm+2φ3/8"	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 55**

*Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y*

MURO	13Y		14Y			15Y	
Columna	C13	C13	C14	C13	C14	C15	C15
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg	15495.67		67077.57			37941.68	
2. Vm	32906.25		58337.59			31324.15	
3. Mu	58474.17		338736.51			115278.81	
4. L	3.15		8.15			4.65	
5. Lm	3.15		4.08			4.65	
6. Nc	2		3			2	
7. M	17341.35		265814.52			76123.62	
8. F	5505.19		32615.28			16370.67	
9. Pc	7747.84		22359.19			18970.84	
10. Pt	15967.32	0.00	0.00	17182.32	0.00	0.00	0.00
11. T	0.00	0.00	10256.09	0.00	10256.09	0.00	0.00
12. C	13253.03	13253.03	54974.47	13411.71	54974.47	35341.51	35341.51
13. Vc	16453.13	16453.13	10938.30	7292.20	10938.30	15662.08	15662.08
14. As	4.61	4.61	5.94	2.04	5.94	4.39	4.39
15. As	4φ1/2"	4φ1/2"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	2φ8mm+ 2φ3/8"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ1/2"	4φ1/2"
a usar	5.08	5.08	6.50	2.44	6.50	5.08	5.08
16. δ	1.00	0.80	0.80	1.00	0.80	0.80	0.80
17. An	0.00	0.00	365.29	52.36	365.29	209.22	209.22
18. Acf	460.87	460.87	306.39	204.26	306.39	438.71	438.71
19. Usar t:	23	23	13	13	13	13	13
d:	25	25	45	20	45	35	35
20. Ac	575	575	585	260	585	455	455
21. An	399	399	369	144	369	279	279
22. As min	2.88	2.88	2.93	1.30	2.93	2.28	2.28
23. s1	5.09	5.09	8.10	5.89	8.10	7.52	7.52
24. s2	5.61	5.61	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
25. s3	6.25	6.25	11.25	5	11.25	8.75	8.75
26. s4	10	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	67.5	45	67.5	52.5	52.5
28. s[ 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>1 @ 5, 9</u> <u>@ 7.5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>1 @ 5, 9 @</u> <u>7.5</u>	<u>1 @ 5, 7</u> <u>@ 7.5</u>	<u>1 @ 5, 7</u> <u>@ 7.5</u>
<b>Soleras</b>	<b>muro 13Y</b>		<b>muro 14Y</b>			<b>muro 15Y</b>	
29. Ts	16453.13		14584.40			15662.08	
30. As	4.35		3.86			4.14	
31. usar	4φ1/2"		2φ1/2"+2φ3/8"			4φ1/2"	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 56**

*Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y*

MURO	16Y			17Y		18Y		
Columna	C16	C16	C11	C15	C15	C14	C13	C14
Ubicac.	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Extrema
1. Pg		82877.41		37809.33			66267.35	
2. Vm		71039.50		31167.28			58151.24	
3. Mu		270375.12		115437.87			338901.39	
4. L		5.58		4.65			8.15	
5. Lm		2.79		4.65			4.08	
6. Nc		3		2			3	
7. M		181575.74		76478.77			266212.34	
8. F		32540.46		16447.05			32664.09	
9. Pc		27625.80		18904.67			22089.12	
10. Pt	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17037.96	0.00
11. T	4914.65	4914.65	4201.93	0.00	0.00	10574.97	0.00	10574.97
12. C	60166.26	60166.26	11711.94	35351.71	35351.71	54753.21	13170.21	54753.21
13. Vc	13319.91	13319.91	8879.94	15583.64	15583.64	10903.36	7268.91	10903.36
14. As	5.11	5.11	3.66	4.37	4.37	6.02	2.04	6.02
15. As	6φ1/2"	6φ1/2"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	4φ1/2"	4φ1/2"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	2φ8mm+ 2φ3/8"	2φ5/8"+ 2φ1/2"
a usar	7.62	7.62	3.98	5.08	5.08	6.50	2.44	6.50
16. δ	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	1.00	0.80
17. An	385.41	385.41	4.09	209.33	209.33	363.07	50.43	363.07
18. Acf	373.11	373.11	248.74	436.52	436.52	305.42	203.61	305.42
19. Usar t:	23	23	23	13	13	13	13	13
d:	30	30	20	35	35	45	20	45
20. Ac	690	690	460	455	455	585	260	585
21. An	494	494	304	279	279	369	144	369
22. As min	3.45	3.45	2.30	2.28	2.28	2.93	1.30	2.93
23. s1	5.66	5.66	4.38	7.52	7.52	8.10	5.89	8.10
24. s2	5.61	5.61	5.61	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
25. s3	7.5	7.5	5	8.75	8.75	11.25	5	11.25
26. s4	10	10	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	45	52.5	52.5	67.5	45	67.5
28. s[] 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>1 @ 5.7</u> <u>@ 7.5</u>	<u>1 @ 5.7</u> <u>@ 7.5</u>	<u>1 @ 5.9 @</u> <u>7.5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>1 @ 5.9</u> <u>@ 7.5</u>
<b>Soleras</b>	<b>muro 16Y</b>			<b>muro 17Y</b>		<b>muro 18Y</b>		
29. Ts		17759.88		15583.64			14537.81	
30. As		4.70		4.12			3.85	
31. usar		4φ1/2"		4φ1/2"			2φ1/2"+2φ3/8"	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 57**

*Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y*

MURO	19Y		20Y		21Y		22Y	
Columna	C13	C13	C10	C10	C10	C10	C13	C13
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg	16128.16		17880.18		17507.35		15399.96	
2. Vm	33051.73		18327.94		18242.19		32884.24	
3. Mu	58483.77		24557.04		24421.92		58418.19	
4. L	3.15		2.70		2.70		3.15	
5. Lm	3.15		2.70		2.70		3.15	
6. Nc	2		2		2		2	
7. M	17169.11		1647.11		1619.18		17312.89	
8. F	5450.51		610.04		599.70		5496.16	
9. Pc	8064.08		8940.09		8753.68		7699.98	
10. Pt	0.00	16029.18	0.00	13585.23	0.00	13591.39	15923.05	0.00
11. T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12. C	13514.59	13514.59	9550.13	9550.13	9353.37	9353.37	13196.14	13196.14
13. Vc	16525.86	16525.86	9163.97	9163.97	9121.10	9121.10	16442.12	16442.12
14. As	4.63	4.63	2.57	2.57	2.55	2.55	4.61	4.61
15. As	4φ1/2"	4φ1/2"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ1/2"	4φ1/2"
a usar	5.08	5.08	2.88	2.88	2.88	2.88	5.08	5.08
16. δ	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80
17. An	0.00	0.00	13.71	11.55	11.75	9.97	0.00	0.00
18. Acf	462.91	462.91	256.69	256.69	255.49	255.49	460.56	460.56
19. Usar t:	23	23	13	13	13	13	23	23
d:	25	25	25	25	25	25	25	25
20. Ac	575	575	325	325	325	325	575	575
21. An	399	399	189	189	189	189	399	399
22. As min	2.88	2.88	1.63	1.63	1.63	1.63	2.88	2.88
23. s1	5.09	5.09	6.59	6.59	6.59	6.59	5.09	5.09
24. s2	5.61	5.61	11.85	11.85	11.85	11.85	5.61	5.61
25. s3	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25	6.25
26. s4	10	10	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	45	45	45	45	45	45
28. s[] 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>
<b>Soleras</b>	<b>muro 19Y</b>		<b>muro 20Y</b>		<b>muro 21Y</b>		<b>muro 22Y</b>	
29. Ts	16525.86		9163.97		9121.10		16442.12	
30. As	4.37		2.42		2.41		4.35	
31. usar	4φ1/2"		2φ8mm+2φ3/8"		2φ8mm+2φ3/8"		4φ1/2"	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 58**

*Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y*

MURO	23Y		24Y		25Y		27Y	
Columna	C10	C10	C10	C10	C11	C11	C11	C11
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg	16602.90		16426.58		28165.84		27875.67	
2. Vm	18034.17		17993.61		30190.94		30109.65	
3. Mu	24309.78		24365.73		74604.00		74610.30	
4. L	2.70		2.70		3.13		3.13	
5. Lm	2.70		2.70		3.13		3.13	
6. Nc	2		2		2		2	
7. M	1767.07		1873.71		36865.32		36973.23	
8. F	654.47		693.97		11778.06		11812.53	
9. Pc	8301.45		8213.29		14082.92		13937.84	
10. Pt	0.00	13516.11	0.00	13522.24	0.00	0.00	0.00	0.00
11. T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12. C	8955.92	8955.92	8907.26	8907.26	25860.98	25860.98	25750.37	25750.37
13. Vc	9017.08	9017.08	8996.81	8996.81	15095.47	15095.47	15054.83	15054.83
14. As	2.53	2.53	2.52	2.52	4.23	4.23	4.22	4.22
15. As	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ1/2"	4φ1/2"	4φ1/2"	4φ1/2"
a usar	2.88	2.88	2.88	2.88	5.08	5.08	5.08	5.08
16. δ	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80
17. An	7.77	6.79	7.28	6.40	114.38	114.38	113.27	113.27
18. Acf	252.58	252.58	252.01	252.01	422.84	422.84	421.70	421.70
19. Usar t:	13	13	13	13	23	23	23	23
d:	25	25	25	25	20	20	20	20
20. Ac	325	325	325	325	460	460	460	460
21. An	189	189	189	189	304	304	304	304
22. As min	1.63	1.63	1.63	1.63	2.30	2.30	2.30	2.30
23. s1	6.59	6.59	6.59	6.59	4.38	4.38	4.38	4.38
24. s2	11.85	11.85	11.85	11.85	5.61	5.61	5.61	5.61
25. s3	6.25	6.25	6.25	6.25	5	5	5	5
26. s4	10	10	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	45	45	45	45	45	45	45	45
28. s[] 1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>
<b>Soleras</b>	<b>muro 23Y</b>		<b>muro 24Y</b>		<b>muro 25Y</b>		<b>muro 27Y</b>	
29. Ts	9017.08		8996.81		15095.47		15054.83	
30. As	2.39		2.38		3.99		3.98	
31. usar	2φ8mm+2φ3/8"		2φ8mm+2φ3/8"		2φ1/2"+2φ3/8"		2φ1/2"+2φ3/8"	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 59**

*Piso 1 – Diseño de los muros agrietados Y-Y*

MURO	28Y		29Y		30Y			31Y		
Columna	C10	C10	C10	C10	C9	C8	C4	C4	C8	C9
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema
1. Pg	14766.38		14877.39		35892.82			35574.74		
2. Vm	17875.02		17900.55		40898.35			40825.19		
3. Mu	22903.89		22897.50		210133.89			210144.66		
4. L	2.75		2.75		6.20			6.20		
5. Lm	2.75		2.75		3.10			3.10		
6. Nc	2		2		3			3		
7. M	560.12		521.81		159010.95			159113.17		
8. F	203.68		189.75		25646.93			25663.41		
9. Pc	7383.19		7438.70		11964.27			11858.25		
10. Pt	4549.75	2831.87	2911.37	4513.46	0.00	0.00	2831.87	2911.37	0.00	0.00
11. T	0.00	0.00	0.00	0.00	13682.65	4527.00	10850.78	10893.80	4603.52	13805.17
12. C	7586.87	7586.87	7628.45	7628.45	37611.20	3718.64	37611.20	37521.66	3627.36	37521.66
13. Vc	8937.51	8937.51	8950.27	8950.27	7668.44	5112.29	7668.44	7654.72	5103.15	7654.72
14. As	2.50	2.50	2.51	2.51	5.98	2.70	5.19	5.20	2.72	6.01
15. As	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ3/8"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	2φ5/8"+ 2φ1/2"	4φ3/8"	2φ5/8"+ 2φ1/2"
a usar	2.88	2.88	2.88	2.88	6.50	2.88	6.50	6.50	2.88	6.50
16. δ	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00	0.80	0.80
17. An	0.00	0.00	0.00	0.00	191.59	0.00	154.57	153.85	0.00	190.69
18. Acf	250.35	250.35	250.71	250.71	214.80	143.20	214.80	214.42	142.95	214.42
19. Usar	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
t:										
d:	20	20	20	20	30	20	25	25	20	30
20. Ac	260	260	260	260	390	260	325	325	260	390
21. An	144	144	144	144	234	144	189	189	144	234
22. As										
min	1.30	1.30	1.30	1.30	1.95	1.30	1.63	1.63	1.30	1.95
23. s1	5.89	5.89	5.89	5.89	7.11	5.89	6.59	6.59	5.89	7.11
24. s2	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
25. s3	5	5	5	5	7.5	5	6.25	6.25	5	7.5
26. s4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
27. Zona										
c	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
28. s[										
1/4"	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>9 @ 5</u>
<b>Soleras</b>	<b>muro 28Y</b>		<b>muro 29Y</b>		<b>muro 30Y</b>			<b>muro 31Y</b>		
29. Ts	8937.51		8950.27		10224.59			10206.30		
30. As	2.36		2.37		2.70			2.70		
31. usar	2φ8mm+2φ3/8"		2φ8mm+2φ3/8"		4φ3/8"			4φ3/8"		

*Nota:* Fuente Propia

De la misma forma procedemos a calcular los muros del 2do nivel en el sentido Y.

**Tabla 60**

*Piso 2 - Diseño de los muros agrietados Y-Y*

MURO	14Y			18Y		
	C14	C12	C14	C14	C12	C14
Ubicac.	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema
1. Pg		52092.79			51655.72	
2. Vm		54891.09			54790.57	
3. Mu		256926.18			256970.85	
4. L		8.15			8.15	
5. Lm		4.08			4.08	
6. Nc		3			3	
7. M		188312.32			188482.64	
8. F		23105.81			23126.70	
9. Pc		17364.26			17218.57	
10. Pt	0.00	13866.74	0.00	0.00	13716.66	0.00
11. T	5741.54	0.00	5741.54	5908.13	0.00	5908.13
12. C	40470.07	8945.38	40470.07	40345.28	8815.11	40345.28
13. Vc	10292.08	6861.39	10292.08	10273.23	6848.82	10273.23
14. As	4.49	1.92	4.49	4.53	1.92	4.53
15. As	4φ1/2"	4φ8mm	4φ1/2"	4φ1/2"	4φ8mm	4φ1/2"
a usar	5.08	2.00	5.08	5.08	2.00	5.08
16. δ	0.80	1.00	0.80	0.80	1.00	0.80
17. An	260.53	26.53	260.53	259.28	25.49	259.28
18. Acf	288.29	192.20	288.29	287.77	191.84	287.77
19. Usar t:	13	13	13	13	13	13
d:	45	20	45	45	20	45
20. Ac	585	260	585	585	260	585
21. An	369	144	369	369	144	369
22. As min	2.93	1.30	2.93	2.93	1.30	2.93
23. s1	8.10	5.89	8.10	8.10	5.89	8.10
24. s2	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
25. s3	11.25	5	11.25	11.25	5	11.25
26. s4	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	67.5	45	67.5	67.5	45	67.5
28. s[] 1/4"	<u>1 @ 5.9</u> <u>@ 7.5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>1 @ 5.9</u> <u>@ 7.5</u>	<u>1 @ 5.9</u> <u>@ 7.5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>1 @ 5.9</u> <u>@ 7.5</u>
<b>Soleras</b>		<b>muro 14Y</b>			<b>muro 18Y</b>	
29. Ts		13722.77			13697.64	
30. As		3.63			3.62	
31. usar		2φ1/2"+2φ3/8"			2φ1/2"+2φ3/8"	

Nota: Fuente Propia

De la misma forma procedemos a calcular los muros del 3er nivel en el sentido Y.

**Tabla 61**

*Piso 3 - Diseño de los muros agrietados Y-Y*

MURO	14Y			18Y		
	C14	C12	C14	C14	C12	C14
Ubicac.	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema
1. Pg		38263.20			38012.15	
2. Vm		51710.29			51652.54	
3. Mu		171714.36			171649.11	
4. L		8.15			8.15	
5. Lm		4.08			4.08	
6. Nc		3			3	
7. M		107076.50			107083.43	
8. F		13138.22			13139.07	
9. Pc		12754.40			12670.72	
10. Pt	0.00	10415.26	0.00	0.00	10298.46	0.00
11. T	383.82	0.00	383.82	468.35	0.00	468.35
12. C	25892.62	4823.37	25892.62	25809.79	4748.55	25809.79
13. Vc	9695.68	6463.79	9695.68	9684.85	6456.57	9684.85
14. As	2.82	1.81	2.82	2.84	1.81	2.84
15. As	4φ3/8"	4φ8mm	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ8mm	4φ3/8"
a usar	2.88	2.00	2.88	2.88	2.00	2.88
16. δ	0.80	1.00	0.80	0.80	1.00	0.80
17. An	177.20	0.00	177.20	176.38	0.00	176.38
18. Acf	271.59	181.06	271.59	271.28	180.86	271.28
19. Usar t:	13	13	13	13	13	13
d:	45	20	45	45	20	45
20. Ac	585	260	585	585	260	585
21. An	369	144	369	369	144	369
22. As min	2.93	1.30	2.93	2.93	1.30	2.93
23. s1	8.10	5.89	8.10	8.10	5.89	8.10
24. s2	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
25. s3	11.25	5	11.25	11.25	5	11.25
26. s4	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	67.5	45	67.5	67.5	45	67.5
28. s[] 1/4"	<u>1 @ 5, 9 @</u> <u>7.5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>1 @ 5, 9 @</u> <u>7.5</u>	<u>1 @ 5, 9 @</u> <u>7.5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>1 @ 5, 9 @</u> <u>7.5</u>
<b>Soleras</b>		<b>muro 14Y</b>			<b>muro 18Y</b>	
29. Ts		12927.57			12913.14	
30. As		3.42			3.42	
31. usar		2φ1/2"+2φ8mm			2φ1/2"+2φ8mm	

*Nota:* Fuente Propia

De la misma forma procedemos a calcular los muros del 4to nivel en el sentido Y.

**Tabla 62**

*Piso 4 - Diseño de los muros agrietados Y-Y*

MURO	14Y			18Y		
	C14	C12	C14	C14	C12	C14
Ubicac.	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema
1. Pg		25036.15			24961.45	
2. Vm		48668.06			48650.88	
3. Mu		98619.09			98478.45	
4. L		8.15			8.15	
5. Lm		4.08			4.08	
6. Nc		3			3	
7. M		37784.01			37664.85	
8. F		4636.07			4621.45	
9. Pc		8345.38			8320.48	
10. Pt	0.00	6906.85	0.00	0.00	6818.31	0.00
11. T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12. C	12981.46	880.96	12981.46	12941.94	858.69	12941.94
13. Vc	9125.26	6083.51	9125.26	9122.04	6081.36	9122.04
14. As	2.56	1.70	2.56	2.56	1.70	2.56
15. As	4φ3/8"	4φ8mm	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ8mm	4φ3/8"
a usar	2.88	2.00	2.88	2.88	2.00	2.88
16. δ	0.80	1.00	0.80	0.80	1.00	0.80
17. An	48.04	0.00	48.04	47.65	0.00	47.65
18. Acf	255.61	170.41	255.61	255.52	170.35	255.52
19. Usar t:	13	13	13	13	13	13
d:	45	20	45	45	20	45
20. Ac	585	260	585	585	260	585
21. An	369	144	369	369	144	369
22. As min	2.44	1.08	2.44	2.44	1.08	2.44
23. s1	8.10	5.89	8.10	8.10	5.89	8.10
24. s2	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
25. s3	11.25	5	11.25	11.25	5	11.25
26. s4	10	10	10	10	10	10
27. Zona c	67.5	45	67.5	67.5	45	67.5
28. s[] 1/4"	<u>1 @ 5.9</u> <u>@ 7.5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>1 @ 5.9</u> <u>@ 7.5</u>	<u>1 @ 5.9</u> <u>@ 7.5</u>	<u>9 @ 5</u>	<u>1 @ 5.9</u> <u>@ 7.5</u>
<b>Soleras</b>	<b>muro 14Y</b>			<b>muro 18Y</b>		
29. Ts		12167.02			12162.72	
30. As		3.22			3.22	
31. usar		2φ1/2"+2φ8mm			2φ1/2"+2φ8mm	

*Nota:* Fuente Propia

### **6.1.3. Reducción de Columnas y Soleras**

Con la finalidad de facilitar la construcción, debe reducirse al máximo el número de columnas, para ello se siguieron los siguientes criterios:

- Unificar aquellas columnas que presentan poca variación en su refuerzo y sección transversal.
- En la columna de la intersección entre 2 muros ortogonales, se utiliza el mayor refuerzo y la mayor sección proveniente del diseño independiente de estos muros.

### **6.1.4. Reducción de Columnas y Soleras**

De acuerdo a la Norma E.070, en todo muro agrietado (donde  $V_u \geq V_m$ ), incluyendo a los muros del segundo piso, y en el primer piso de los edificios de más de 3 pisos, debe colocarse refuerzo horizontal continuo, anclado en las columnas, con una cuantía igual a  $r = A_s / (s t) = 0.001$ .

Empleando 1 varilla de  $\frac{1}{4}$ " ( $A_s = 0.32 \text{ cm}^2$ ), se obtiene un espaciamiento  $s = 0.32 / (0.001 \times 14) = 22.86 \text{ cm}$ , con lo cual se empleará 1  $\phi \frac{1}{4}$ " @ 2 hiladas (cada 20 cm).

## **6.2. Diseño de los muros no agrietados por corte**

En este caso el diseño se facilita ya que la albañilería absorberá la fuerza cortante, con lo cual, las columnas no necesitan diseñarse por corte-fricción. Sólo se diseñan las columnas extremas a tracción y compresión, mientras que las columnas internas llevan refuerzo mínimo (Bartolomé, 2006).

### 6.2.1. Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Columnas de Confinamiento

- 1)  $P_g = P_D + 0.25 P_L$  Carga de gravedad acumulada
- 2)  $V_u$  Fuerza cortante ante sismo severo
- 3)  $M_u$  Momento flector ante sismo severo
- 4)  $L$  Longitud total del muro (m) incluyendo columnas de confinamiento
- 5)  $L_m$  Longitud del paño mayor o  $\frac{1}{2} L$ , lo que sea mayor (m). En muros de 1 paño:  $L_m = L$
- 6)  $N_c$  Número de columnas de confinamiento del muro en análisis
- 7)  $F = M_u / L$  Fuerza axial producida por “ $M_u$ ” en una columna extrema (ton)
- 8)  $P_c = P_g / N_c$  Carga axial producida por “ $P_g$ ” en una columna (ton)
- 9)  $P_t$  Carga tributaria proveniente del muro transversal a la columna en análisis, puede emplearse:  $P_t = (L_t P_g / L)$  del muro transversal (ton).
- 10)  $T = F - P_c - P_t$  Tracción en la columna extrema (ton)
- 11)  $C = P_c + F$  Compresión en la columna extrema (ton)
- 12)  $A_s = T / (f_y \phi)$  Área de acero vertical requerida (cm<sup>2</sup>, mín 4 f 8 mm),  
Usar  $\phi = 0.9$
- 13)  $A_s$  Área de acero vertical colocada (cm<sup>2</sup>)
- 14)  $\delta$  Factor de confinamiento:  
 $\delta = 0.8$  para columnas sin muros transversales

$\delta = 1.0$  para columnas con muros transversales

15)  $A_n = A_s + (C / \phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'_c)$  Área del núcleo de concreto (cm<sup>2</sup>), usar  $\phi = 0.7$

16) Dimensiones de la columna a emplear

17)  $A_c$  Área de concreto de la columna definitiva (cm<sup>2</sup>)

18)  $A_n$  Área del núcleo de la columna definitiva (cm<sup>2</sup>)

19)  $A_{s \text{ mín}} = 0.1 f'_c A_c / f_y$  Área de acero vertical mínima (cm<sup>2</sup>) o 4  $\phi 8$  mm Nomenclatura, Fórmulas y Secuencia del Diseño de Vigas Soleras:

20)  $T_s = \frac{1}{2} V_u L_m / L$  Tracción en la solera (ton)

21)  $A_s = T_s / (\phi f_y)$ , usar  $\phi = 0.9$ , Área de acero horizontal requerida (cm<sup>2</sup>)

22) Acero longitudinal a utilizar

Notas: -  $A_{s \text{ mín}} = 0.1 f'_c A_{sol} / f_y$  o 4  $\phi 8$  mm. En este ejemplo:  $A_{sol} = 20 \times 12 = 240 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s \text{ mín}} = 0.1 \times 0.175 \times 240 / 4.2 = 1 \text{ cm}^2 \rightarrow$  usar como mínimo 4  $\phi 8$  mm

**Tabla 63**

*Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados X-X*

MURO	1X		2X		4X			
Columna	C1	C1	C2	C2	C4	C4	C5	C5
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Interna
1. Pg	9391.11		14445.28		46133.98			
2. Vu	9455.07		13442.01		59502.00			
3. Mu	6041.52		15777.51		198879.00			
4. L	1.35		2.23		5.05			
5. Lm	1.35		2.23		2.53			
6. Nc	2		2		4			
7. F	4475.20		7075.12		39381.98			
8. Pc	4695.56		7222.64		11533.50			
9. Pt	7201.57	2846.18	0.00	2846.18	0.00	0.00		
10. T	0.00	0.00	0.00	0.00	27848.49	27848.49		
11. C	9170.76	9170.76	14297.76	14297.76	50915.48	50915.48		
12. As	0.00	0.00	0.00	0.00	7.80	7.80		
13. As	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ8mm	4φ8mm
a usar	2.88	2.88	2.88	2.88	7.92	7.92	2.00	2.00
14. δ	1.00	1.00	0.80	1.00	0.80	0.80		
15. An	8.51	8.51	61.21	49.54	284.34	284.34		
16. Usar t:	23	23	23	23	23	23	23	23
d:	20	20	20	20	20	20	15	15
17. Ac	460	460	460	460	460	460	345	345
18. An	304	304	304	304	304	304	209	209
19. As min	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30		
<b>Solares</b>	<b>muro 1X</b>		<b>muro 2X</b>		<b>muro 4X</b>			
20. Ts	4727.54		6721.01		14875.50			
21. As	1.25		1.78		3.94			
22. usar	4φ8mm		4φ8mm		2φ1/2"+2φ3/8"			

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 64**

*Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados X-X*

MURO	6X				8X		9X	
Columna	C4	C4	C5	C5	C2	C2	C1	C1
Ubicac.	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg		46133.93			14397.44		9425.08	
2. Vu		59608.89			13527.30		9432.63	
3. Mu		198954.30			15837.06		6043.56	
4. L		5.05			2.23		1.35	
5. Lm		2.53			2.23		1.35	
6. Nc		4			2		2	
7. F		39396.89			7101.82		4476.71	
8. Pc		11533.48			7198.72		4712.54	
9. Pt	0.00	0.00			0.00	2851.21	2851.21	7220.06
10. T	27863.41	27863.41			0.00	0.00	0.00	0.00
11. C	50930.37	50930.37			14300.54	14300.54	9189.25	9189.25
12. As	7.80	7.80			0.00	0.00	0.00	0.00
13. As	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ8mm	4φ8mm	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"
a usar	7.92	7.92	2.00	2.00	2.88	2.88	2.88	2.88
14. δ	0.80	0.80			0.80	1.00	1.00	1.00
15. An	284.49	284.49			61.24	49.57	8.66	8.66
16. Usar t:	23	23	23	23	23	23	23	23
d:	20	20	15	15	20	20	20	20
17. Ac	460	460	345	345	460	460	460	460
18. An	304	304	209	209	304	304	304	304
19. As min	2.30	2.30			2.30	2.30	2.30	2.30
<b>Solares</b>		<b>muro 6X</b>			<b>muro 8X</b>		<b>muro 9X</b>	
20. Ts		14902.22			6763.65		4716.32	
21. As		3.94			1.79		1.25	
22. usar		2φ1/2"+2φ3/8"			4φ8mm		4φ8mm	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 65**

*Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados X-X*

MURO	10X			11X			12X	
Columna	C13	C4	C13	C13	C4	C13	C1	C1
Ubicac.	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg							9696.33	
2. Vu							9420.12	
3. Mu							6049.74	
4. L							1.35	
5. Lm							1.35	
6. Nc							2	
7. F							4481.29	
8. Pc							4848.17	
9. Pt							7112.89	2875.29
10. T							0.00	0.00
11. C							9329.45	9329.45
12. As							0.00	0.00
13. As	Se diseño como muro agrietado			Se diseño como muro agrietado			4φ3/8"	4φ3/8"
a usar							2.88	2.88
14. δ							1.00	1.00
15. An							9.78	9.78
16. Usar t:							23	23
d:							20	20
17. Ac							460	460
18. An							304	304
19. As min							2.30	2.30
<b>Solares</b>							<b>muro 12X</b>	
20. Ts							4710.06	
21. As							1.25	
22. usar							4φ8mm	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 66**

*Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados X-X*

MURO	13X				14X			
Columna	C4	C4	C5	C5	C4	C4	C5	C5
Ubicac.	Extrema	Extrema	Interna	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Interna
1. Pg		46268.53				46168.71		
2. Vu		59363.67				59307.21		
3. Mu		199217.28				199145.79		
4. L		5.05				5.05		
5. Lm		2.53				2.53		
6. Nc		4				4		
7. F		39448.97				39434.81		
8. Pc		11567.13				11542.18		
9. Pt	0.00	0.00			0.00	0.00		
10. T	27881.83	27881.83			27892.63	27892.63		
11. C	51016.10	51016.10			50976.99	50976.99		
12. As	7.81	7.81			7.81	7.81		
13. As	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ8mm	4φ8mm	4φ5/8"	4φ5/8"	4φ8mm	4φ8mm
a usar	7.92	7.92	2.00	2.00	7.92	7.92	2.00	2.00
14. δ	0.80	0.80			0.80	0.80		
15. An	285.34	285.34			284.95	284.95		
16. Usar t:	23	23	23	23	23	23	23	23
d:	20	20	15	15	20	20	15	15
17. Ac	460	460	345	345	460	460	345	345
18. An	304	304	209	209	304	304	209	209
19. As min	2.30	2.30			2.30	2.30		
<b>Solares</b>		<b>muro 13X</b>				<b>muro 14X</b>		
20. Ts		14840.92				14826.80		
21. As		3.93				3.92		
22. usar		2φ1/2"+2φ3/8"				2φ1/2"+2φ3/8"		

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 67***Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados X-X*

MURO	15X		16X		17X	
Columna	C1	C1	C2	C2	C2	C2
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg	9717.02		14254.59		14256.86	
2. Vu	9437.37		13465.29		13439.49	
3. Mu	6035.76		15814.05		15831.60	
4. L	1.35		2.23		2.23	
5. Lm	1.35		2.23		2.23	
6. Nc	2		2		2	
7. F	4470.93		7091.50		7099.37	
8. Pc	4858.51		7127.30		7128.43	
9. Pt	2877.80	7145.55	2875.29	0.00	0.00	2877.80
10. T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11. C	9329.44	9329.44	14218.80	14218.80	14227.80	14227.80
12. As	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13. As	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ3/8"
a usar	2.88	2.88	2.88	2.88	2.88	2.88
14. δ	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00
15. An	9.78	9.78	48.91	60.42	60.51	48.98
16. Usar t:	23	23	23	23	23	23
d:	20	20	20	20	20	20
17. Ac	460	460	460	460	460	460
18. An	304	304	304	304	304	304
19. As min	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30	2.30
<b>Solares</b>	<b>muro 15X</b>		<b>muro 16X</b>		<b>muro 17X</b>	
20. Ts	4718.69		6732.65		6719.75	
21. As	1.25		1.78		1.78	
22. usar	4φ8mm		4φ8mm		4φ8mm	

*Nota:* Fuente Propia

De la misma forma procedemos a calcular los muros del 3er nivel en el sentido X.

**Tabla 68**

*Piso 3 - Diseño de los muros no agrietados X-X*

MURO	10X			11X		
	C13	C4	C13	C13	C4	C13
Columna						
Ubicac.	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema
1. Pg		41661.05			41193.82	
2. Vu		62559.54			62670.15	
3. Mu		118030.26			119177.82	
4. L		5.55			5.55	
5. Lm		2.78			2.78	
6. Nc		3			3	
7. F		21266.71			21473.48	
8. Pc		13887.02			13731.27	
9. Pt	0.00		9272.37	9211.53		0.00
10. T	7379.70		0.00	0.00		7742.21
11. C	35153.73		35153.73	35204.75		35204.75
12. As	2.07		0.00	0.00		2.17
13. As	4φ3/8"	4φ8mm	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ8mm	2φ5/8"+ 2φ1/2"
a usar	2.88	2.00	2.88	2.88	2.00	6.50
14. δ	0.80		1.00	1.00		0.80
15. An	269.85		216.46	216.87		167.51
16. Usar t:	23	23	23	23	23	23
d:	25	20	25	25	20	25
17. Ac	575	460	575	575	460	575
18. An	399	304	399	399	304	399
19. As min	2.88		2.88	2.88		2.88
<b>Solares</b>		<b>muro 10X</b>			<b>muro 11X</b>	
20. Ts		15639.89			15667.54	
21. As		4.14			4.14	
22. usar		4φ1/2"			4φ1/2"	

*Nota:* Fuente Propia

De la misma forma procedemos a calcular los muros del 2do nivel en el sentido Y.

**Tabla 69**

*Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y*

MURO	1Y			2Y			3Y	
	C4	C8	C9	C4	C8	C9	C10	C10
Columna	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema
Ubicac.	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg		28806.28			28451.56			11384.70
2. Vu		40659.12			40644.24			10493.13
3. Mu		146897.94			146893.41			15330.00
4. L		6.20			6.20			2.75
5. Lm		3.10			3.10			2.75
6. Nc		3			3			2
7. F		23693.22			23692.49			5574.55
8. Pc		9602.09			9483.85			5692.35
9. Pt	2347.78		0.00	2424.08		0.00	3611.32	2347.78
10. T	11743.35		14091.12	11784.55		14208.63	0.00	0.00
11. C	33295.31		33295.31	33176.34		33176.34	11266.90	11266.90
12. As	3.11		3.73	3.12		3.76	0.00	0.00
13. As	2φ1/2"+ 2φ3/8"	4φ8mm	2φ1/2"+ 2φ3/8"	2φ1/2"+ 2φ3/8"	4φ8mm	2φ1/2"+ 2φ3/8"	4φ8mm	4φ8mm
a usar	3.98	2.00	3.98	3.98	2.00	3.98	2.00	2.00
14. δ	1.00		0.80	1.00		0.80	1.00	1.00
15. An	176.80		220.01	175.85		218.82	45.11	45.11
16. Usar t:	13	13	13	13	13	13	13	13
d:	25	20	30	25	20	30	20	20
17. Ac	325	260	390	325	260	390	260	260
18. An	189		234	189		234	144	144
19. As min	1.63		1.95	1.63		1.95	1.30	1.30
<b>Soleras</b>		<b>muro 1Y</b>			<b>muro 2Y</b>			<b>muro 3Y</b>
20. Ts		10164.78			10161.06			5246.57
21. As		2.69			2.69			1.39
22. usar		4φ3/8"			4φ3/8"			4φ8mm

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 70**

*Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y*

MURO	4Y		5Y		7Y		8Y	
Columna	C10	C10	C11	C11	C11	C11	C10	C10
Ubicac.	Extrema	extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg	11501.17		21116.56		20791.46		13194.48	
2. Vu	10477.23		12542.16		12595.92		10302.39	
3. Mu	15286.44		37286.70		37358.52		14194.08	
4. L	2.75		3.13		3.13		2.70	
5. Lm	2.75		3.13		3.13		2.70	
6. Nc	2		2		2		2	
7. F	5558.71		11912.68		11935.63		5257.07	
8. Pc	5750.59		10558.28		10395.73		6597.24	
9. Pt	2424.08	3563.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10995.2 7
10. T	0.00	0.00	1354.40	1354.40	1539.90	1539.90	0.00	0.00
11. C	11309.2	11309.2	22470.9	22470.9	22331.3	22331.3	11854.3	11854.3
12. As	9	9	6	6	6	6	1	1
13. As	0.00	0.00	0.36	0.36	0.41	0.41	0.00	0.00
a usar	4φ8mm	4φ8mm	2φ8mm	2φ8mm	2φ8mm	2φ8mm	4φ8mm	4φ8mm
14. δ	2.00	2.00	2.44	2.44	2.44	2.44	2.00	2.00
15. An	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	1.00
16. Usar t:	45.45	45.45	155.47	155.47	154.08	154.08	61.77	49.81
d:	13	13	23	23	23	23	13	13
17. Ac	20	20	20	20	20	20	25	25
18. An	260	260	460	460	460	460	325	325
19. As	144	144	304	304	304	304	189	189
min	1.30	1.30	2.30	2.30	2.30	2.30	1.63	1.63
<b>Soleras</b>	<b>muro 4Y</b>		<b>muro 5Y</b>		<b>muro 7Y</b>		<b>muro 8Y</b>	
20. Ts	5238.62		6271.08		6297.96		5151.20	
21. As	1.39		1.66		1.67		1.36	
22. usar	4φ8mm		4φ8mm		4φ8mm		4φ8mm	

*Nota: Fuente Propia*

**Tabla 71***Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y*

MURO	9Y		10Y		11Y		12Y	
Columna	C10	C10	C13	C13	C10	C10	C10	C10
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg	13001.87		10297.39		13436.52		13214.00	
2. Vu	10387.41		23432.79		8572.41		9015.48	
3. Mu	14348.55		35295.48		13699.50		13739.40	
4. L	2.70		3.15		2.70		2.70	
5. Lm	2.70		3.15		2.70		2.70	
6. Nc	2		2		2		2	
7. F	5314.28		11204.91		5073.89		5088.67	
8. Pc	6500.94		5148.70		6718.26		6607.00	
9. Pt	0.00	11027.33	0.00	13865.65	0.00	11051.50	0.00	11083.73
10. T	0.00	0.00	6056.22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11. C	11815.21	11815.21	16353.61	16353.61	11792.15	11792.15	11695.67	11695.67
12. As	0.00	0.00	1.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13. As	4φ8mm	4φ8mm	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm
a usar	2.00	2.00	2.88	2.88	2.00	2.00	2.00	2.00
14. δ	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00
15. An	61.38	49.50	81.78	66.00	61.15	49.32	60.18	48.54
16. Usar t:	13	13	23	23	13	13	13	13
d:	25	25	25	25	25	25	25	25
17. Ac	325	325	575	575	325	325	325	325
18. An	189	189	399	399	189	189	189	189
19. As min	1.63	1.63	2.88	2.88	1.63	1.63	1.63	1.63
<b>Soleras</b>	<b>muro 9Y</b>		<b>muro 10Y</b>		<b>muro 11Y</b>		<b>muro 12Y</b>	
20. Ts	5193.71		11716.40		4286.21		4507.74	
21. As	1.37		3.10		1.13		1.19	
22. usar	4φ8mm		2φ1/2"+2φ8mm		4φ8mm		4φ8mm	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 72**

*Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y*

MURO	13Y		14Y			15Y	
Columna	C13	C13	C14	C12	C14	C15	C15
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg	9631.86					30127.56	
2. Vu	23510.94					19533.24	
3. Mu	35236.50					69716.28	
4. L	3.15					4.65	
5. Lm	3.15					4.65	
6. Nc	2					2	
7. F	11186.19					14992.75	
8. Pc	4815.93					15063.78	
9. Pt	13830.33	0.00				0.00	0.00
10. T	0.00	6370.26				0.00	0.00
11. C	16002.12	16002.12				30056.53	30056.53
12. As	0.00	1.69				0.00	0.00
13. As	4φ3/8"	4φ3/8"	Se diseño como muro agrietado			2φ8mm+ 2φ3/8"	2φ8mm+ 2φ3/8"
a usar	2.88	2.88				2.44	2.44
14. δ	1.00	0.80				0.80	0.80
15. An	63.18	78.26				231.36	231.36
16. Usar t:	23	23				13	13
d:	25	25				35	35
17. Ac	575	575				455	455
18. An	399	399				279	279
19. As min	2.88	2.88				2.28	2.28
<b>Soleras</b>	<b>muro 13Y</b>					<b>muro 15Y</b>	
20. Ts	11755.47					9766.62	
21. As	3.11					2.58	
22. usar	2φ1/2"+2φ8mm					4φ3/8"	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 73**

*Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y*

MURO	16Y			17Y		18Y		
Columna	C16	C16	C11	C15	C15	C14	C12	C14
Ubicac.	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Extrema
1. Pg		65654.21		30037.22				
2. Vu		50014.92		19294.77				
3. Mu		178182.60		69565.80				
4. L		5.58		4.65				
5. Lm		2.79		4.65				
6. Nc		3		2				
7. F		31932.37		14960.39				
8. Pc		21884.74		15018.61				
9. Pt	0.00	0.00		0.00	0.00			
10. T	10047.63	10047.63		0.00	0.00			
11. C	53817.10	53817.10		29979.00	29979.00			
12. As	2.66	2.66		0.00	0.00			
13. As	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ8mm	4φ3/8"	4φ3/8"	Se diseño como muro agrietado		
a usar	2.88	2.88	2.00	2.88	2.88			
14. δ	0.80	0.80		0.80	0.80			
15. An	456.56	456.56		218.08	218.08			
16. Usar t:	23	23	23	13	13			
d:	30	30	20	35	35			
17. Ac	690	690	460	455	455			
18. An	494	494		279	279			
19. As min	3.45	3.45		2.28	2.28			
<b>Soleras</b>	<b>muro 16Y</b>			<b>muro 17Y</b>				
20. Ts	12503.73			9647.39				
21. As	3.31			2.55				
22. usar	2φ1/2"+2φ8mm			4φ3/8"				

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 74**

*Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y*

MURO	19Y		20Y		21Y		22Y	
Columna	C13	C13	C10	C10	C10	C10	C13	C13
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg	10216.93		13417.31		13179.83		9569.97	
2. Vu	23382.12		8558.52		9049.32		23489.85	
3. Mu	35254.59		13671.99		13787.22		35232.15	
4. L	3.15		2.70		2.70		3.15	
5. Lm	3.15		2.70		2.70		3.15	
6. Nc	2		2		2		2	
7. F	11191.93		5063.70		5106.38		11184.81	
8. Pc	5108.47		6708.66		6589.92		4784.99	
		13876.4		11051.4		11059.8		13787.2
9. Pt	0.00	6	0.00	9	0.00	2	1	0.00
10. T	6083.47	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6399.82
	16300.4	16300.4	11772.3	11772.3	11696.2	11696.2	15969.7	15969.7
11. C	0	0	6	6	9	9	9	9
12. As	1.61	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.69
13. As	4φ3/8"	4φ3/8"	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ3/8"	4φ3/8"
a usar	2.88	2.88	2.00	2.00	2.00	2.00	2.88	2.88
14. δ	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	1.00	0.80
15. An	81.24	65.57	60.95	49.16	60.19	48.55	62.92	77.94
16. Usar t:	23	23	13	13	13	13	23	23
d:	25	25	25	25	25	25	25	25
17. Ac	575	575	325	325	325	325	575	575
18. An	399	399	189	189	189	189	399	399
19. As min	2.88	2.88	1.63	1.63	1.63	1.63	2.88	2.88
<b>Soleras</b>	<b>muro 19Y</b>		<b>muro 20Y</b>		<b>muro 21Y</b>		<b>muro 22Y</b>	
20. Ts	11691.06		4279.26		4524.66		11744.93	
21. As	3.09		1.13		1.20		3.11	
22. usar	2φ1/2"+2φ8mm		4φ8mm		4φ8mm		2φ1/2"+2φ8mm	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 75**

*Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y*

MURO	23Y		24Y		25Y		27Y	
Columna	C10	C10	C10	C10	C11	C11	C11	C11
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema
1. Pg	13210.67		13009.12		21170.43		20901.41	
2. Vu	10305.51		10124.10		12535.80		12502.77	
3. Mu	14207.64		14129.22		37252.11		37231.65	
4. L	2.70		2.70		3.13		3.13	
5. Lm	2.70		2.70		3.13		3.13	
6. Nc	2		2		2		2	
7. F	5262.09		5233.04		11901.63		11895.10	
8. Pc	6605.34		6504.56		10585.22		10450.71	
9. Pt	0.00	10995.25	0.00	11003.54	0.00	0.00	0.00	0.00
10. T	0.00	0.00	0.00	0.00	1316.42	1316.42	1444.39	1444.39
11. C	11867.42	11867.42	11737.60	11737.60	22486.85	22486.85	22345.80	22345.80
12. As	0.00	0.00	0.00	0.00	0.35	0.35	0.38	0.38
13. As	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	2φ8mm+ 2φ3/8"	2φ8mm+ 2φ3/8"	2φ8mm+ 2φ3/8"	2φ8mm+ 2φ3/8"
a usar	2.00	2.00	2.00	2.00	2.44	2.44	2.44	2.44
14. δ	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80
15. An	61.90	49.92	60.60	48.88	155.63	155.63	154.22	154.22
16. Usar t:	13	13	13	13	23	23	23	23
d:	25	25	25	25	20	20	20	20
17. Ac	325	325	325	325	460	460	460	460
18. An	189	189	189	189	304	304	304	304
19. As min	1.63	1.63	1.63	1.63	2.30	2.30	2.30	2.30
<b>Soleras</b>	<b>muro 23Y</b>		<b>muro 24Y</b>		<b>muro 25Y</b>		<b>muro 27Y</b>	
20. Ts	5152.76		5062.05		6267.90		6251.39	
21. As	1.36		1.34		1.66		1.65	
22. usar	4φ8mm		4φ8mm		4φ8mm		4φ8mm	

*Nota:* Fuente Propia

**Tabla 76**

*Piso 2 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y*

MURO	28Y		29Y		30Y			31Y		
Columna	C10	C10	C10	C10	C9	C8	C4	C4	C8	C9
Ubicac.	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema
1. Pg	11404.82		11511.21		28880.24			28582.20		
2. Vu	10467.93		10517.94		40556.55			40578.42		
3. Mu	15260.82		15246.63		146634.48			146627.07		
4. L	2.75		2.75		6.20			6.20		
5. Lm	2.75		2.75		3.10			3.10		
6. Nc	2		2		3			3		
7. F	5549.39		5544.23		23650.72			23649.53		
8. Pc	5702.41		5755.61		9626.75			9527.40		
9. Pt	3599.36	2356.27	2429.26	3564.22	0.00		2356.27	2429.26		0.00
10. T	0.00	0.00	0.00	0.00	14023.98		11667.71	11692.87		14122.13
11. C	11251.80	11251.80	11299.83	11299.83	33277.47		33277.47	33176.93		33176.93
12. As	0.00	0.00	0.00	0.00	3.71		3.09	3.09		3.74
13. As	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	4φ8mm	2φ1/2"+ 2φ3/8"	4φ8mm	2φ1/2"+ 2φ8mm	2φ1/2"+ 2φ8mm	4φ8mm	2φ1/2"+ 2φ3/8"
a usar	2.00	2.00	2.00	2.00	3.98	2.00	3.54	3.54	2.00	3.98
14. δ	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80		1.00	1.00		0.80
15. An	44.99	44.99	45.38	45.38	219.83		186.57	185.77		218.82
16. Usar t:	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
d:	20	20	25	25	30	20	25	25	20	30
17. Ac	260	260	325	325	390	260	325	325	260	390
18. An	144	144	189	189	234		189	189		234
19. As min	1.30	1.30	1.63	1.63	1.95		1.63	1.63		1.95
<b>Soleras</b>	<b>muro 28Y</b>		<b>muro 29Y</b>		<b>muro 30Y</b>			<b>muro 31Y</b>		
20. Ts	5233.97		5258.97		10139.14			10144.61		
21. As	1.38		1.39		2.68			2.68		
22. usar	4φ8mm		4φ8mm		4φ3/8"			4φ3/8"		

*Nota:* Fuente Propia

De la misma forma procedemos a calcular los muros del 5to nivel en el sentido Y.

**Tabla 77**

*Piso 5 - Diseño de los muros no agrietados Y-Y*

MURO	14Y			18Y		
	C14	C12	C14	C14	C12	C14
Ubicac.	Extrema	Interna	Extrema	Extrema	Interna	Extrema
1. Pg		12234.68			12338.66	
2. Vu		47275.95			47214.33	
3. Mu		45325.83			45123.72	
4. L		8.15			8.15	
5. Lm		4.08			4.08	
6. Nc		3			3	
7. F		5561.45			5536.65	
8. Pc		4078.23			4112.89	
9. Pt	0.00		0.00	0.00		0.00
10. T	1483.22		1483.22	1423.77		1423.77
11. C	9639.68		9639.68	9649.54		9649.54
12. As	0.39		0.39	0.38		0.38
13. As	2φ1/2"+ 2φ8mm	4φ8mm	2φ1/2"+ 2φ8mm	2φ1/2"+ 2φ8mm	4φ8mm	2φ1/2"+ 2φ8mm
a usar	3.54	2.00	3.54	3.54	2.00	3.54
14. δ	0.80		0.80	0.80		0.80
15. An	0.00		0.00	0.00		0.00
16. Usar t:	13	13	13	13	13	13
d:	45	20	45	45	20	45
17. Ac	585	260	585	585	260	585
18. An	369		369	369		369
19. As min	2.93		2.93	2.93		2.93
<b>Soleras</b>	<b>muro 14Y</b>			<b>muro 18Y</b>		
20. Ts	11818.99			11803.58		
21. As	3.13			3.12		
22. usar	2φ1/2"+2φ8mm			2φ1/2"+2φ8mm		

*Nota:* Fuente Propia

Como los refuerzos obtenidos son con cuantía mínima, se procederá a colocar estos mismos en los pisos superiores, con lo cual concluye el diseño de los muros de nuestra edificación.

### 3.6 Diseño estructural del edificio a base de muros de ductilidad limitada

#### 1. Información general

Ubicación del edificio	: Tacna.
Uso	: Vivienda Multifamiliar.
Sistema Estructural	: Muros de Ductilidad Limitada.
Sistema de pisos	: Losa Aligerada.
Escalera	: armado.
Altura de piso a techo	: 2.5 m
Número de Pisos	: 5
Peralte de losa	: 0.20 m
Peralte de vigas soleras	: 0.20 m

#### 1.1. Características de los materiales

##### Concreto

Resistencia nominal a compresión	: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	: $E_c = 200,000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	: $\mu = 0.15$

##### Acero de refuerzo

Resistencia nominal a compresión	: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad	: $E_c = 200,000 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson	: $\mu = 0.15$

## 1.2. Cargas unitarias

### Pesos Volumétricos

Peso volumétrico del concreto armado : 2.4 ton/m<sup>3</sup>

Peso volumétrico de la albañilería : 1.8 ton/m<sup>3</sup>

Peso volumétrico del tarrajeo : 0.0 ton/m<sup>3</sup>

### Techos

Peso propio de la losa de techo :  $2.4 \times 0.12 = 0.288$  ton/m<sup>2</sup>

Sobrecarga (incluso en escalera) : 0.2 ton/m<sup>2</sup>

Acabados : 0.1 ton/m<sup>2</sup>

### Muros

Peso de los muros de albañilería con 1 cm de tarrajeo : 0.180 ton/m<sup>2</sup>

Peso de los muros de concreto sin tarrajeo e=10 cm : 0.240 ton/m<sup>2</sup>

Peso de los muros de concreto sin tarrajeo e=12 cm : 0.288 ton/m<sup>2</sup>

Peso de los muros de concreto sin tarrajeo e=20 cm : 0.480 ton/m<sup>2</sup>

## 1.3. Combinaciones de carga

Para el cálculo de las solicitaciones a las que va a estar expuesta la estructura se utilizaron las combinaciones de carga que la norma E060-2009, define y que se muestran en la tabla 78 que a continuación se muestra:

**Tabla 78***Factores de carga*

<b>Combinación</b>	<b>D</b>	<b>L</b>	<b>SX</b>	<b>SY</b>
Combo 1	1.4	1.7		
Combo 2	1.25	1.25	1	
Combo 3	1.25	1.25		1
Combo 4	0.9		1	
Combo 5	0.9			1

*Nota:* Fuente Propia

## 2. Configuración

Como la tesis trata de hacer una comparación entre ambos sistemas estructurales es imperativo que ambos sistemas tengan la misma configuración, por lo que se asume la misma descripción mencionada para el la Albañilería Confinada.

## 3. Predimensionamiento

### 3.1. Muros

Según el apéndice 21.9.3.2 de la norma E060 los espesores mínimos para muros de ductilidad limitada no deben ser menores a 100 mm. Por tanto:

$$e_{min} \geq 100 \text{ mm}$$

t = 0.10 espesor efectivo

Z = 0.4 ubicado en la zona sísmica 3 (Norma E.030)

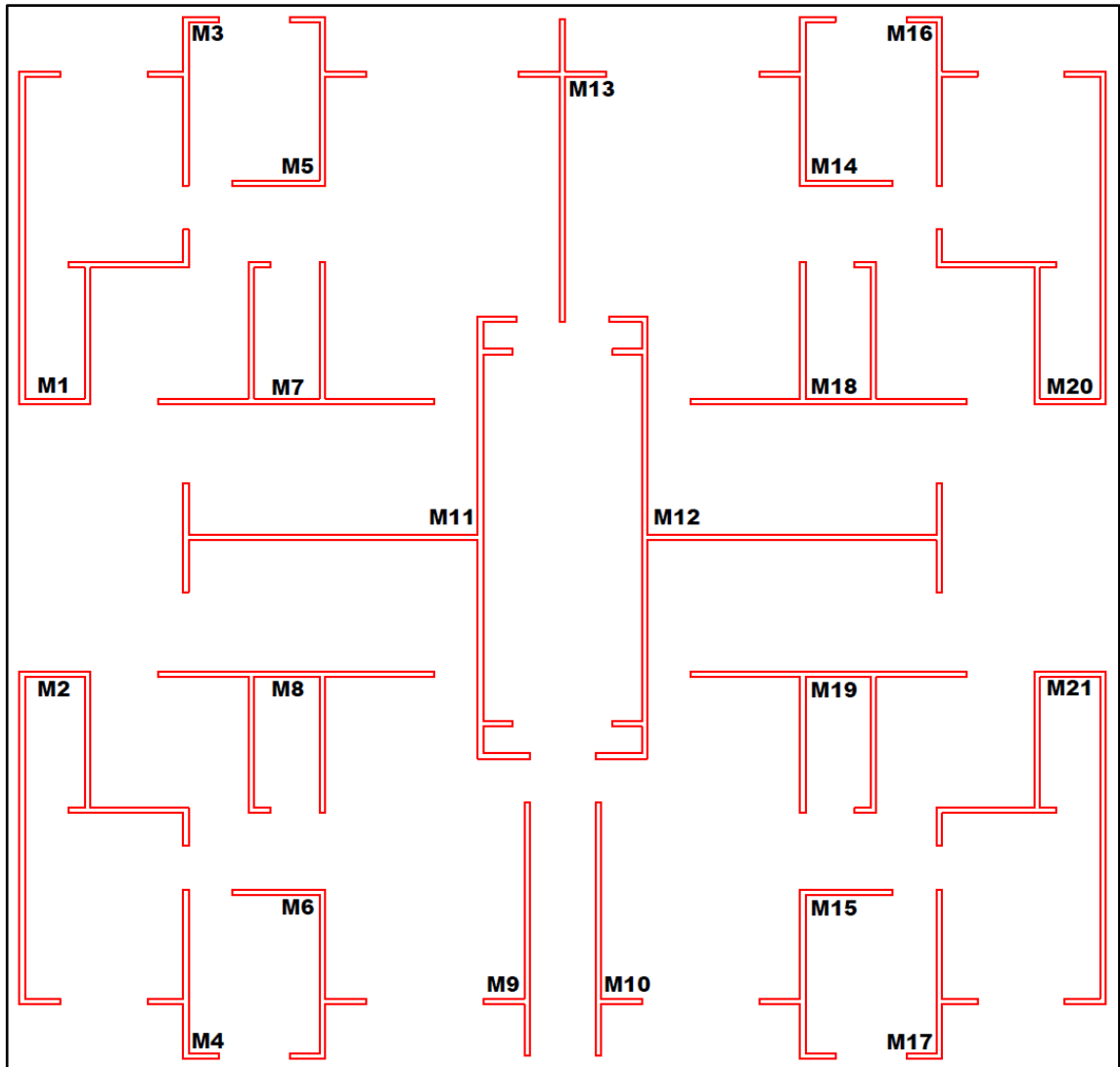
U = 1 edificio de uso común, destinado a vivienda (Norma E.030)

S = 1 edificio ubicado sobre suelo de buena calidad (Norma E.030)

N = 5 número de pisos del edificio

h = 12.50 Altura Total del Edificio

**Figura 61**  
*Distribución de muros*



*Nota:* La figura muestra la distribución de muros. Fuente: Elaboración Propia

En la siguiente tabla se muestra las características de cada muro del edificio tipo.

**Tabla 79***Características de los Muros de Ductilidad Limitada*

<b>Muro</b>	<b>Material</b>	<b>Longitud</b>	<b>t (m)</b>	<b>L x t</b>
M1	C. Armado	13.20	0.10	1.32
M2	C. Armado	13.20	0.10	1.32
M3	C. Armado	4.30	0.10	0.43
M4	C. Armado	4.30	0.10	0.43
M5	C. Armado	6.05	0.10	0.61
M6	C. Armado	6.05	0.10	0.61
M7	C. Armado	10.40	0.10	1.04
M8	C. Armado	10.40	0.10	1.04
M9	C. Armado	5.45	0.10	0.55
M10	C. Armado	5.45	0.10	0.55
M11	C. Armado	18.07	0.10	1.81
M12	C. Armado	18.07	0.10	1.81
M13	C. Armado	7.15	0.10	0.72
M14	C. Armado	6.05	0.10	0.61
M15	C. Armado	6.05	0.10	0.61
M16	C. Armado	4.30	0.10	0.43
M17	C. Armado	4.30	0.10	0.43
M18	C. Armado	10.40	0.10	1.04
M19	C. Armado	10.40	0.10	1.04
M20	C. Armado	13.20	0.10	1.32
M21	C. Armado	13.20	0.10	1.32

*Nota:* Elaboración Propia

### **3. Metrado de cargas**

#### **3.1. Predimensionamiento de muros**

En esta sección se verifica la longitud de muros en cada dirección principal.

Para este cálculo se considerará que el 100% de la cortante basal será absorbida en su totalidad por la sección del concreto.

Se considera adicionalmente al peralte efectivo (d) como el 80% del valor de la longitud del muro, estableciéndose la siguiente relación.

$$d = 0.8 L$$

Se define a la cortante de diseño con la expresión:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \quad (\text{Kg y cm})$$

Reemplazando en ésta el valor del peralte efectivo y despejando L (longitud de muros) tenemos:

$$L = \frac{V}{0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b \times 0.8} \quad (\text{Kg y cm})$$

A continuación, se calcula la longitud mínima de muros en cada dirección:

$$L = 71.46 \text{ m.}$$

La tabla 80 muestra las longitudes de muros en X-X y Y-Y propuestas en la arquitectura.

**Tabla 80**

*Longitud total de muros en X-X y Y-Y*

Longitud total en X-X (m)	76.96 m
Longitud total en Y-Y (m)	118.25 m

*Nota:* Elaboración Propia

Se comprueba que en ambas direcciones se obtienen longitudes mayores a la mínima hallada.

**3.2. Metrado**

Las cargas actuantes en cada muro se obtienen sumando las cargas directas (peso propio, peso de soleras, dinteles, ventanas y alféizares) más las cargas indirectas (peso propio, acabados y sobrecarga), provenientes de la losa del techo:

Datos:

Peso de muro : 2400 kg/m<sup>3</sup>

Para tx = 0.10 m : 41.39 m

Para ty = 0.10 m : 114.90 m

Altura de muro 1 (hm) : 2.5 m

Altura de muro 2,3,4,5 (hm) : 2.5 m

Espesor efectivo de muro (t1): 0.10 m

Espesor efectivo de muro (t2): 0.10 m

N° de pisos : 5

Peso de aligerado : 300 kg/m<sup>2</sup>

Peso de acabado : 100 kg/m<sup>2</sup>

Area techada : 332.33 m<sup>2</sup>

Sobrecarga 1°, 2°, 3°, 4° nivel : 200 kg/m<sup>2</sup>

Sobrecarga 5° nivel : 100 kg/m<sup>2</sup>

Longitud de alfeizares : 30.64 m

Altura de alfeizar (ha) : 0.9 m

**Tabla 81**

*Cálculo del peso total del Edificio (P)*

Piso	Peso de muros portantes (Kg)	Peso de alfeizares (Kg)	Peso de losa aligerada (Kg)	Peso de acabados (Kg)	Peso de escalera (Kg)	Total carga muerta (Kg)	Total carga viva (Kg)	Peso Total (Tn)
1	100434.00	4963.80	99699.00	33233.00	12112.90	250442.70	16616.50	267.06
2	100434.00	4963.80	99699.00	33233.00	12112.90	250442.70	16616.50	267.06
3	100434.00	4963.80	99699.00	33233.00	12112.90	250442.70	16616.50	267.06
4	100434.00	4963.80	99699.00	33233.00	12112.90	250442.70	16616.50	267.06
5	100434.00	4963.80	99699.00	33233.00	12112.90	250442.70	8308.25	258.75
	<b>502170.00</b>		<b>498495.00</b>	<b>166165.00</b>		<b>1252213.50</b>	<b>74774.25</b>	<b>1326.99</b>

*Nota:* Elaboración Propia

### 3.3. Análisis sísmico

Existían diversas posibilidades para utilizar el software en el análisis estructural para nuestro modelo, en nuestro caso se eligió el programa ETABS por ser uno de los más versátiles y porque permite la exportación de las cargas de losas al programa SAFE, el cual representa una alternativa potente para el diseño de losas tanto de entrepiso como de la platea.

En ETABS se definió la estructura completamente, se incluyó en el modelo muros y losas con elementos shell para obtener resultados más precisos. Los alfeizares y tabiques se aislaron del modelo, aplicando en el lugar donde se ubicaban estos, la carga muerta a la que representaban.

### 3.4. Determinación de las Fuerzas de Inercia (Fi)

De acuerdo a la Norma E.030, la fuerza cortante en la base del edificio (H) se calcula con la expresión:

$$H = \frac{ZUSC}{R} P$$

Donde:

Z = 0.45 (edificio ubicado en la zona sísmica 3)

U = 1.0 (edificio de uso común, destinado a vivienda)

S = 1.0 (edificio ubicado sobre suelo de buena calidad, tipo S1, con  $T_p = 0.4$  seg)

$T_p = 0.4$  período donde termina la plataforma plana del espectro sísmico

C = 2.5  $C = 2.5 (T_p / T) \leq 2.5$ ; para  $T_p > T$

hm = 12.50 altura total del edificio

T = hm/60 = 0.208, período natural de vibrar para edificios de muros

portantes

$$R = 4$$

$$P = 1326.99 \quad \text{Peso total del edificio con 25\% de sobrecarga}$$

De este modo se obtiene para las dos direcciones (X e Y):

$$H = \frac{ZUSC}{R} P = 373.21 \text{ Ton}$$

Luego las fuerzas de inercia (Fi, tabla 82) se evalúan mediante la expresión de la Norma E.030:

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i}$$

**Tabla 82**

*Fuerza estática equivalentes en la dirección X-Y*

Nivel	hei (m)	hi (m)	Masa tonf-s2/m	Pi (Tn)	Pi (hi)k	Fi	Vi
Azotea	2.5	12.5	25.93	254.41	3180.17	120.08	120.08
Piso 4	2.5	10.0	27.33	268.14	2681.43	101.25	221.34
Piso 3	2.5	7.5	27.33	268.14	2011.07	75.94	297.28
Piso 2	2.5	5.0	27.33	268.14	1340.71	50.63	347.90
Piso 1	2.5	2.5	27.33	268.14	670.36	25.31	373.21
				1326.99	9883.74	373.21	

*Nota:* Elaboración Propia

### 3.5. Espectro de respuesta

**Tabla 83**

*Datos Análisis Dinámico*

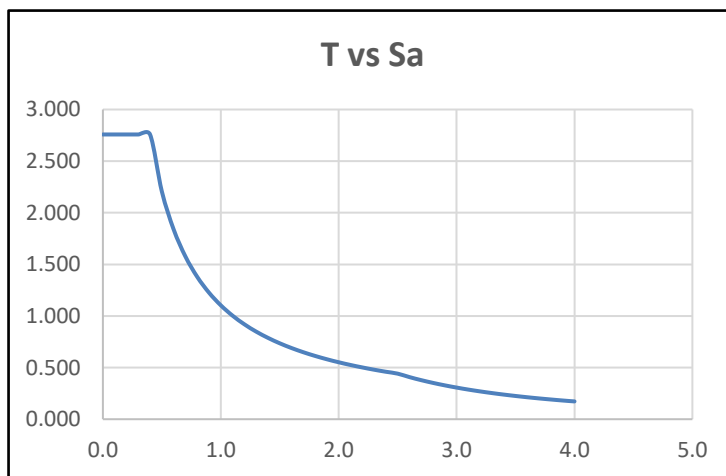
T	C	C/R	ZUSC	ZUSC/R	Sa %
0.0	2.50	0.63	1.13	0.28	2.76
0.1	2.50	0.63	1.13	0.28	2.76
0.2	2.50	0.63	1.13	0.28	2.76
0.3	2.50	0.63	1.13	0.28	2.76
0.4	2.50	0.63	1.13	0.28	2.76
0.5	2.00	0.50	0.90	0.23	2.21
0.6	1.67	0.42	0.75	0.19	1.84
0.7	1.43	0.36	0.64	0.16	1.58
0.8	1.25	0.31	0.56	0.14	1.38
0.9	1.11	0.28	0.50	0.13	1.23

1.0	1.00	0.25	0.45	0.11	1.10
1.1	0.91	0.23	0.41	0.10	1.00
1.2	0.83	0.21	0.38	0.09	0.92
1.3	0.77	0.19	0.35	0.09	0.85
1.4	0.71	0.18	0.32	0.08	0.79
1.5	0.67	0.17	0.30	0.08	0.74
1.6	0.63	0.16	0.28	0.07	0.69
1.7	0.59	0.15	0.26	0.07	0.65
1.8	0.56	0.14	0.25	0.06	0.61
1.9	0.53	0.13	0.24	0.06	0.58
2.0	0.50	0.13	0.23	0.06	0.55
2.1	0.48	0.12	0.21	0.05	0.53
2.2	0.45	0.11	0.20	0.05	0.50
2.3	0.43	0.11	0.20	0.05	0.48
2.4	0.42	0.10	0.19	0.05	0.46
2.5	0.40	0.10	0.18	0.05	0.44
2.6	0.37	0.09	0.17	0.04	0.41
2.7	0.34	0.09	0.15	0.04	0.38
2.8	0.32	0.08	0.14	0.04	0.35
2.9	0.30	0.07	0.13	0.03	0.33
3.0	0.28	0.07	0.13	0.03	0.31
3.1	0.26	0.07	0.12	0.03	0.29
3.2	0.24	0.06	0.11	0.03	0.27
3.3	0.23	0.06	0.10	0.03	0.25
3.4	0.22	0.05	0.10	0.02	0.24
3.5	0.20	0.05	0.09	0.02	0.23
3.6	0.19	0.05	0.09	0.02	0.21
3.7	0.18	0.05	0.08	0.02	0.20
3.8	0.17	0.04	0.08	0.02	0.19
3.9	0.16	0.04	0.07	0.02	0.18
4.0	0.16	0.04	0.07	0.02	0.17

Nota: Elaboración Propia

### Figura 62

*Espectro de pseudo aceleraciones espectrales (R=4, según Norma E-0.30)*



Nota: La figura muestra el espectro de pseudo aceleraciones. Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se muestran las fuerzas cortantes del análisis dinámico, obtenidos del ETABS.

**Tabla 84**

*Fuerzas Cortantes en Tn producto del análisis dinámico*

Nivel	hi (m)	Peso	Cortante V (Tn)	
			En X V (Tn)	En Y V (Tn)
5	12.50	254.41	64.51	64.28
4	10.00	268.14	127.17	127.63
3	7.50	268.14	171.16	171.83
2	5.00	268.14	199.76	201.01
1	2.50	268.14	213.01	215.58
<b>SUMA</b>		<b>1,326.99</b>	<b>1,009.68</b>	<b>1,002.45</b>

*Nota:* Elaboración Propia

### 3.6. Fuerzas obtenidas de ambos análisis

A continuación, se muestran las tablas en donde se observan las fuerzas cortantes obtenidas del análisis dinámico tanto para el eje X como para el eje Y. Las tablas siguientes muestran las fuerzas cortantes en la base obtenidas para los dos tipos de análisis.

**Tabla 85**

*Fuerza Cortante V en Tn producto del análisis estático para los ejes X e Y*

Piso	VX y VY Tn
Azotea	120.08
Piso 4	221.34
Piso 3	297.28
Piso 2	347.90
Piso 1	373.21

*Nota:* Elaboración Propia

**Tabla 86**

*Fuerza Cortante en Tn producto del Análisis Dinámico para los ejes X*

Piso	VX Tn
Azotea	84.89
Piso 4	165.66
Piso 3	222.47
Piso 2	259.74
Piso 1	276.93

*Nota:* Elaboración Propia

**Tabla 87**

*Fuerza Cortante en Tn producto del Análisis Dinámico para los ejes Y*

Piso	VY Tn
Azotea	86.33
Piso 4	165.79
Piso 3	220.40
Piso 2	256.23
Piso 1	273.71

*Nota:* Elaboración Propia

### **3.7. Comparación de los tipos de análisis**

La dinámica para analizar los resultados producidos con los dos métodos de análisis es obtener resultados de fuerzas cortantes en la base de la estructura por ambos métodos y compararlos de tal manera que cumplan lo que establece la (NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE, 2017). Para este caso se apunta lo siguiente:

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado

para estructuras regulares, ni menor que el 90% en el caso de estructuras irregulares (NORMA E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE, 2017).

### 3.8. Fuerzas cortantes obtenidas en ambos análisis

A continuación, se muestra la tabla 88 en donde se observan las fuerzas cortantes obtenidas del análisis estático y dinámico tanto para el eje X como para el eje Y. Las tablas 89 y 90 muestran el factor de corrección y los cortantes de diseño en la base.

**Tabla 88**

*Fuerzas obtenidas en la Base (Tn)*

Tipo de Análisis	Cortante en X	Cortante en Y
Estático	373.21	373.21
Dinámico	276.93	273.71

*Nota:* Elaboración Propia

De las tablas anteriores se deduce que la relación entre cortantes es la que se muestra en la siguiente tabla, además que las fuerzas en los ejes X y Y deben ser amplificadas por los factores que se muestran en la misma tabla.

**Tabla 89**

*Relación de Cortantes en la Base para ambos ejes y factor de Corrección para cortante dinámico*

Dirección	Relación de Cortantes	Factor de Corrección
Eje X	74.20%	1.078
Eje Y	73.34%	1.091

*Nota:* Elaboración Propia

### 3.9. Resultados del análisis con cortantes corregidos

A continuación, se muestra la tabla, en donde se pueden observar las fuerzas cortantes en la base, para el análisis dinámico, amplificadas con los valores mostrados:

**Tabla 90***Cortantes en la base obtenidos del Análisis Dinámico*

<b>Tipo de análisis</b>	<b>Cortante en X</b>	<b>Cortante en Y</b>
Dinámico	298.53	298.62

*Nota:* Elaboración Propia

Luego de haber corrido el programa ETABS, se obtienen los desplazamientos y distorsiones en cada nivel. Los datos se muestran en la tabla siguiente:

**Tabla 91***Desplazamientos Laterales - Sismo X-X*

<b>Piso</b>	<b>Sismo X</b>	<b>EQ-XX</b>	<b><math>\Delta</math> - X</b>
Azotea	0.000204	0.000197	0.0006
Piso 4	0.000233	0.000222	0.0007
Piso 3	0.000241	0.000226	0.0007
Piso 2	0.000218	0.000200	0.0006
Piso 1	0.000122	0.000111	0.0003

*Nota:* Elaboración Propia**Tabla 92***Desplazamientos Laterales - Sismo Y-Y*

<b>Piso</b>	<b>Sismo Y</b>	<b>EQ-YY</b>	<b><math>\Delta</math> - Y</b>
Azotea	0.000127	0.000125	0.0004
Piso 4	0.000137	0.000134	0.0004
Piso 3	0.000135	0.000130	0.0004
Piso 2	0.000115	0.000109	0.0003
Piso 1	0.000065	0.000060	0.0002

*Nota:* Elaboración Propia

Luego de obtener las distorsiones en cada nivel se puede observar que

ninguno supera el límite de 0.005 para este sistema estructural. Con lo cual se asegura la rigidez del edificio.

### 3.10. Modos de vibración y porcentaje de participación de masas

La tabla siguiente muestra los principales indicadores del análisis dinámico, como son los periodos de vibración y porcentaje de participación de masas para el análisis dinámico con los 12 primeros modos de vibración.

Nótese que hubiera sido suficiente utilizar 6 modos de vibración para asegurar un porcentaje de participación de masas de 92.58% y 93.11% respectivamente, en ambos ejes.

**Tabla 93**

*Modos de vibración y participación de masas*

Modo	T (s)	Participación de Masas			
		MX	MY	SumMX	SumMY
1	0.142	75.26%	0.00%	75.26%	0.00%
2	0.124	0.24%	0.00%	75.51%	0.00%
3	0.107	0.00%	73.90%	75.51%	73.90%
4	0.039	17.07%	0.00%	92.58%	73.90%
5	0.031	0.00%	0.00%	92.58%	73.90%
6	0.028	0.00%	19.21%	92.58%	93.11%
7	0.020	4.74%	0.00%	97.32%	93.11%
8	0.015	0.00%	0.00%	97.32%	93.11%
9	0.014	0.00%	4.87%	97.32%	97.98%
10	0.014	1.95%	0.00%	99.27%	97.98%
11	0.011	0.00%	0.00%	99.27%	97.99%
12	0.011	0.71%	0.00%	99.99%	97.99%

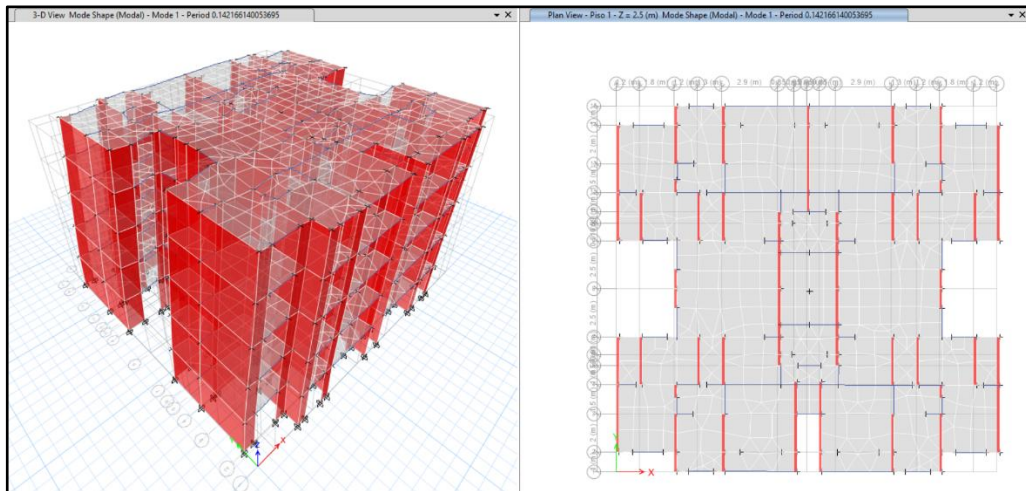
*Nota:* Elaboración Propia

### 3.11. Modos de vibración

A continuación, se muestran las figuras 63, 64 y 65, en las cuales se podrán observar los 3 primeros modos de vibración de la estructura analizada.

**Figura 63**

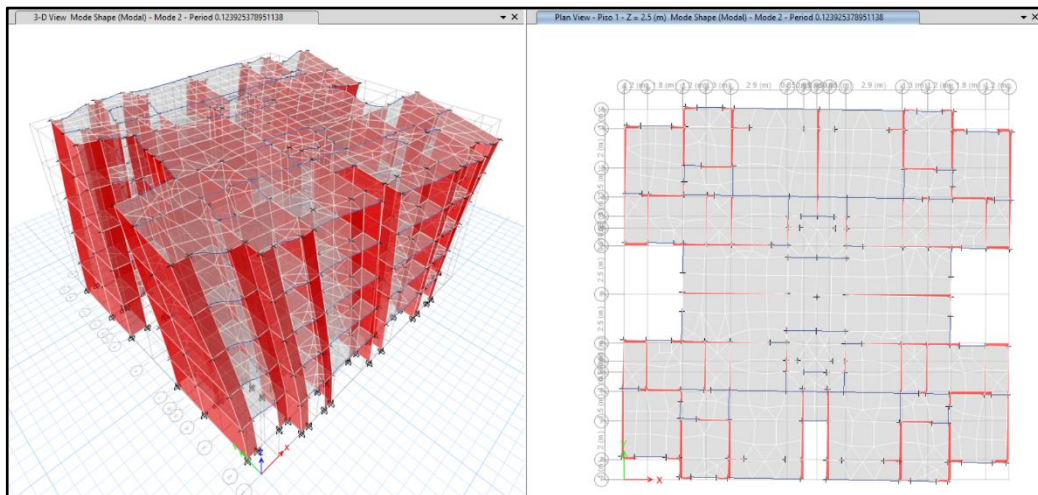
*Primer modo de vibrar con periodo de 0.142s*



*Nota:* La figura muestra el primer modo de vibración. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 64**

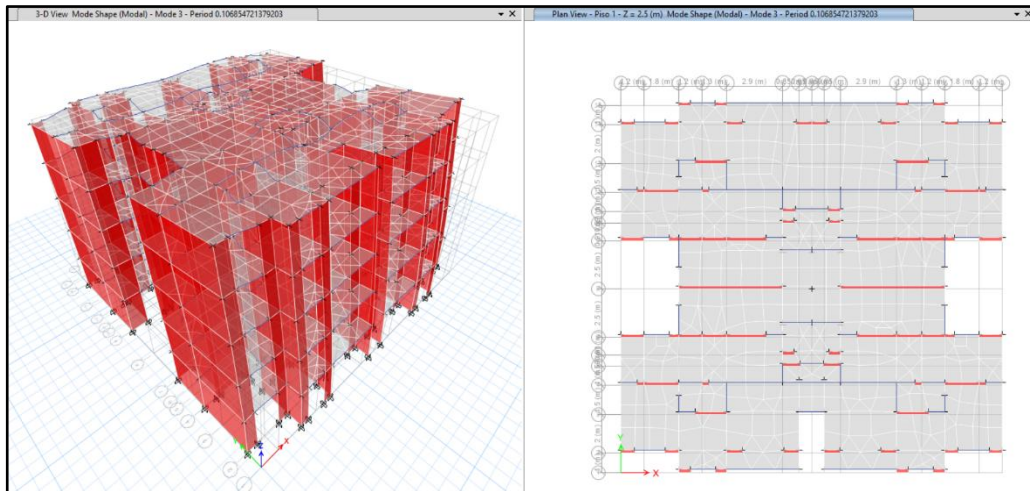
*Segundo modo de vibrar con periodo de 0.124s*



*Nota:* La figura muestra el segundo modo de vibración. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 65**

*Tercer modo de vibrar con periodo de 0.107s*



*Nota:* La figura muestra el tercer modo de vibración. Fuente: Elaboración Propia

### **3.12. Diseño de muros**

#### **3.12.1. Consideraciones generales para el diseño**

Se aplicaron los lineamientos establecidos por la Norma Técnica E.060 para el diseño de los muros.

En el caso de los muros de 10 cm de espesor, no se permitió el confinamiento en sus extremos; mientras que, en los muros de 15 cm, sí se realizó dicho confinamiento.

Para el refuerzo vertical, se utilizaron barras de acero de diámetros 8 mm, 12 mm y 5/8". En los muros de 10 cm, el refuerzo se dispuso en una sola hilera, mientras que en los de 15 cm se colocó en dos hileras. Además, en estos últimos se emplearon estribos de 8 mm en los extremos para garantizar el confinamiento.

Para este diseño se busca que el muro falle por flexión antes que, por corte, por lo que se aseguró que se aporte la sobrerresistencia necesaria para que ello ocurra.

Los muros se diseñaron teniendo en cuenta dos grupos.

**Tabla 94**

*Subdivisión de los muros en grupos*

Grupo 1	Piso 1, 2 y 3
Grupo 2	Piso 4 y 5

*Nota:* Elaboración Propia

### **3.12.2. Diseño por flexo compresión**

Dado que los muros están sometidos simultáneamente a cargas axiales y momentos flectores, su diseño debe abordarse mediante el análisis por flexo compresión. Este procedimiento requiere la elaboración de un diagrama de interacción, el cual representa las distintas combinaciones de carga axial y momento que provocan el agotamiento de la capacidad resistente de la sección evaluada.

El proceso de diseño por flexo compresión inicia con la obtención, a partir del modelo estructural, de las fuerzas de diseño correspondientes a las combinaciones de carga establecidas.

Posteriormente, se realiza una estimación preliminar del refuerzo vertical utilizando la cuantía mínima requerida ( $\rho_{vertical}$ ); Asimismo, se debe verificar que la separación entre barras no exceda tres veces el espesor del muro ni sea mayor a 40 cm:

$$Si Vu \geq 0.5\phi Vc \rightarrow \rho_{vertical} \geq 0.0025 \text{ y } \rho_{horizontal} \geq 0.0025$$

$$Si Vu \leq 0.5\phi Vc \rightarrow \rho_{vertical} \geq 0.0015 \text{ y } \rho_{horizontal} \geq 0.0020$$

Además:

$$Si \frac{hm}{lm} \leq 2 \rightarrow \rho_{vertical} > \rho_{horizontal}$$

A continuación, se utiliza la herramienta Section Designer del programa ETABS con la finalidad de obtener los diagramas de interacción para las direcciones X e Y. El diseño por flexo compresión es un proceso iterativo en el que

se va modificando la cantidad de refuerzo hasta lograr que todos los pares ordenados ( $\phi M_n$ ,  $\phi P_n$ ) se encuentren dentro del diagrama.

Posteriormente se debe verificar que  $\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$  en el tercio inferior del edificio o en los dos primeros pisos. Con la siguiente expresión se puede hallar  $M_{cr}$ :

$$M_{cr} = S \left( 2 \sqrt{f'_c} + \frac{P}{A} \right)$$

### 3.12.3. Diseño por cortante

Se diseña para que los muros fallen primero por flexo compresión antes que por cortante.

Para iniciar el diseño por cortante se debe obtener, del modelo estructural, la fuerza cortante última ( $V_{ua}$ ) y el momento último ( $M_{ua}$ ).

Luego, del diagrama de interacción, se calcula  $M_n$  con el máximo valor de  $P_u$ .

A continuación, se calcula el cortante último ( $V_u$ ) con la siguiente expresión:

$$V_u = V_{ua} \cdot \frac{M_n}{M_{ua}}$$

Además, se debe tomar como valor máximo de la relación  $M_n / M_{ua}$  el coeficiente  $R$  hasta la mitad inferior del edificio y en el resto se debe usar  $M_n / M_{ua} = 1.5$ .

Luego se calcula el valor de  $\phi V_c = \phi A_{cw} \alpha \sqrt{f'_c}$  (Kg y cm)

Donde:

$\phi$ : 0.85, factor de reducción por corte

$A_{cw}$ : (0.8L). (e), área de corte en la dirección analizada

$\alpha$ : cociente que relaciona la altura del muro (hm) con su longitud (lm)

$$\text{Si } \frac{hm}{lm} \leq 1.5 \rightarrow \alpha = 0.80$$

$$\text{Si } \frac{hm}{lm} \geq 2.5 \rightarrow \alpha = 0.53$$

$$\text{Si } 1.5 < \frac{hm}{lm} < 2.5 \rightarrow \text{interpolar linealmente}$$

$$\text{Si } V_u > \phi V_c \text{ se debe obtener el valor de } V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} \text{ para luego obtener}$$

$$\text{la cuantía horizontal } \rho_h = \frac{V_s}{A_{cw} f_y}$$

Con los valores de  $V_s$  y  $V_c$  se obtiene  $V_n = V_c + V_s$ , luego se debe verificar que  $V_n < 2.7 A_{cw} \sqrt{f'_c}$  (kg y cm).

Posteriormente se debe verificar el cortante por fricción para garantizar que la base del muro resista adecuadamente. Se calcula con la siguiente expresión definida en el artículo 21.9.8 de la norma E.060 [1]:

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y) \quad (\text{kg y cm})$$

Donde:

$\phi = 0.85$  : Factor de reducción de resistencia al cortante

$\mu = 0.60$  : Módulo de fricción del concreto endurecido (sin tratamiento)

$N_u = 0.9 N_m$  : Fuerza normal última en función de la carga muerta

$A_v = \rho_v \cdot t \cdot 100$ : Área de refuerzo vertical (2 cm )

$N_m$  : Fuerza normal debido a carga muerta

$\rho_v$  : Cuantía vertical de acero

$t$  : Espesor del muro

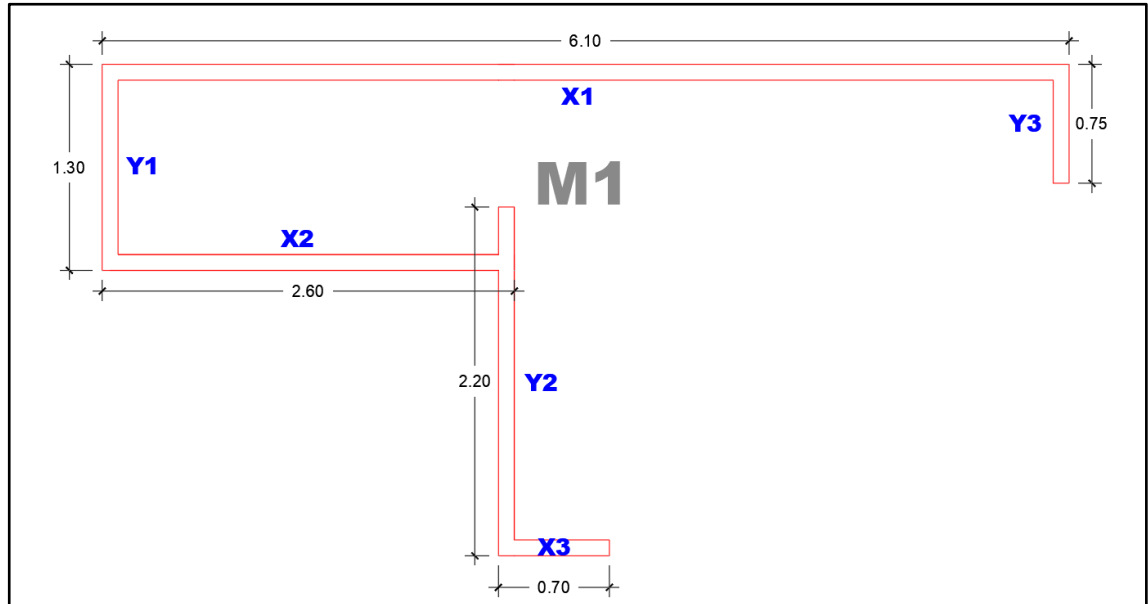
### 3.12.4. Diseño de muro

Se muestra el diseño de los muros: M1, M3, M5, M7, M9, M11 y M13. Se desarrollan a continuación los pasos efectuados para el diseño correspondiente.

## Diseño de muro M1

**Figura 66**

*Geometría de muro M1*



*Nota:* La figura muestra la Geometría del muro M1. Fuente: Elaboración Propia

La tabla 95 muestra las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores para los casos de carga muerta, viva, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

**Tabla 95**

*Cargas en la base del muro M1*

Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
Muerta (CM)	-71.02	0.46	-0.26	1.16	-2.98
Viva (CV)	-13.45	0.19	-0.12	0.31	-1.54
Sis Din X	24.24	15.95	6.79	53.24	89.37
Sis Din Y	2.76	1.56	27.39	222.22	3.41

*Nota:* Elaboración Propia

**Tabla 96***Fuerzas últimas del muro M1*

<b>Combinaciones</b>	<b>Pu (ton)</b>	<b>Vu<sub>x-x</sub> (ton)</b>	<b>Vu<sub>y-y</sub> (ton)</b>
U1=1.4CM+1.7CV	122.28	0.96	-0.57
<b>Sismo XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	129.82	16.76	6.31
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	81.34	-15.14	-7.27
U4=0.9CM+SISXX	88.15	16.36	6.55
U5=0.9CM-SISXX	39.68	-15.53	-7.02
<b>Sismo YY</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISYY	108.34	2.37	26.91
U3=1.25(CM+CV)-SISYY	102.82	-0.75	-27.87
U4=0.9CM+SISYY	66.68	1.97	27.16
U5=0.9CM-SISYY	61.16	-1.15	-27.63

*Nota:* Elaboración Propia**Diseño por flexo compresión:**

A continuación, se muestra el cálculo del acero vertical:

Dirección X: Existen tres muros en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

**X1:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	6.1 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	2.05 >2,	$\alpha = 0.53$
$\emptyset V_c =$	31.86 Tn	

**X2:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	2.6 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	4.81 >2,	$\alpha = 0.53$
$\emptyset V_c =$	13.58 Tn	

### X3:

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	0.7 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	17.86 >2,	$\alpha= 0.53$
$\emptyset Vc=$	3.66 Tn	

Entonces:

- $\emptyset Vc$ acumulado X=	49.09 Tn	
- $\emptyset Vc$ acumulado X/2=	24.547 Tn	
- $Vux=$	16.76 Tn	(del analisis)
- Como, $\emptyset Vc/2 > Vu$	24.547 > 16.76	entonces, p vertical $\geq 0.0015$ y p horizontal $\geq 0.0020$
- $As =$	1.50 cm <sup>2</sup> /m	<b>2 cm<sup>2</sup></b> , $\emptyset 8mm @ 0.25$

Dirección Y: Existen tres muros en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

### Y1:

hm=	16.8 m	(altura del muro)
lm=	1.3 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	12.92 >2.5,	$\alpha= 0.53$
$\emptyset Vc=$	6.79 Tn	

### Y2:

hm=	16.8 m	(altura del muro)
lm=	2.2 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	7.64 >2.5,	$\alpha= 0.53$
$\emptyset Vc=$	11.49 Tn	

### Y3:

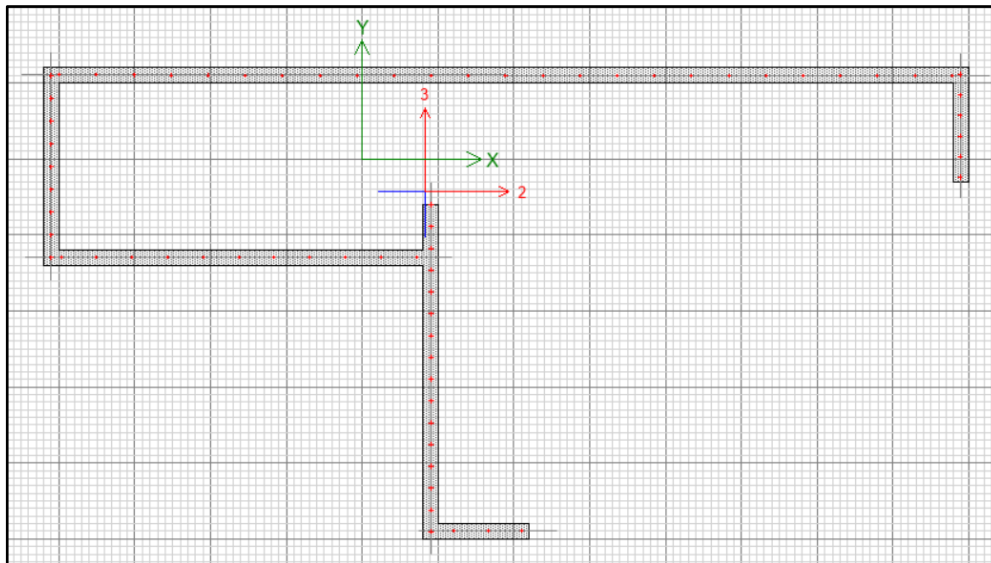
hm=	16.8 m	(altura del muro)
lm=	0.75 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	22.40 >2.5,	$\alpha= 0.53$
$\emptyset Vc=$	3.92 Tn	

Entonces:

- Øacumulado Y= 22.20 Tn
- Øacumulado Y/2= 11.098 Tn
- Vuy= 27.16 Tn (del analisis)
- Como,  $\frac{\phi V_c}{2} < V_u$  11.098 < 27.16 entonces, p vertical  $\geq 0.0025$  y p horizontal  $\geq 0.0025$
- As = 2.50 cm<sup>2</sup>/m **8.89 cm<sup>2</sup>** , Ø1/2" @ 0.15

Utilizando la herramienta Section Designer del software ETABS, se llevó a cabo el diseño del muro M1, tomando como referencia los valores correspondientes a la cuantía mínima de refuerzo vertical. En la Figura 67 se presenta la distribución del acero adoptada en el diseño.

**Figura 67**  
*Distribución de acero en M1 primer piso*



*Nota:* La figura muestra la distribución de acero. Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 97 se muestran las combinaciones de carga (representadas como puntos en las figuras 68 y 69).

**Tabla 97**

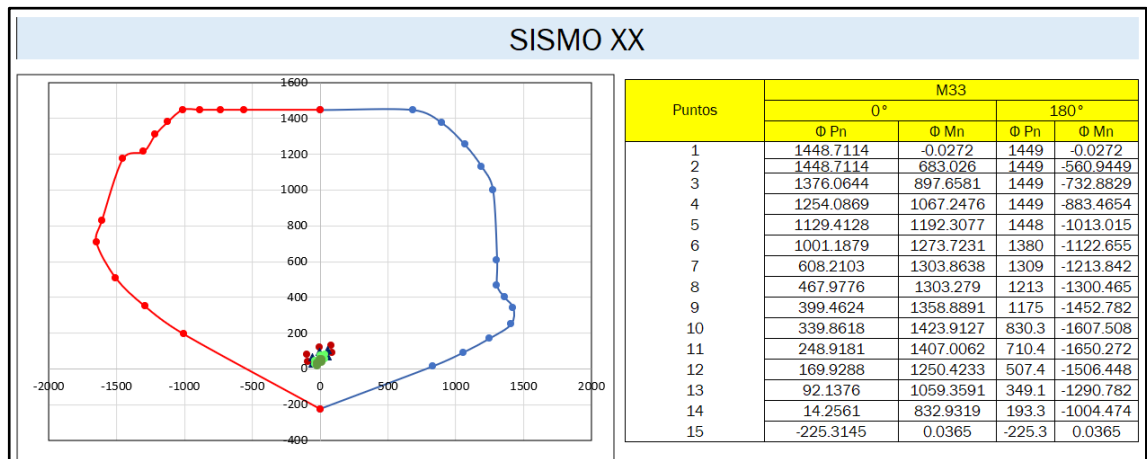
*Combinación de cargas para el muro M1*

COMBINACIONES	Pu (ton)	Mu <sub>x-x</sub> (ton.m)	Mu <sub>y-y</sub> (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	122.28	2.16	-6.79
<b>SISMO XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	129.82	55.08	83.72
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	81.34	-51.39	-95.02
U4=0.9CM+SISXX	88.15	54.28	86.68
U5=0.9CM-SISXX	39.68	-52.19	-92.06
<b>SISMO YY</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISYY	108.34	224.06	-2.24
U3=1.25(CM+CV)-SISYY	102.82	-220.38	-9.05
U4=0.9CM+SISYY	66.68	223.27	0.72
U5=0.9CM-SISYY	61.16	-221.17	-6.09

*Nota:* Elaboración Propia

**Figura 68**

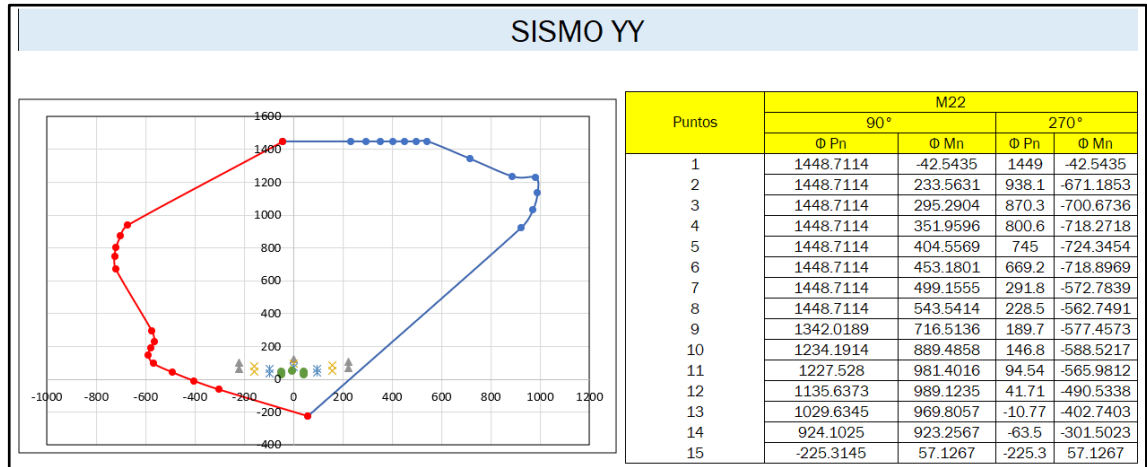
*Diagrama de interacción en X-X del muro M1 (primer piso)*



*Nota:* La figura muestra el diagrama de interacción en X-X. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 69**

*Diagrama de interacción en Y-Y del muro M1 (primer piso)*



*Nota:* La figura muestra el diagrama de interacción en Y-Y. Fuente: Elaboración Propia

Todos los puntos se encuentran dentro de los diagramas de interacción, de modo que la distribución de acero es adecuada.

Verificación del momento de agrietamiento ( $\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$ ):

Para ambas direcciones se calcula el momento de agrietamiento con las propiedades del muro M1.

Dirección X:

$$A = 1.32 \text{ m}^2 \quad I_x = 4.09 \text{ m}^4 \quad X_{cg} = 2.51 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 310.08 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 372.10 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u = 129.82 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n = 1200 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n = 1020 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n = 1020 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 372.10 \text{ ton.m}$$

Dirección Y:

$$A = 1.32 \text{ m}^2 \quad I_y = 1.13 \text{ m}^4 \quad Y_{cg} = 0.81 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 265.27 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 318.32 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u = 129.8178 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n = 580.00 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n = 493 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n = 493 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 318.32 \text{ ton.m}$$

### Diseño por cortante:

Se emplea la fórmula  $V_u = V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}$

Dirección X:

$$V_{ua} = 16.76 \text{ ton} \quad M_{ua} = 83.72 \text{ ton.m} \quad M_n = 1714.29 \text{ ton.m}$$

$$M_n/M_{ua} = 20.48 > R = 4 \quad (\text{Este valor no debe ser mayor que } R, \text{ entonces tomamos el valor de } R)$$

$$V_u = 67.02 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \text{ max} = 312.6$$

$$\phi V_c = 49.1 \text{ ton}$$

$$V_s = 21.09 \text{ ton}$$

$$P_h = 0.0005 > P_h \text{ min} = 0.0025$$

$$- A_s = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mathbf{2.5 \text{ cm}^2} \quad , \phi 8\text{mm} @ 0.20$$

### Dirección Y:

$$V_{ua} = 27.87 \text{ ton} \qquad M_{ua} = 220.38 \text{ ton.m} \qquad M_n = 828.57 \text{ ton.m}$$

$$M_n/M_{ua} = 3.76 > R = 4 \quad (\text{Este valor no debe ser mayor que } R, \text{ entonces tomamos el valor de } R)$$

$$V_u = 104.80 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \text{ max} = 141.3$$

$$\phi V_c = 22.2 \text{ ton}$$

$$V_s = 97.18 \text{ ton}$$

$$P_h = 0.0054 > P_h \text{ min} = 0.0025$$

$$- A_s = 5.40 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mathbf{6.35 \text{ cm}^2}, \quad \phi 1/2" @ 0.20$$

### Diseño por cortante fricción:

Se emplea la fórmula  $\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y)$

Calculando para las dos direcciones:

$$N_u = 63.92 \text{ ton}$$

$$A_v = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi V_n = 37.95 \text{ ton}$$

Del análisis se tiene:

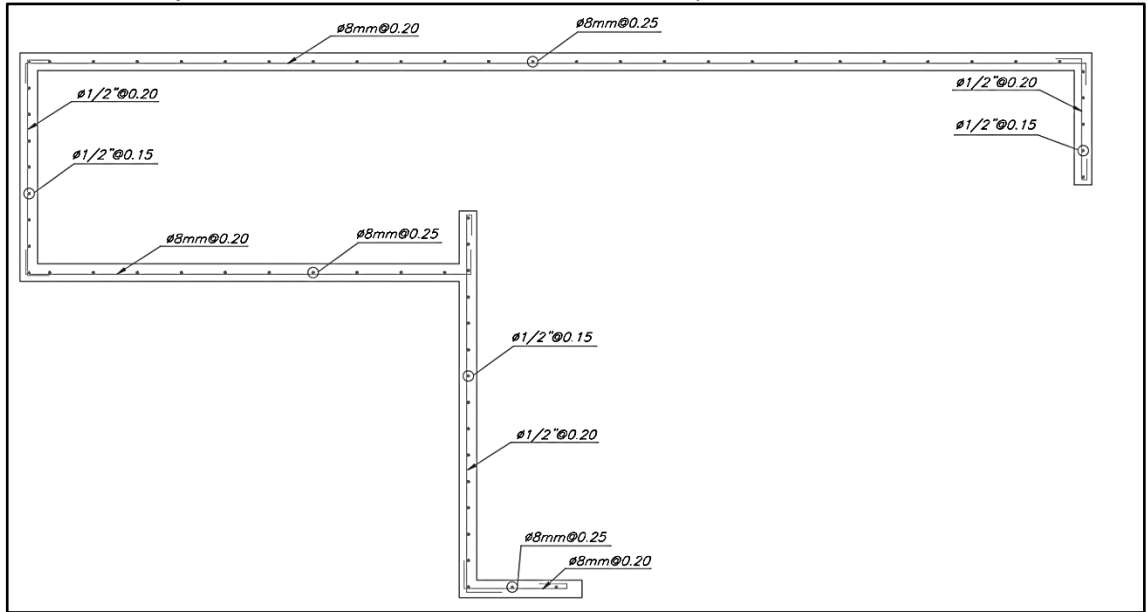
$$V_{ux} = 16.76 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 27.16 \text{ ton}$$

Se verifica que el valor de diseño excede el valor último en ambas direcciones.

**Figura 70**

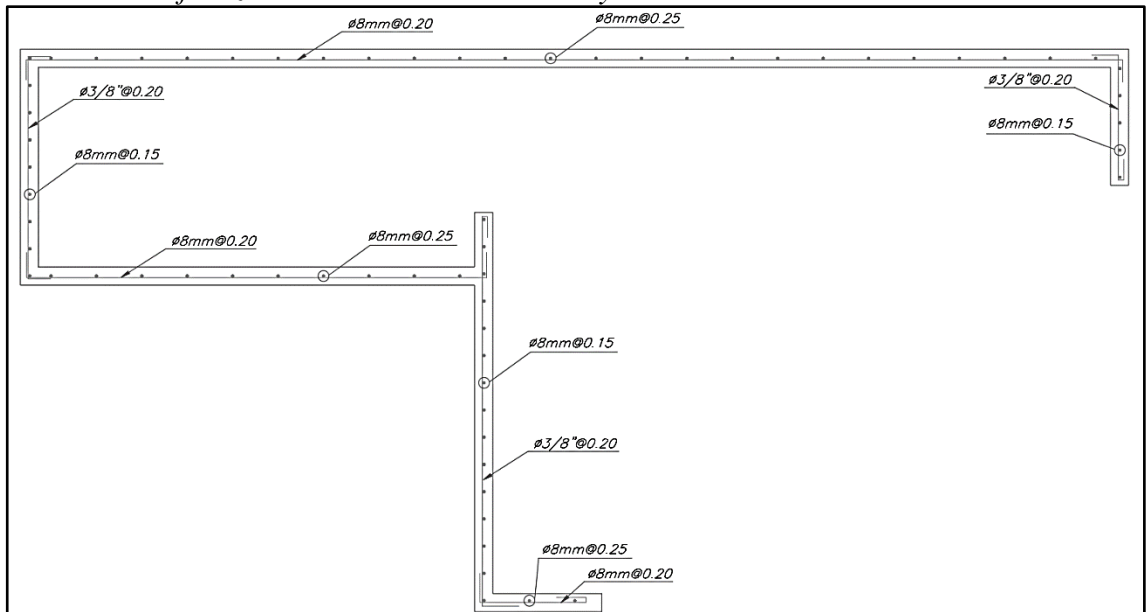
*Detalle del refuerzo en el muro M1 del Piso 1, Piso 2 y Piso 3*



*Nota:* La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 71**

*Detalle del refuerzo en el muro M1 del Piso 4 y Piso 5*

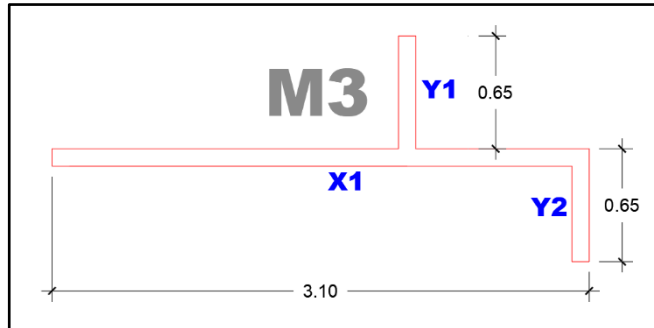


*Nota:* La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia

## Diseño de muro M3

**Figura 72**

*Geometría de muro M3*



*Nota:* La figura muestra la geometría de muro. Fuente: Elaboración Propia

La tabla 98 muestra las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores para los casos de carga muerta, viva, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

**Tabla 98**

*Cargas en la base del muro M3*

Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
Muerta (CM)	-30.31	0.04	0.38	-0.02	0.07
Viva (CV)	-7.29	0.03	0.21	-0.05	0.04
Sis Din X	5.29	2.74	1.10	6.68	6.36
Sis Din Y	7.61	0.38	6.77	30.40	1.68

*Nota:* Elaboración Propia

**Tabla 99***Fuerzas últimas del muro M3*

<b>Combinaciones</b>	<b>Pu (ton)</b>	<b>Vu<sub>x-x</sub> (ton)</b>	<b>Vu<sub>y-y</sub> (ton)</b>
U1=1.4CM+1.7CV	54.839	0.107	0.879
<b>Sismo XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	52.300	2.823	1.825
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	41.719	-2.647	-0.367
U4=0.9CM+SISXX	32.573	2.775	1.434
U5=0.9CM-SISXX	21.992	-2.695	-0.758
<b>Sismo YY</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISYY	54.622	0.473	7.496
U3=1.25(CM+CV)-SISYY	39.397	-0.297	-6.038
U4=0.9CM+SISYY	34.895	0.425	7.105
U5=0.9CM-SISYY	19.670	-0.345	-6.429

*Nota:* Elaboración Propia**Diseño por flexocompresión:**

A continuación, se muestra el cálculo del acero vertical:

Dirección X: Existen un muro en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

**X1:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	3.1 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	4.03 >2,	$\alpha=$ 0.53
$\emptyset V_c=$	16.19 Tn	

Entonces:

- $\emptyset V_{c\text{acumulado X}} = 16.19 \text{ Tn}$
- $\emptyset V_{c\text{acumulado X}/2} = 8.0952 \text{ Tn}$
- $V_{ux} = 2.82 \text{ Tn}$  (del analisis)
- Como,  $\emptyset V_c/2 > V_u$   $8.0952 > 2.82$  entonces, p vertical  $\geq 0.0015$  y p horizontal  $\geq 0.0020$
- $A_s = 1.50 \text{ cm}^2/\text{m}$  **2 cm<sup>2</sup>** ,  $\emptyset 8\text{mm @ } 0.25$

Dirección Y: Existen dos muros en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

**Y1:**

- hm= 12.5 m (altura del muro)
- lm= 0.65 m (longitud del muro)
- e= 0.1 m (espesor del muro)
- hm/lm= 19.23 >2.5,  $\alpha = 0.53$
- $\emptyset V_c = 3.39 \text{ Tn}$

**Y2:**

- hm= 12.5 m (altura del muro)
- lm= 0.65 m (longitud del muro)
- e= 0.1 m (espesor del muro)
- hm/lm= 19.23 >2.5,  $\alpha = 0.53$
- $\emptyset V_c = 3.39 \text{ Tn}$

Entonces:

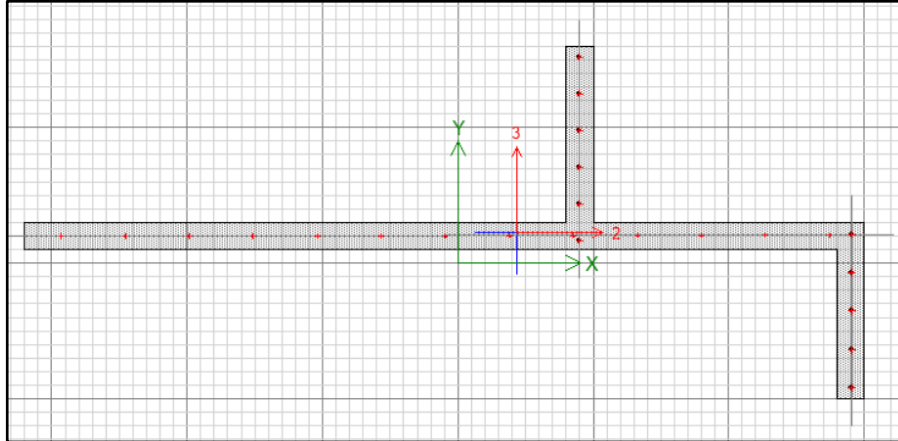
- $\emptyset V_{c\text{acumulado Y}} = 6.79 \text{ Tn}$
- $\emptyset V_{c\text{acumulado Y}/2} = 3.3947 \text{ Tn}$
- $V_{uy} = 7.50 \text{ Tn}$  (del analisis)
- Como,  $\emptyset V_c/2 < V_u$   $3.3947 < 7.50$  entonces, p vertical  $\geq 0.0025$  y p horizontal  $\geq 0.0025$
- $A_s = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$  **8.89 cm<sup>2</sup>** ,  $\emptyset 1/2" @ 0.15$

Utilizando la herramienta Section Designer del software ETABS, se llevó a cabo el diseño del muro M3, tomando como referencia los valores correspondientes

a la cuantía mínima de refuerzo vertical. En la Figura 73, se presenta la distribución del acero adoptada en el diseño.

**Figura 73**

*Distribución de acero en M3 primer piso*



*Nota:* La figura muestra la distribución de acero. Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 100 se muestran las combinaciones de carga (representadas como puntos en las figuras 74 y 75).

**Tabla 100**

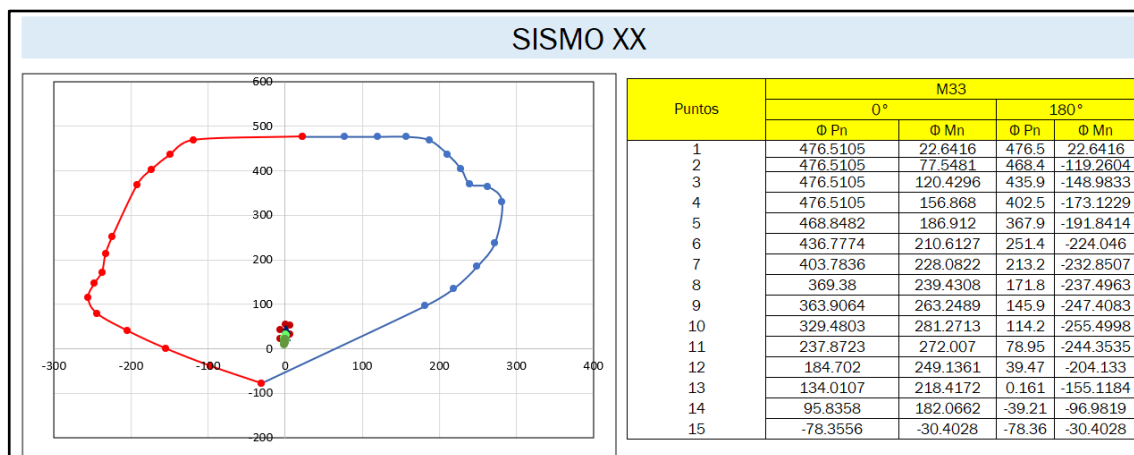
*Combinación de cargas para el muro M3*

Combinaciones	Pu (ton)	Mu <sub>x-x</sub> (ton.m)	Mu <sub>y-y</sub> (ton.m)
<b>U1=1.4CM+1.7CV</b>	54.839	-0.125	0.170
<b>SISMO XX</b>			
<b>U2=1.25(CM+CV)+SISXX</b>	52.300	6.581	6.499
<b>U3=1.25(CM+CV)-SISXX</b>	41.719	-6.775	-6.217
<b>U4=0.9CM+SISXX</b>	32.573	6.656	6.422
<b>U5=0.9CM-SISXX</b>	21.992	-6.700	-6.294
<b>SISMO YY</b>			
<b>U2=1.25(CM+CV)+SISYY</b>	54.622	30.299	1.822
<b>U3=1.25(CM+CV)-SISYY</b>	39.397	-30.494	-1.540
<b>U4=0.9CM+SISYY</b>	34.895	30.375	1.745
<b>U5=0.9CM-SISYY</b>	19.670	-30.418	-1.617

*Nota:* Elaboración Propia

**Figura 74**

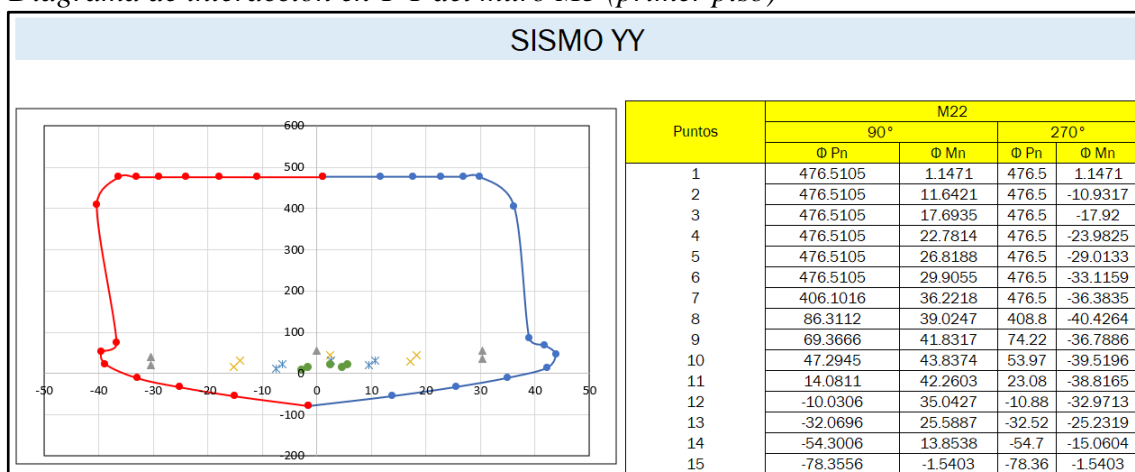
Diagrama de interacción en X-X del muro M3 (primer piso)



Nota: La figura muestra el diagrama de interacción en X-X. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 75**

Diagrama de interacción en Y-Y del muro M3 (primer piso)



Nota: La figura muestra el diagrama de interacción en Y-Y. Fuente: Elaboración Propia

Todos los puntos se encuentran dentro de los diagramas de interacción, de modo que la distribución de acero es adecuada.

Verificación del momento de agrietamiento ( $\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$ ):

Para ambas direcciones se calcula el momento de agrietamiento con las propiedades del muro M3.

### Dirección X:

$$A = 0.43 \text{ m}^2 \quad I_x = 0.36 \text{ m}^4 \quad X_{cg} = 1.28 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 61.24 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 73.48 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u = 54.84 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n = 200 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n = 170 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n = 170 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 73.48 \text{ ton.m}$$

### Dirección Y:

$$A = 0.43 \text{ m}^2 \quad I_y = 0.02 \text{ m}^4 \quad Y_{cg} = 0.62 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 6.64 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 7.97 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u = 54.839 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n = 44.00 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n = 37.4 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n = 37.4 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 7.97 \text{ ton.m}$$

### Diseño por cortante:

Se emplea la fórmula  $Vu = Vua \frac{Mn}{Mua}$

Dirección X:

$$\begin{aligned} V_{ua} &= 2.82 \text{ ton} & M_{ua} &= 6.50 \text{ ton.m} & M_n &= 314.29 \text{ ton.m} \\ M_n/M_{ua} &= 48.36 > & R &= 4 & & \text{(Este valor no debe ser mayor que R, entonces tomamos el valor de R)} \\ V_u &= 11.29 \text{ ton} \\ \phi V_n \text{ max} &= 103.1 \\ \phi V_c &= 16.2 \text{ ton} \\ V_s &= -5.76 \text{ ton} \\ Ph &= -0.0004 > & Ph \text{ min} &= 0.0025 \\ -A_s &= 2.50 \text{ cm}^2/\text{m} & \mathbf{2.5 \text{ cm}^2} & & & , \phi 8\text{mm @ 0.20} \end{aligned}$$

Dirección Y:

$$\begin{aligned} V_{ua} &= 7.50 \text{ ton} & M_{ua} &= 30.30 \text{ ton.m} & M_n &= 62.86 \text{ ton.m} \\ M_n/M_{ua} &= 2.07 > & R &= 4 & & \text{(Este valor no debe ser mayor que R, entonces tomamos el valor de R)} \\ V_u &= 15.55 \text{ ton} \\ \phi V_n \text{ max} &= 43.2 \\ \phi V_c &= 6.8 \text{ ton} \\ V_s &= 10.31 \text{ ton} \\ Ph &= 0.0019 > & Ph \text{ min} &= 0.0025 \\ -A_s &= 2.50 \text{ cm}^2/\text{m} & \mathbf{2.5 \text{ cm}^2} & & & , \phi 8\text{mm @ 0.20} \end{aligned}$$

### Diseño por cortante fricción:

Se emplea la fórmula  $\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y)$

Calculando para las dos direcciones:

$$N_u = 27.279 \text{ ton}$$

$$A_v = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi V_n = 19.267 \text{ ton}$$

Del análisis se tiene:

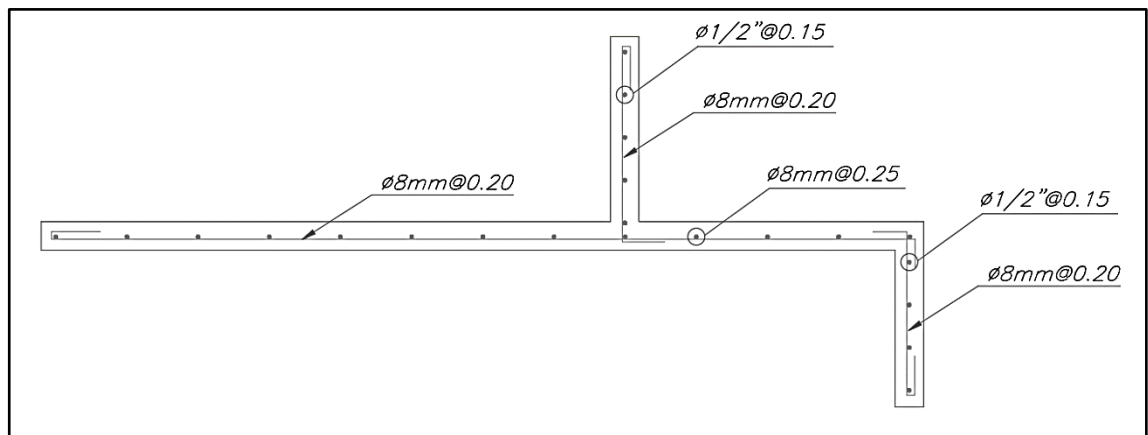
$$V_{ux} = 2.823 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 7.496 \text{ ton}$$

Se verifica que el valor de diseño excede el valor último en ambas direcciones.

### Figura 76

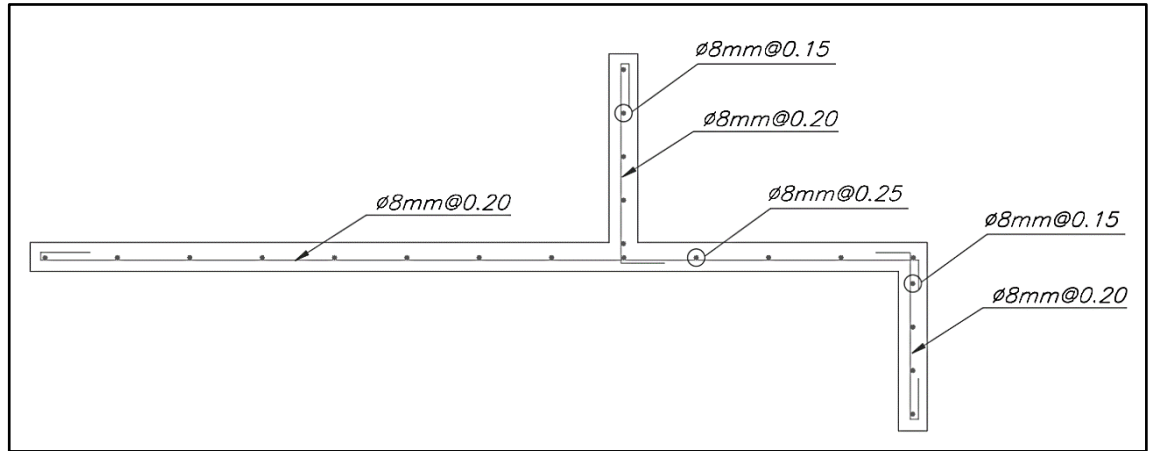
Detalle del refuerzo en el muro M3 del Piso 1, Piso 2 y Piso 3



Nota: La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 77**

*Detalle del refuerzo en el muro M3 del Piso 4 y Piso 5*

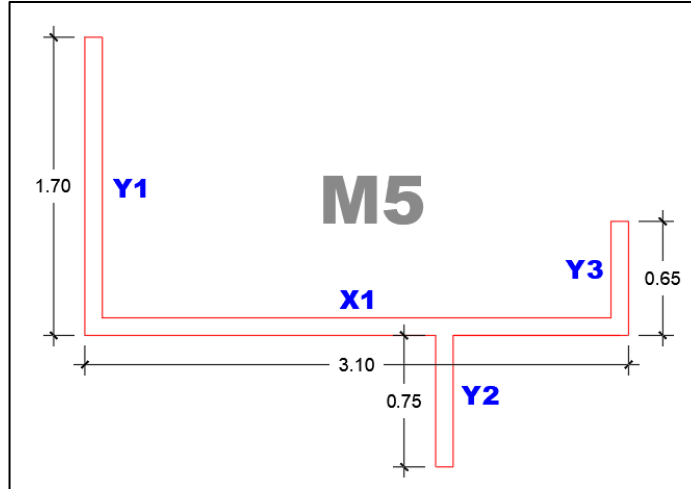


*Nota:* La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia

## Diseño de muro M5

**Figura 78**

*Geometría de muro M5*



*Nota:* La figura muestra la geometría del muro. Fuente: Elaboración Propia

La tabla 101 muestra las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores para los casos de carga muerta, viva, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

**Tabla 101**

*Cargas en la base del muro M5*

Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
Muerta (CM)	-43.96	0.64	0.15	0.86	0.22
Viva (CV)	-11.29	0.33	0.09	0.35	0.14
Sis Din X	10.58	8.68	2.11	20.07	29.36
Sis Din Y	1.25	0.91	7.62	49.66	10.25

*Nota:* Elaboración Propia

**Tabla 102***Fuerzas últimas del muro M5*

<b>Combinaciones</b>	<b>Pu (ton)</b>	<b>Vu<sub>x-x</sub> (ton)</b>	<b>Vu<sub>y-y</sub> (ton)</b>
U1=1.4CM+1.7CV	80.735	1.464	0.369
<b>Sismo XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	79.638	9.895	2.414
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	58.483	-7.459	-1.804
U4=0.9CM+SISXX	50.140	9.255	2.246
U5=0.9CM-SISXX	28.985	-8.100	-1.973
<b>Sismo YY</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISYY	70.306	2.129	7.928
U3=1.25(CM+CV)-SISYY	67.815	0.306	-7.318
U4=0.9CM+SISYY	40.808	1.489	7.759
U5=0.9CM-SISYY	38.317	-0.334	-7.486

*Nota:* Elaboración Propia**Diseño por flexo compresión:**

A continuación, se muestra el cálculo del acero vertical:

Dirección X: Existen un muro en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

**X1:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	3.1 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	4.03 >2,	$\alpha = 0.53$
$\emptyset V_c =$	16.19 Tn	

Entonces:

-  $\emptyset V_{\text{c}} \text{acumulado X} = 16.19 \text{ Tn}$

-  $\emptyset V_{\text{c}} \text{acumulado X/2} = 8.0952 \text{ Tn}$

-  $V_{\text{ux}} = 9.90 \text{ Tn}$  (del analisis)

- Como,  $\emptyset V_{\text{c}}/2 > V_{\text{u}}$   $8.0952 < 9.90$  entonces, p vertical  $\geq 0.0025$  y p horizontal  $\geq 0.0025$

-  $A_{\text{s}} = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$  **2.5 cm<sup>2</sup>** ,  $\emptyset 8\text{mm @ } 0.20$

Dirección Y: Existen tres muros en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

**Y1:**

$h_{\text{m}} = 12.5 \text{ m}$  (altura del muro)  
 $l_{\text{m}} = 1.7 \text{ m}$  (longitud del muro)  
 $e = 0.1 \text{ m}$  (espesor del muro)  
 $h_{\text{m}}/l_{\text{m}} = 7.35 > 2.5,$   $\alpha = 0.53$   
 $\emptyset V_{\text{c}} = 8.88 \text{ Tn}$

**Y2:**

$h_{\text{m}} = 12.5 \text{ m}$  (altura del muro)  
 $l_{\text{m}} = 0.85 \text{ m}$  (longitud del muro)  
 $e = 0.1 \text{ m}$  (espesor del muro)  
 $h_{\text{m}}/l_{\text{m}} = 14.71 > 2.5,$   $\alpha = 0.53$   
 $\emptyset V_{\text{c}} = 4.44 \text{ Tn}$

**Y3:**

$h_{\text{m}} = 12.5 \text{ m}$  (altura del muro)  
 $l_{\text{m}} = 0.65 \text{ m}$  (longitud del muro)  
 $e = 0.1 \text{ m}$  (espesor del muro)  
 $h_{\text{m}}/l_{\text{m}} = 19.23 > 2.5,$   $\alpha = 0.53$   
 $\emptyset V_{\text{c}} = 3.39 \text{ Tn}$

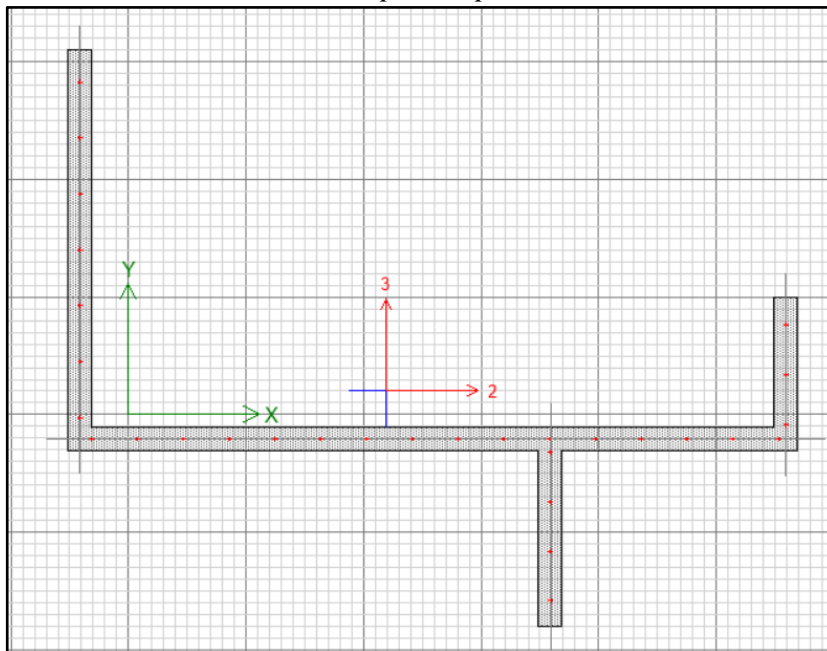
Entonces:

- $\phi$ acumulado Y= 16.71 Tn
- $\phi$ acumulado Y/2= 8.36 Tn
- $V_{uy}$ = 7.93 Tn (del analisis)
- Como,  $\phi V_c/2 < V_u$  8.36 > 7.93 entonces,  $p$  vertical  $\geq 0.0015$  y  $p$  horizontal  $\geq 0.0020$
- $A_s$  = 1.50 cm<sup>2</sup>/m **2 cm<sup>2</sup>** ,  $\phi 8$ mm @ 0.25

Utilizando la herramienta Section Designer del software ETABS, se llevó a cabo el diseño del muro M5, tomando como referencia los valores correspondientes a la cuantía mínima de refuerzo vertical. En la Figura 79, se presenta la distribución del acero adoptada en el diseño.

**Figura 79**

*Distribución de acero en M5 primer piso*



*Nota:* La figura muestra la distribución de acero. Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 103 se muestran las combinaciones de carga (representadas como puntos en las figuras 80 y 81).

**Tabla 103**

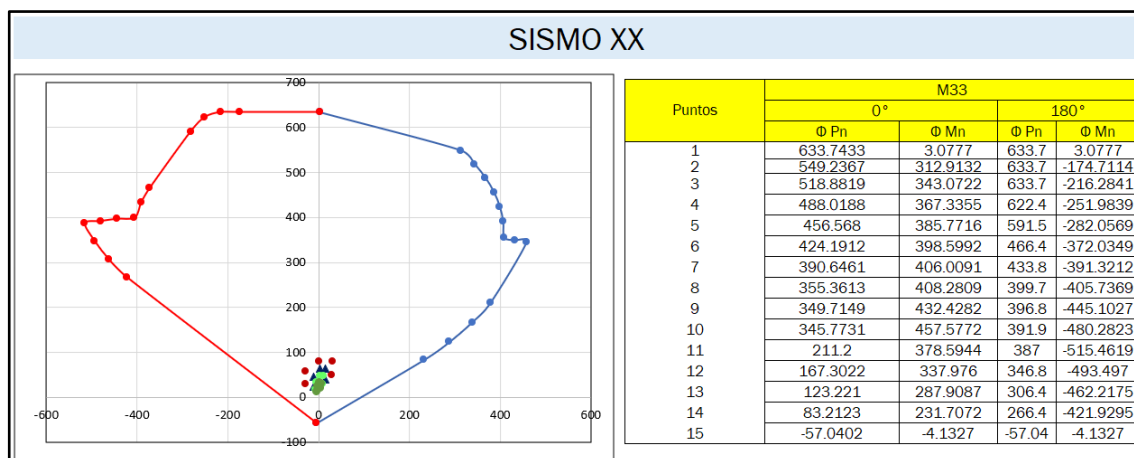
*Combinación de cargas para el muro M5*

Combinaciones	Pu (ton)	Mu <sub>x-x</sub> (ton.m)	Mu <sub>y-y</sub> (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	80.735	1.784	0.551
<b>Sismo XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	79.638	21.575	29.810
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	58.483	-18.574	-28.903
U4=0.9CM+SISXX	50.140	20.844	29.555
U5=0.9CM-SISXX	28.985	-19.305	-29.158
<b>Sismo YY</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISYY	70.306	51.164	10.705
U3=1.25(CM+CV)-SISYY	67.815	-48.163	-9.797
U4=0.9CM+SISYY	40.808	50.433	10.449
U5=0.9CM-SISYY	38.317	-48.894	-10.053

*Nota:* Elaboración Propia

**Figura 80**

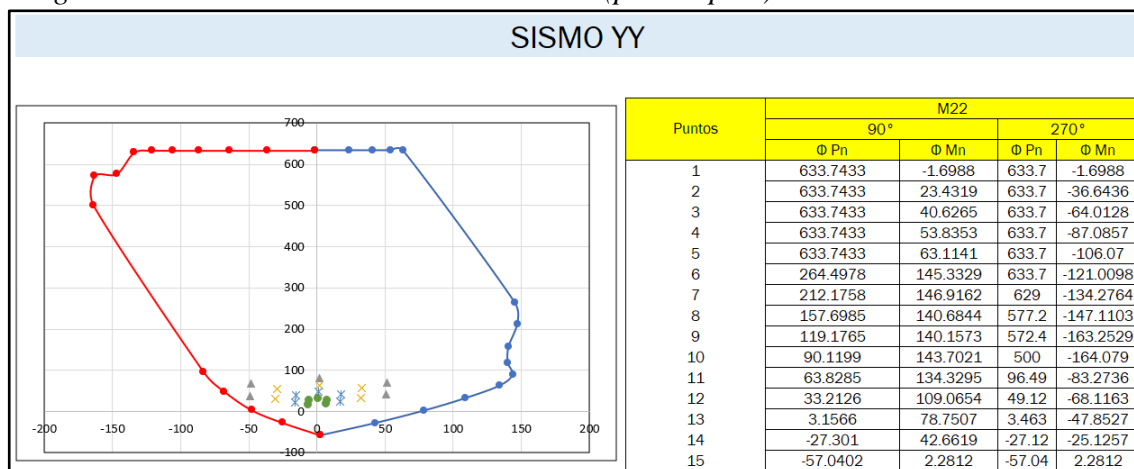
*Diagrama de interacción en X-X del muro M5 (primer piso)*



*Nota:* La figura muestra el diagrama de interacción en X-X. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 81**

*Diagrama de interacción en Y-Y del muro M5 (primer piso)*



*Nota:* La figura muestra el diagrama de interacción en Y-Y. Fuente: Elaboración Propia

Todos los puntos se encuentran dentro de los diagramas de interacción, de modo que la distribución de acero es adecuada.

Verificación del momento de agrietamiento ( $\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$ ):

Para ambas direcciones se calcula el momento de agrietamiento con las propiedades del muro M5.

Dirección X:

$$A = 0.60 \text{ m}^2 \quad I_x = 0.73 \text{ m}^4 \quad X_{cg} = 1.35 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 121.82 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 146.18 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u = 80.74 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n = 210 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n = 178.5 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n = 178.5 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 146.18 \text{ ton.m}$$

### Dirección Y:

$$A = 0.60 \text{ m}^2 \quad I_y = 0.15 \text{ m}^4 \quad Y_{cg} = 1.00 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 33.81 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 40.57 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u = 80.735 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n = 145.00 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n = 123.25 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n = 123.25 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 40.57 \text{ ton.m}$$

### Diseño por cortante:

Se emplea la fórmula  $V_u = V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}$

### Dirección X:

$$V_{ua} = 9.90 \text{ ton} \quad M_{ua} = 29.81 \text{ ton.m} \quad M_n = 314.29 \text{ ton.m}$$

$$M_n/M_{ua} = 10.54 > R = 4 \quad (\text{Este valor no debe ser mayor que } R, \text{ entonces tomamos el valor de } R)$$

$$V_u = 39.58 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \text{ max} = 103.1$$

$$\phi V_c = 16.2 \text{ ton}$$

$$V_s = 27.52 \text{ ton}$$

$$P_h = 0.0021 > P_h \text{ min} = 0.0025$$

$$- A_s = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mathbf{2.5 \text{ cm}^2}, \quad \phi 8\text{mm} @ 0.20$$

### Dirección Y:

$$V_{ua} = 7.93 \text{ ton} \qquad M_{ua} = 51.16 \text{ ton.m} \qquad M_n = 200.00 \text{ ton.m}$$

$$M_n/M_{ua} = 3.91 > R = 4 \quad (\text{Este valor no debe ser mayor que } R, \text{ entonces tomamos el valor de } R)$$

$$V_u = 30.99 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \text{ max} = 106.4$$

$$\phi V_c = 16.7 \text{ ton}$$

$$V_s = 16.80 \text{ ton}$$

$$P_h = 0.0012 > P_h \text{ min} = 0.0025$$

$$- A_s = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mathbf{2.5 \text{ cm}^2}, \quad \phi 8\text{mm} @ 0.20$$

### Diseño por cortante fricción:

Se emplea la fórmula  $\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y)$

Calculando para las dos direcciones:

$$N_u = 39.564 \text{ ton}$$

$$A_v = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi V_n = 25.53264 \text{ ton}$$

Del análisis se tiene:

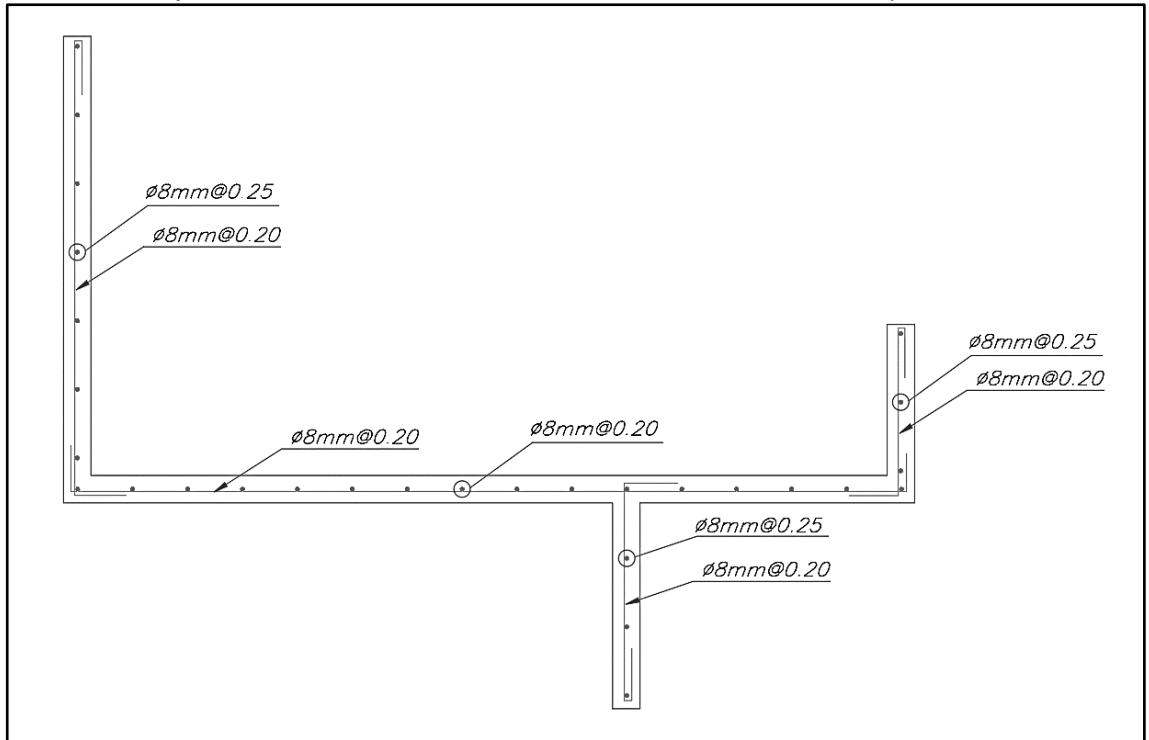
$$V_{ux} = 9.895 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 7.928 \text{ ton}$$

Se verifica que el valor de diseño excede el valor último en ambas direcciones.

**Figura 82**

*Detalle del refuerzo en el muro M5 del Piso 1, Piso 2, Piso 3, Piso 4 y Piso 5*

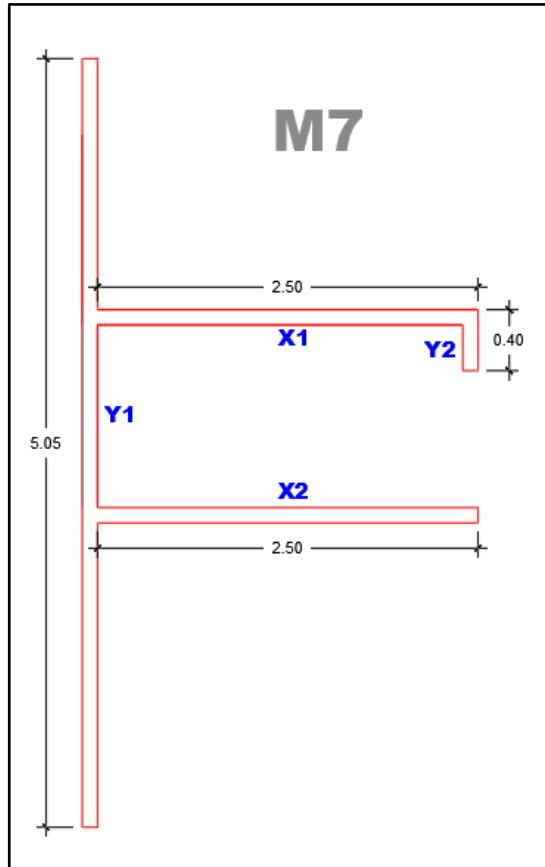


*Nota:* La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia

## Diseño de muro M7

**Figura 83**

*Geometría de muro M7*



*Nota:* La figura muestra la geometría de muro. Fuente: Elaboración Propia

La tabla 104 muestra las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores para los casos de carga muerta, viva, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

**Tabla 104**

*Cargas en la base del muro M7*

Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
Muerta (CM)	-69.56	-0.17	-0.35	0.71	-1.47
Viva (CV)	-16.74	-0.03	-0.19	0.38	-0.83
Sis Din X	5.40	26.06	1.23	6.47	148.47
Sis Din Y	1.79	0.93	11.60	59.87	4.80

*Nota:* Elaboración Propia

**Tabla 105***Fuerzas últimas del muro M7*

<b>Combinaciones</b>	<b>Pu (ton)</b>	<b>Vu<sub>x-x</sub> (ton)</b>	<b>Vu<sub>y-y</sub> (ton)</b>
U1=1.4CM+1.7CV	125.842	-0.302	-0.803
<b>Sismo XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	113.274	25.800	0.559
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	102.475	-26.320	-1.892
U4=0.9CM+SISXX	68.002	25.904	0.915
U5=0.9CM-SISXX	57.204	-26.216	-1.536
<b>Sismo YY</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISYY	109.667	0.673	10.937
U3=1.25(CM+CV)-SISYY	106.083	-1.193	-12.270
U4=0.9CM+SISYY	64.395	0.777	11.293
U5=0.9CM-SISYY	60.811	-1.089	-11.914

*Nota:* Elaboración Propia**Diseño por flexo compresión:**

A continuación, se muestra el cálculo del acero vertical:

Dirección X: Existen dos muros en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

**X1:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	2.5 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	5.00 >2,	$\alpha= 0.53$
$\emptyset V_c=$	13.06 Tn	

**X2:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	2.5 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	5.00 >2,	$\alpha= 0.53$
$\emptyset V_c=$	13.06 Tn	

Entonces:

- $\emptyset V_{c\text{acumulado X}} = 26.11 \text{ Tn}$
- $\emptyset V_{c\text{acumulado X}/2} = 13.057 \text{ Tn}$
- $V_{ux} = 25.90 \text{ Tn}$  (del analisis)
- Como,  $\emptyset V_{c/2} > V_u$   $13.057 < 25.90$  entonces, p vertical  $\geq 0.0025$  y p horizontal  $\geq 0.0025$
- $A_s = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$  **5.04 cm<sup>2</sup>** ,  $\emptyset 3/8" @ 0.15$

Dirección Y: Existen dos muros en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

**Y1:**

- hm= 12.5 m (altura del muro)
- lm= 5.05 m (longitud del muro)
- e= 0.1 m (espesor del muro)
- hm/lm= 2.48 > 2.5,  $\alpha = 0.53$
- $\emptyset V_c = 26.37 \text{ Tn}$

**Y2:**

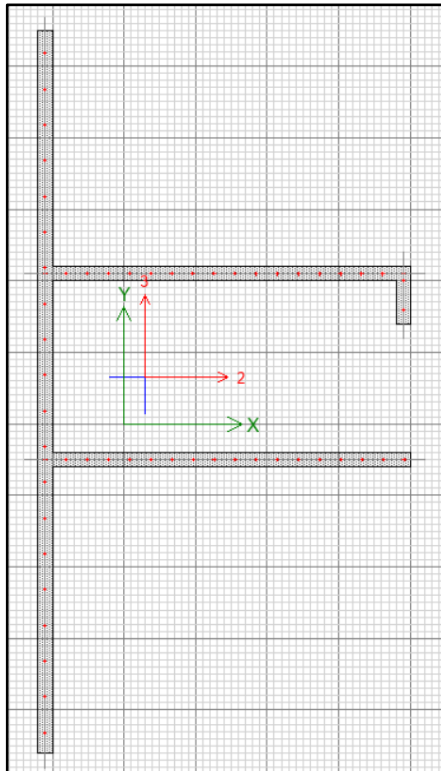
- hm= 12.5 m (altura del muro)
- lm= 0.4 m (longitud del muro)
- e= 0.1 m (espesor del muro)
- hm/lm= 31.25 > 2.5,  $\alpha = 0.53$
- $\emptyset V_c = 2.09 \text{ Tn}$

Entonces:

- $\emptyset a_{\text{acumulado Y}} = 28.46 \text{ Tn}$
- $\emptyset a_{\text{acumulado Y}/2} = 14.232 \text{ Tn}$
- $V_{uy} = 11.29 \text{ Tn}$  (del analisis)
- Como,  $\emptyset V_c/2 < V_u$   $14.232 > 11.29$  entonces, p vertical  $\geq 0.0015$  y p horizontal  $\geq 0.0020$
- $A_s = 1.50 \text{ cm}^2/\text{m}$  **2 cm<sup>2</sup>** ,  $\emptyset 8\text{mm} @ 0.25$

Utilizando la herramienta Section Designer del software ETABS, se llevó a cabo el diseño del muro M7, tomando como referencia los valores correspondientes a la cuantía mínima de refuerzo vertical. En la Figura 84 se presenta la distribución del acero adoptada en el diseño.

**Figura 84**  
*Distribución de acero en M7 primer piso*



*Nota:* La figura muestra la distribución de acero. Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 106 se muestran las combinaciones de carga (representadas como puntos en las figuras 85 y 86).

**Tabla 106**

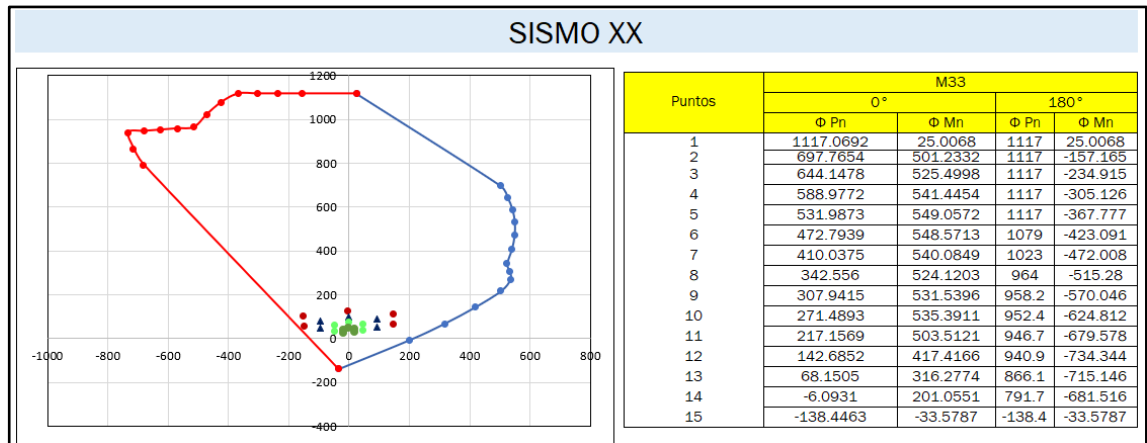
*Combinación de cargas para el muro M7*

Combinaciones	Pu (ton)	Mu <sub>x-x</sub> (ton.m)	Mu <sub>y-y</sub> (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	125.842	1.639	-3.476
<b>Sismo XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	113.274	7.833	145.594
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	102.475	-5.109	-151.355
U4=0.9CM+SISXX	68.002	7.111	147.148
U5=0.9CM-SISXX	57.204	-5.831	-149.800
<b>Sismo YY</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISYY	109.667	61.232	1.916
U3=1.25(CM+CV)-SISYY	106.083	-58.508	-7.677
U4=0.9CM+SISYY	64.395	60.510	3.471
U5=0.9CM-SISYY	60.811	-59.230	-6.122

*Nota:* Elaboración Propia

**Figura 85**

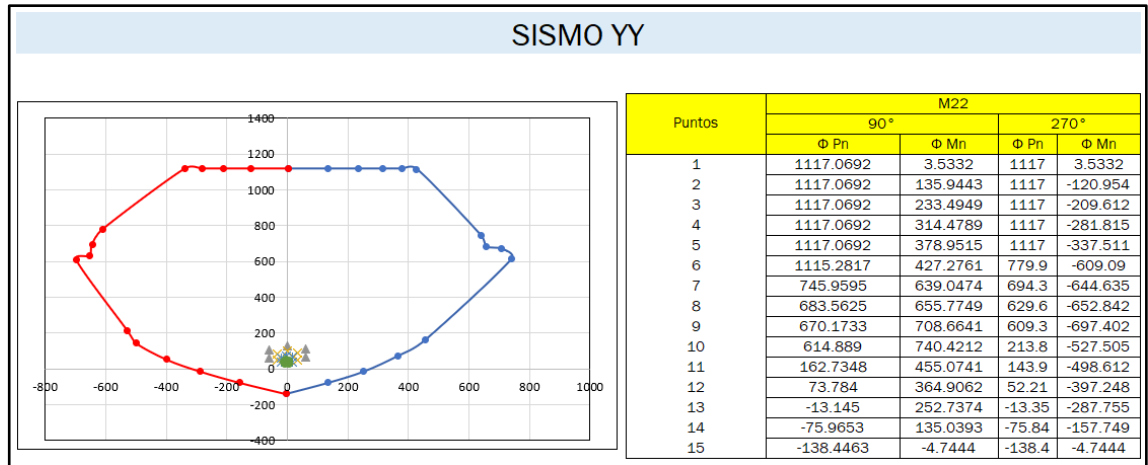
*Diagrama de interacción en X-X del muro M7 (primer piso)*



*Nota:* La figura muestra el diagrama de interacción en X-X. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 86**

Diagrama de interacción en Y-Y del muro M7 (primer piso)



Nota: La figura muestra el diagrama de interacción en Y-Y. Fuente: Elaboración Propia

Todos los puntos se encuentran dentro de los diagramas de interacción, de modo que la distribución de acero es adecuada.

Verificación del momento de agrietamiento ( $\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$ ):

Para ambas direcciones se calcula el momento de agrietamiento con las propiedades del muro M7.

Dirección X:

$$A = 1.04 \text{ m}^2 \quad I_x = 0.79 \text{ m}^4 \quad X_{cg} = 0.75 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 223.33 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 268.00 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u = 125.84 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n = 400 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n = 340 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n = 340 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 268.00 \text{ ton.m}$$

### Dirección Y:

$$A = 1.04 \text{ m}^2 \quad I_y = 1.30 \text{ m}^4 \quad Y_{cg} = 2.42 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 114.66 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 137.59 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u = 125.842 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n = 500.00 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n = 425 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n = 425 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 137.59 \text{ ton.m}$$

### Diseño por cortante:

Se emplea la fórmula  $V_u = V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}$

### Dirección X:

$$V_{ua} = 26.32 \text{ ton} \quad M_{ua} = 151.36 \text{ ton.m} \quad M_n = 542.86 \text{ ton.m}$$

$$M_n/M_{ua} = 3.59 > R = 4 \quad (\text{Este valor no debe ser mayor que } R, \text{ entonces tomamos el valor de } R)$$

$$V_u = 94.40 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \text{ max} = 166.3$$

$$\phi V_c = 26.1 \text{ ton}$$

$$V_s = 80.34 \text{ ton}$$

$$P_h = 0.0038 > P_h \text{ min} = 0.0025$$

$$- A_s = 3.80 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mathbf{5.04 \text{ cm}^2} \quad , \phi 3/8" @ 0.15$$

Dirección Y:

$$V_{ua} = 12.27 \text{ ton} \qquad M_{ua} = 58.51 \text{ ton.m} \qquad M_n = 714.29 \text{ ton.m}$$

$$M_n/M_{ua} = 12.21 > R = 4 \quad (\text{Este valor no debe ser mayor que } R, \text{ entonces tomamos el valor de } R)$$

$$V_u = 49.08 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \text{ max} = 181.3$$

$$\phi V_c = 28.5 \text{ ton}$$

$$V_s = 24.25 \text{ ton}$$

$$P_h = 0.0011 > P_h \text{ min} = 0.0025$$

$$- A_s = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mathbf{2.5 \text{ cm}^2} \quad , \phi 8\text{mm @ } 0.20$$

### Diseño por cortante fricción:

Se emplea la fórmula  $\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y)$

Calculando para las dos direcciones:

$$N_u = 62.60 \text{ ton}$$

$$A_v = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi V_n = 37.28 \text{ ton}$$

Del análisis se tiene:

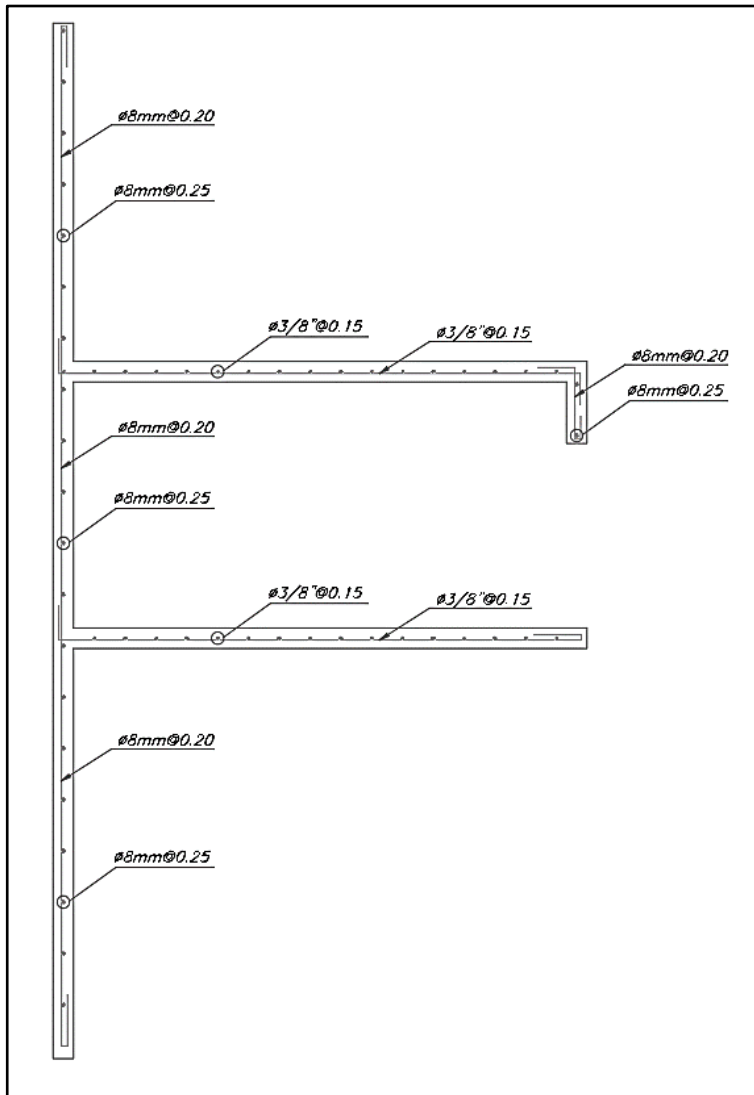
$$V_{ux} = 25.90 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 11.29 \text{ ton}$$

Se verifica que el valor de diseño excede el valor último en ambas direcciones.

**Figura 87**

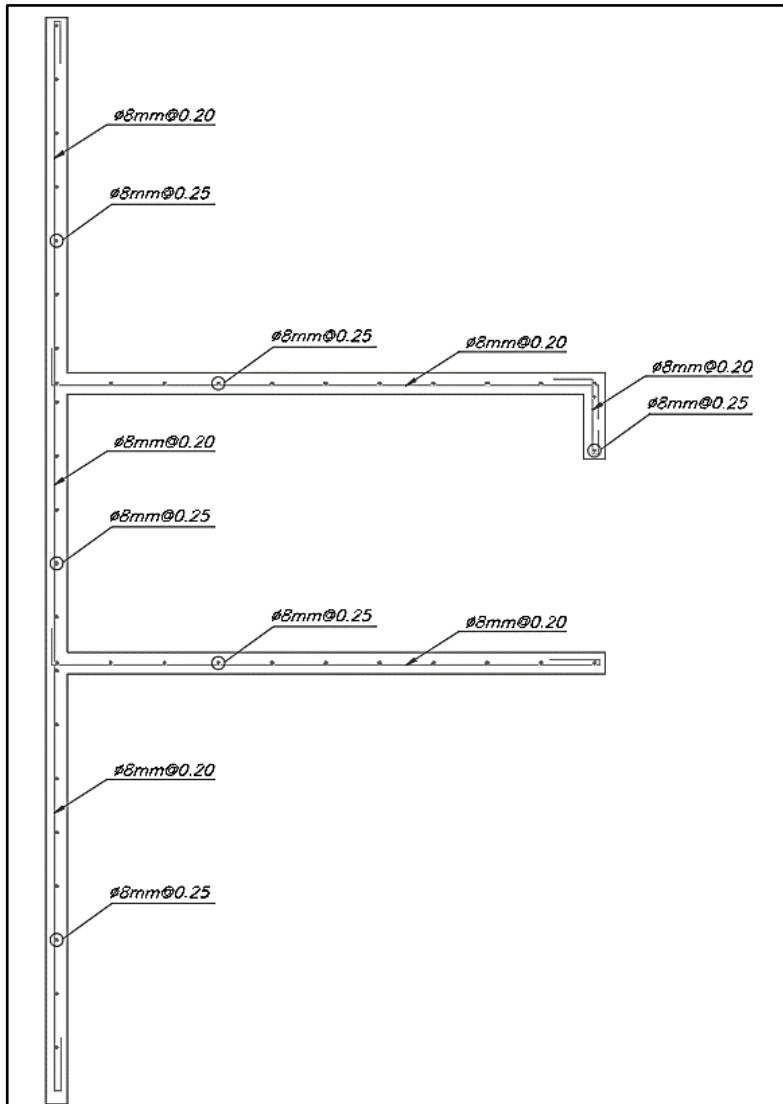
*Detalle del refuerzo en el muro M7 del Piso 1, Piso 2 y Piso 3*



*Nota: La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia*

**Figura 88**

*Detalle del refuerzo en el muro M7 del Piso 4 y Piso 5*

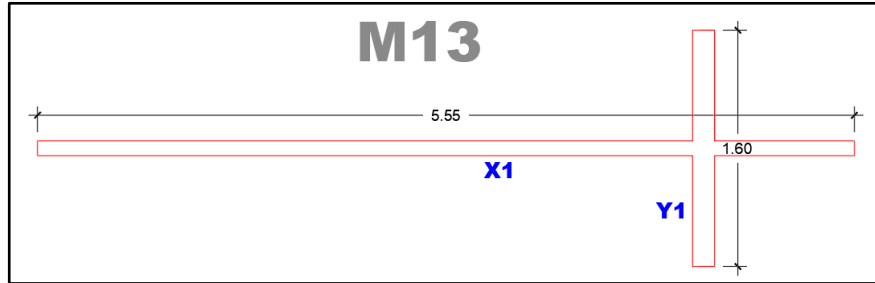


*Nota:* La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia

## Diseño de muro M13

**Figura 89**

*Geometría de muro M13*



*Nota:* La figura muestra la geometría de muro. Fuente: Elaboración Propia

La tabla 107 muestra las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores para los casos de carga muerta, viva, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

**Tabla 107**

*Cargas en la base del muro M13*

Carga	P (ton)	V <sub>x</sub> (ton)	V <sub>y</sub> (ton)	M <sub>x</sub> (ton-m)	M <sub>y</sub> (ton-m)
Muerta (CM)	-63.70	-0.01	0.06	0.17	-0.01
Viva (CV)	-19.09	0.00	0.03	0.01	-0.01
Sis Din X	0.34	3.81	0.04	0.54	10.07
Sis Din Y	32.63	0.19	15.95	90.78	0.51

*Nota:* Elaboración Propia

**Tabla 108**

*Fuerzas últimas del muro M13*

Combinaciones	P <sub>u</sub> (ton)	V <sub>u<sub>x-x</sub></sub> (ton)	V <sub>u<sub>y-y</sub></sub> (ton)
U1=1.4CM+1.7CV	121.633	-0.019	0.133
<b>Sismo XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	103.831	3.794	0.150
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	103.145	-3.825	0.071
U4=0.9CM+SISXX	57.673	3.802	0.091
U5=0.9CM-SISXX	56.987	-3.817	0.011

	<b>Sismo YY</b>		
U2=1.25(CM+CV)+SISYY	136.113	0.171	16.057
U3=1.25(CM+CV)-SISYY	70.862	-0.203	-15.836
U4=0.9CM+SISYY	89.956	0.180	15.998
U5=0.9CM-SISYY	24.704	-0.195	-15.895

*Nota:* Elaboración Propia

### **Diseño por flexo compresión:**

A continuación, se muestra el cálculo del acero vertical:

Dirección X: Existe un muro en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

#### **X1:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	5.55 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	2.25 >2,	$\alpha = 0.53$
$\emptyset V_c =$	28.99 Tn	

Entonces:

- $\emptyset V_{c\text{acumulado X}} = 28.99 \text{ Tn}$
- $\emptyset V_{c\text{acumulado X/2}} = 14.493 \text{ Tn}$
- $V_{ux} = 3.80 \text{ Tn}$  (del analisis)
- Como,  $\emptyset V_c/2 > V_u$   $14.493 > 3.80$  entonces, p vertical  $\geq 0.0015$  y p horizontal  $\geq 0.0020$
- $A_s = 1.50 \text{ cm}^2/\text{m}$  **2 cm<sup>2</sup>** ,  $\emptyset 8\text{mm @ } 0.25$

Dirección Y: Existen un muro en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

**Y1:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	1.6 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	7.81 >2.5,	$\alpha= 0.53$
$\emptyset V_c=$	8.36 Tn	

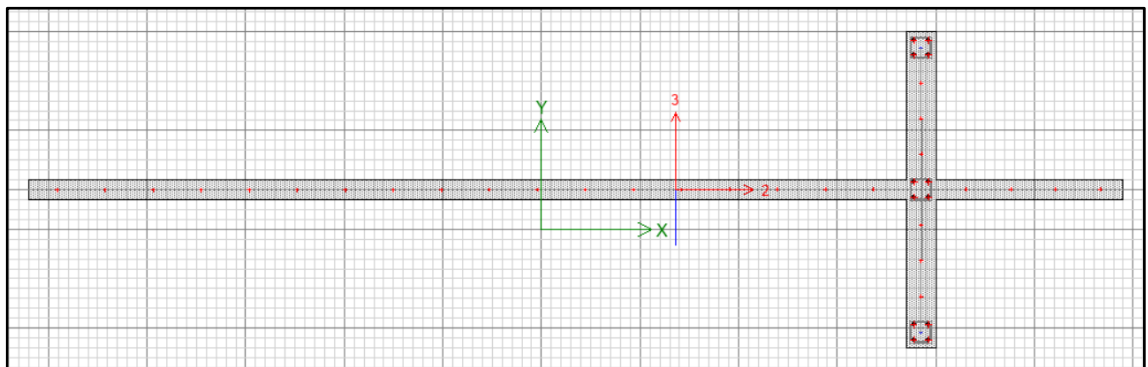
Entonces:

- $\emptyset$ acumulado Y= 8.36 Tn
- $\emptyset$ acumulado Y/2= 4.1782 Tn
- $V_{uy}= 16.06$  Tn (del analisis)
- Como,  $\emptyset V_c/2 < V_u$  4.1782 < 16.06 entonces, p vertical  $\geq 0.0025$  y p horizontal  $\geq 0.0025$
- $A_s = 2.50$  cm<sup>2</sup>/m **2.5 cm<sup>2</sup>** ,  $\emptyset 8\text{mm} @ 0.20$

Utilizando la herramienta Section Designer del software ETABS, se llevó a cabo el diseño del muro M13, tomando como referencia los valores correspondientes a la cuantía mínima de refuerzo vertical. En la Figura 90, se presenta la distribución del acero adoptada en el diseño.

**Figura 90**

*Distribución de acero en M13 primer piso*



Nota: La figura muestra la distribución de acero. Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 109 se muestran las combinaciones de carga (representadas como puntos en las figuras 91 y 92).

**Tabla 109**

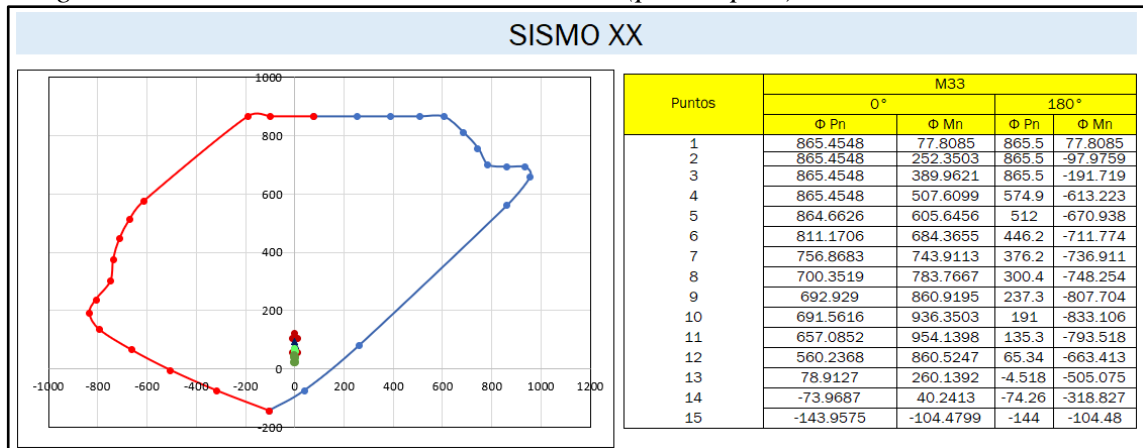
*Combinación de cargas para el muro M13*

Combinaciones	Pu (ton)	Mu <sub>x-x</sub> (ton.m)	Mu <sub>y-y</sub> (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	121.633	0.262	-0.031
<b>Sismo XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	103.831	0.773	10.047
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	103.145	-0.311	-10.100
U4=0.9CM+SISXX	57.673	0.697	10.061
U5=0.9CM-SISXX	56.987	-0.386	-10.086
<b>Sismo YY</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISYY	136.113	91.014	0.488
U3=1.25(CM+CV)-SISYY	70.862	-90.553	-0.540
U4=0.9CM+SISYY	89.956	90.939	0.501
U5=0.9CM-SISYY	24.704	-90.628	-0.527

*Nota:* Elaboración Propia

**Figura 91**

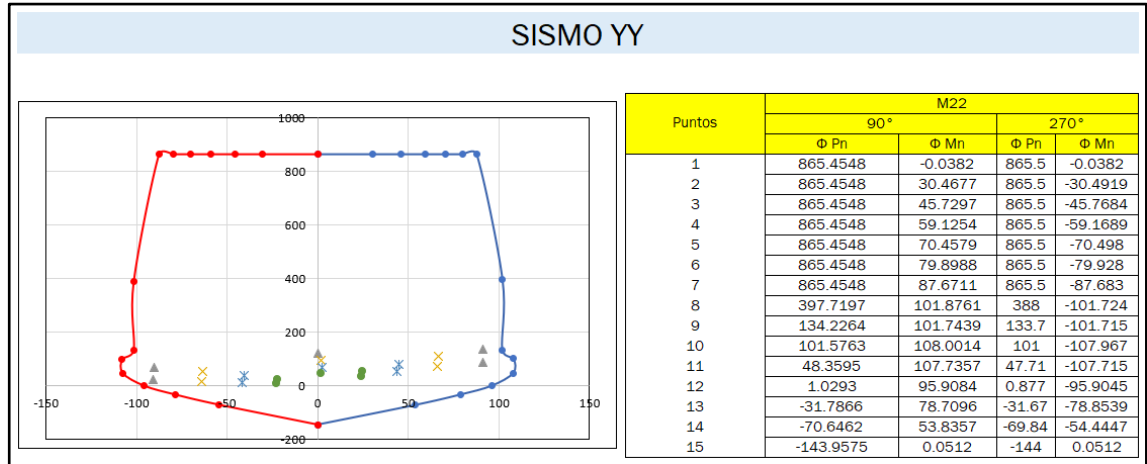
*Diagrama de interacción en X-X del muro M13 (primer piso)*



*Nota:* La figura muestra el diagrama de interacción en X-X. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 92**

*Diagrama de interacción en Y-Y del muro M13 (primer piso)*



Nota: La figura muestra el diagrama de interacción en Y-Y. Fuente: Elaboración Propia

Todos los puntos se encuentran dentro de los diagramas de interacción, de modo que la distribución de acero es adecuada.

Verificación del momento de agrietamiento ( $\emptyset M_n \geq 1.2 M_{cr}$ ):

Para ambas direcciones se calcula el momento de agrietamiento con las propiedades del muro M13.

Dirección X:

$$A = 0.78 \text{ m}^2 \quad I_x = 1.92 \text{ m}^4 \quad X_{cg} = 2.27 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 224.57 \text{ ton.m}$$

$$1.2 M_{cr} = 269.49 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u = 136.11 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n = 800 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \emptyset M_n = 680 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\emptyset M_n = 680 \text{ ton.m} > 1.2 M_{cr} = 269.49 \text{ ton.m}$$

Dirección Y:

$$\begin{aligned} A &= 0.78 \text{ m}^2 & I_y &= 0.05 \text{ m}^4 & Y_{cg} &= 0.80 \text{ m} \\ M_{cr} &= 17.18 \text{ ton.m} \\ 1.2M_{cr} &= 20.62 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u = 136.113425 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n = 100.00 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n = 85 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n = 85 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 20.62 \text{ ton.m}$$

**Diseño por cortante:**

Se emplea la fórmula  $V_u = V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}$

Dirección X:

$$\begin{aligned} V_{ua} &= 3.83 \text{ ton} & M_{ua} &= 10.10 \text{ ton.m} & M_n &= 1071.43 \text{ ton.m} \\ M_n/M_{ua} &= 106.08 > R &= 4 & & & \text{(Este valor no debe ser mayor que R, entonces tomamos el valor de R)} \\ V_u &= 15.30 \text{ ton} \\ \phi V_n \text{ max} &= 184.6 \\ \phi V_c &= 29.0 \text{ ton} \\ V_s &= -16.10 \text{ ton} \\ Ph &= -0.0007 > Ph \text{ min} = 0.0025 \\ -A_s &= 2.50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mathbf{2.5 \text{ cm}^2} \quad , \phi 8\text{mm @ 0.20} \end{aligned}$$

Dirección Y:

$$V_{ua} = 16.06 \text{ ton}$$

$$M_{ua} = 91.01 \text{ ton.m} \quad M_n = 150.00 \text{ ton.m}$$

$$M_n/M_{ua} = 1.65 > R = 4 \quad \text{(Este valor no debe ser mayor que R, entonces tomamos el valor de R)}$$

$$V_u = 26.46 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \text{ max} = 53.2$$

$$\phi V_c = 8.4 \text{ ton}$$

$$V_s = 21.30 \text{ ton}$$

$$P_h = 0.0032 > P_h \text{ min} = 0.0025$$

$$- A_s = 3.20 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mathbf{3.6 \text{ cm}^2}, \quad \phi 3/8" @ 0.20$$

### Diseño por cortante fricción:

Se emplea la fórmula  $\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y)$

Calculando para las dos direcciones:

$$N_u = 57.33 \text{ ton}$$

$$A_v = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi V_n = 34.59 \text{ ton}$$

Del análisis se tiene:

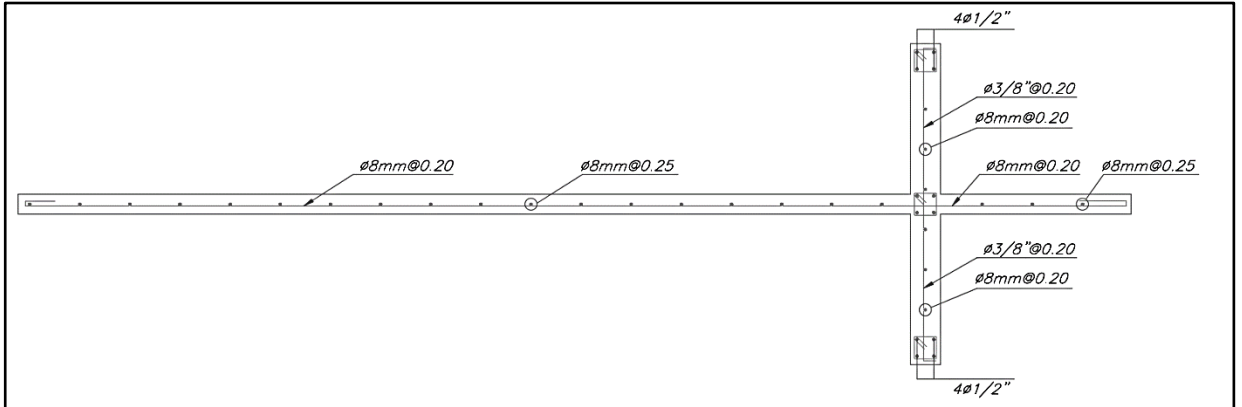
$$V_{ux} = 3.80 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 16.06 \text{ ton}$$

Se verifica que el valor de diseño excede el valor último en ambas direcciones.

**Figura 93**

*Detalle del refuerzo en el muro M13 del Piso 1, Piso 2 y Piso 3*



*Nota:* La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 94**

*Detalle del refuerzo en el muro M13 del Piso 4 y Piso 5*

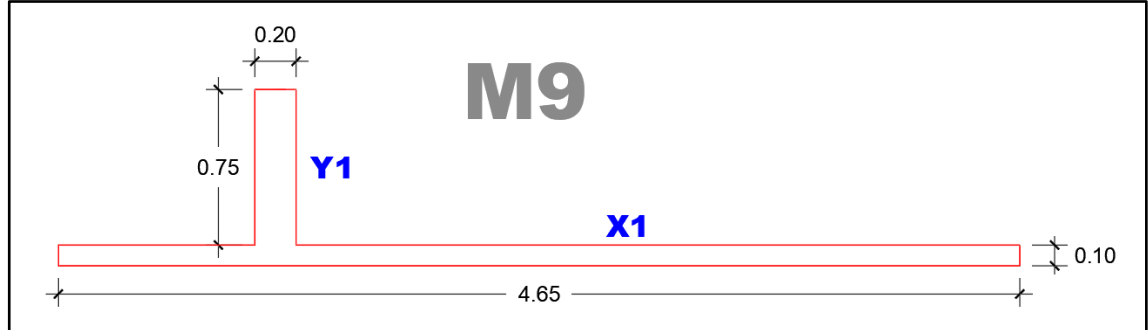


*Nota:* La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia

## Diseño de muro M9

**Figura 95**

*Geometría de muro M9*



*Nota:* La figura muestra la geometría de muro. Fuente: Elaboración Propia

La tabla 110 muestra las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores para los casos de carga muerta, viva, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

**Tabla 110**

*Cargas en la base del muro M9*

Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
Muerta (CM)	-36.31	-0.28	-0.26	1.36	-0.33
Viva (CV)	-8.98	-0.14	-0.13	0.64	-0.16
Sis Din X	2.78	1.70	0.52	4.21	4.27
Sis Din Y	5.46	0.27	11.08	64.24	2.17

*Nota:* Elaboración Propia

**Tabla 111**

*Fuerzas últimas del muro M9*

Combinaciones	Pu (ton)	Vu <sub>x-x</sub> (ton)	Vu <sub>y-y</sub> (ton)
U1=1.4CM+1.7CV	66.106	-0.623	-0.575
<b>Sismo XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	59.399	1.179	0.038
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	53.836	-2.219	-0.998
U4=0.9CM+SISXX	35.463	1.448	0.287
U5=0.9CM-SISXX	29.901	-1.950	-0.749

	<b>Sismo YY</b>		
U2=1.25(CM+CV)+SISYY	62.079	-0.248	10.603
U3=1.25(CM+CV)-SISYY	51.156	-0.792	-11.562
U4=0.9CM+SISYY	38.143	0.021	10.852
U5=0.9CM-SISYY	27.220	-0.523	-11.313

*Nota:* Elaboración Propia

### **Diseño por flexo compresión:**

A continuación, se muestra el cálculo del acero vertical:

Dirección X: Existe un muro en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

#### **X1:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	4.65 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	2.69 >2,	$\alpha = 0.53$
$\emptyset V_c =$	24.29 Tn	

Entonces:

- $\emptyset V_{c\text{acumulado X}} = 24.29 \text{ Tn}$
- $\emptyset V_{c\text{acumulado X/2}} = 12.143 \text{ Tn}$
- $V_{ux} = 1.45 \text{ Tn}$  (del analisis)
- Como,  $\emptyset V_c/2 > V_u$   $12.143 > 1.45$  entonces, p vertical  $\geq 0.0015$  y p horizontal  $\geq 0.0020$
- $A_s = 1.50 \text{ cm}^2/\text{m}$  **2 cm<sup>2</sup>** ,  $\emptyset 8\text{mm @ } 0.25$

Dirección Y: Existen un muro en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

#### **Y1:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	0.75 m	(longitud del muro)

$$\begin{array}{llll}
 e= & 0.1 \text{ m} & \text{(espesor del muro)} & \\
 hm/lm= & 16.67 > 2.5, & \alpha= & 0.53 \\
 \emptyset V_c= & 3.92 \text{ Tn} & & 
 \end{array}$$

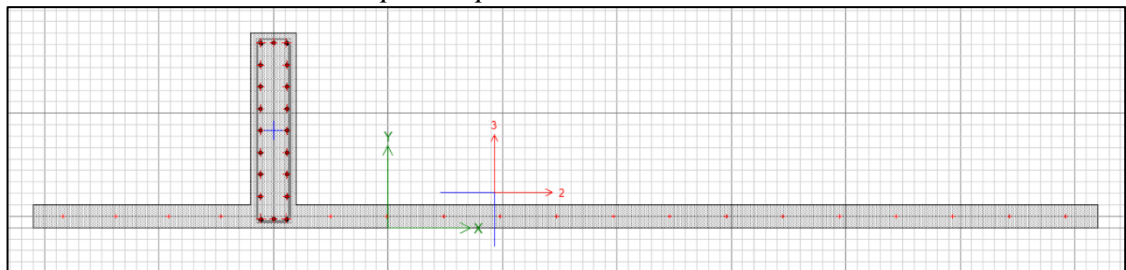
Entonces:

- $\emptyset$ acumulado Y= 3.92 Tn
- $\emptyset$ acumulado Y/2= 1.9585 Tn
- $V_{uy}$ = 10.85 Tn (del analisis)
- Como,  $\emptyset V_c/2 < V_u$  1.9585 < 10.85 entonces, p vertical  $\geq 0.0025$  y p horizontal  $\geq 0.0025$
- $A_s$  = 2.50 cm<sup>2</sup>/m **2.5 cm<sup>2</sup>** ,  $\emptyset 8\text{mm @ } 0.20$

Utilizando la herramienta Section Designer del software ETABS, se llevó a cabo el diseño del muro M9, tomando como referencia los valores correspondientes a la cuantía mínima de refuerzo vertical. En la Figura 96, se presenta la distribución del acero adoptada en el diseño.

**Figura 96**

*Distribución de acero en M9 primer piso*



*Nota:* La figura muestra la distribución de acero. Fuente: Elaboración Propia

En la tabla 112 se muestran las combinaciones de carga (representadas como puntos en las figuras 97 y 98).

**Tabla 112**

*Combinación de cargas para el muro M9*

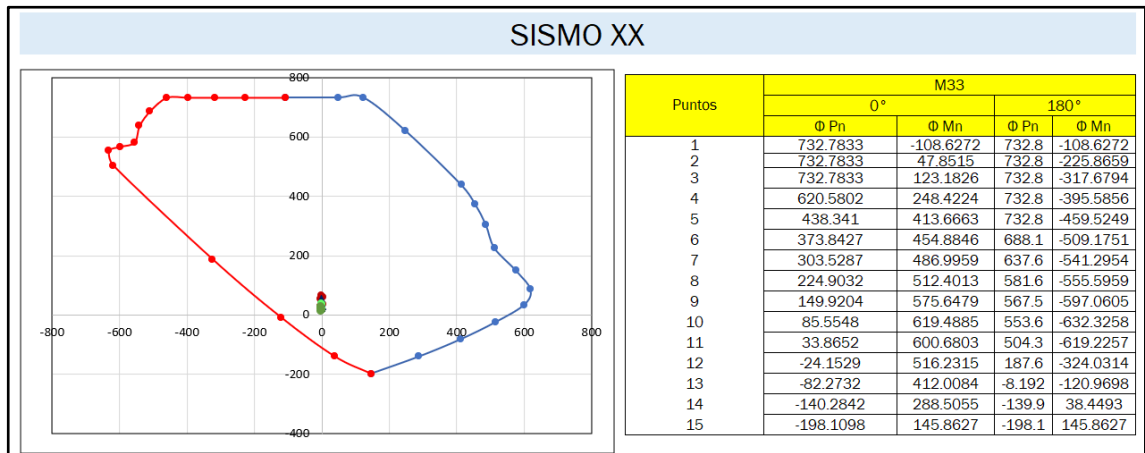
COMBINACIONES	Pu (ton)	Mu <sub>x-x</sub> (ton.m)	Mu <sub>y-y</sub> (ton.m)
U1=1.4CM+1.7CV	66.106	2.997	-0.733
<b>SISMO XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	59.399	6.714	3.658
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	53.836	-1.706	-4.881

$U4=0.9CM+SISXX$	35.463	5.434	3.973
$U5=0.9CM-SISXX$	29.901	-2.986	-4.565
<b>SISMO YY</b>			
$U2=1.25(CM+CV)+SISYY$	62.079	66.744	1.556
$U3=1.25(CM+CV)-SISYY$	51.156	-61.736	-2.779
$U4=0.9CM+SISYY$	38.143	65.464	1.871
$U5=0.9CM-SISYY$	27.220	-63.016	-2.464

Nota: Elaboración Propia

**Figura 97**

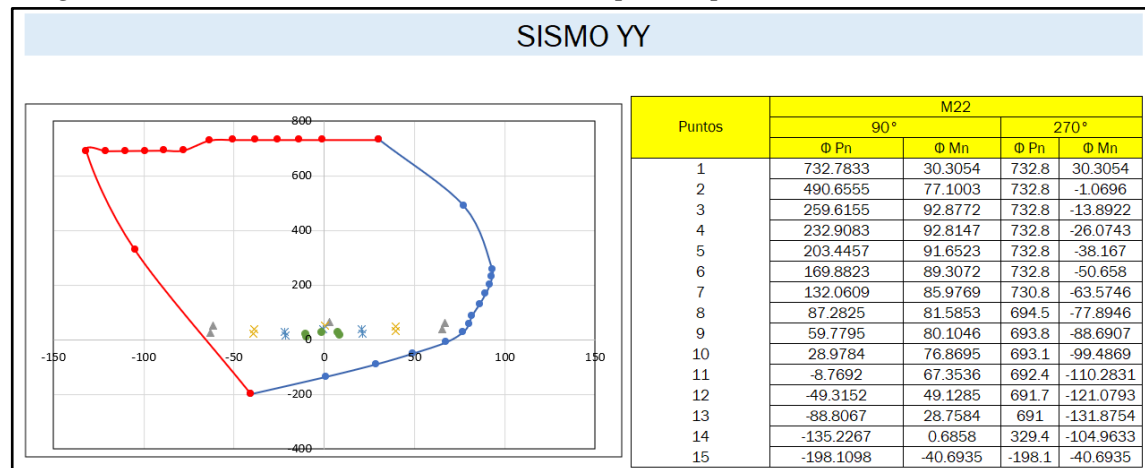
Diagrama de interacción en X-X del muro M9 (primer piso)



Nota: La figura muestra el Diagrama de interacción en X-X. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 98**

Diagrama de interacción en Y-Y del muro M9 (primer piso)



Nota: La figura muestra el Diagrama de interacción en Y-Y. Fuente: Elaboración Propia

Todos los puntos se encuentran dentro de los diagramas de interacción, de modo que la distribución de acero es adecuada.

Verificación del momento de agrietamiento ( $\phi M_n \geq 1.2M_{cr}$ ):

Para ambas direcciones se calcula el momento de agrietamiento con las propiedades del muro M9.

Dirección X:

$$A = 0.62 \text{ m}^2 \quad I_x = 1.02 \text{ m}^4 \quad X_{cg} = 2.01 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 101.33 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 121.59 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u = 66.11 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n = 610 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n = 518.5 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n = 518.5 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 121.59 \text{ ton.m}$$

Dirección Y:

$$A = 0.62 \text{ m}^2 \quad I_y = 0.03 \text{ m}^4 \quad Y_{cg} = 0.15 \text{ m}$$

$$M_{cr} = 37.05 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 44.45 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u = 66.11 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n = 80.00 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n = 68 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n = 68 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 44.45 \text{ ton.m}$$

### Diseño por cortante:

Se emplea la fórmula  $Vu = Vua \frac{Mn}{Mua}$

Dirección X:

$$Vua = 2.22 \text{ ton} \qquad Mua = 4.88 \text{ ton.m} \qquad Mn = 885.71 \text{ ton.m}$$

$$Mn/Mua = 181.47 > R = 4 \quad (\text{Este valor no debe ser mayor que } R, \text{ entonces tomamos el valor de } R)$$

$$Vu = 8.87 \text{ ton}$$

$$\emptyset Vn \text{ max} = 154.6$$

$$\emptyset Vc = 24.3 \text{ ton}$$

$$Vs = -18.13 \text{ ton}$$

$$Ph = -0.0009 > Ph \text{ min} = 0.0025$$

$$- As = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mathbf{2.5 \text{ cm}^2} \quad , \emptyset 8\text{mm} @ 0.20$$

Dirección Y:

$$Vua = 11.56 \text{ ton} \qquad Mua = 61.74 \text{ ton.m} \qquad Mn = 114.29 \text{ ton.m}$$

$$Mn/Mua = 1.85 > R = 4 \quad (\text{Este valor no debe ser mayor que } R, \text{ entonces tomamos el valor de } R)$$

$$Vu = 21.40 \text{ ton}$$

$$\emptyset Vn \text{ max} = 24.9$$

$$\emptyset Vc = 3.9 \text{ ton}$$

$$Vs = 20.57 \text{ ton}$$

$$Ph = 0.0065 > Ph \text{ min} = 0.0025$$

$$- As = 6.50 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \mathbf{5.04 \text{ cm}^2} \quad , \emptyset 3/8" @ 0.15$$

### Diseño por cortante fricción:

Se emplea la fórmula  $\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y)$

Calculando para las dos direcciones:

$$N_u = 32.68 \text{ ton}$$

$$A_v = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\phi V_n = 22.02 \text{ ton}$$

Del análisis se tiene:

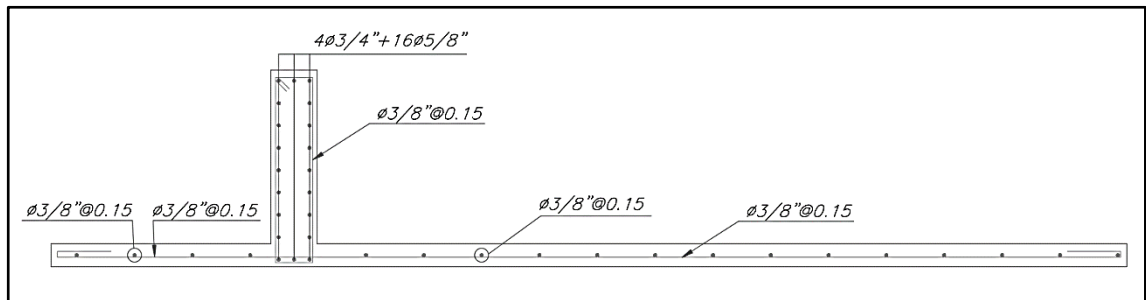
$$V_{ux} = 1.45 \text{ ton}$$

$$V_{uy} = 10.85 \text{ ton}$$

Se verifica que el valor de diseño excede el valor último en ambas direcciones.

### Figura 99

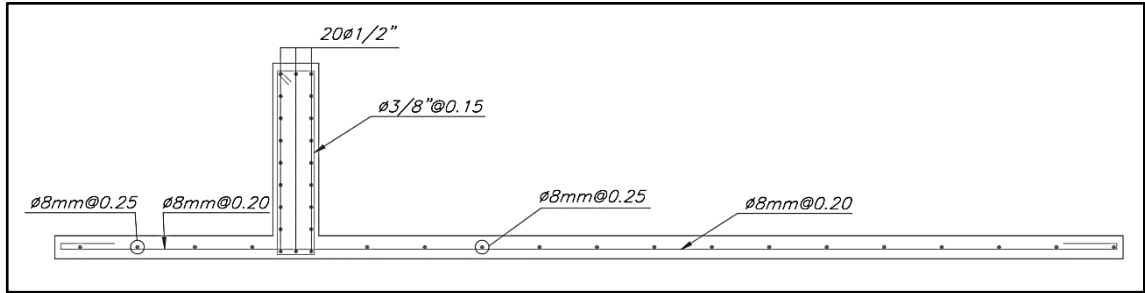
Detalle del refuerzo en el muro M9 del Piso 1, Piso 2 y Piso 3



Nota: La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 100**

*Detalle del refuerzo en el muro M9 del Piso 4 y Piso 5*

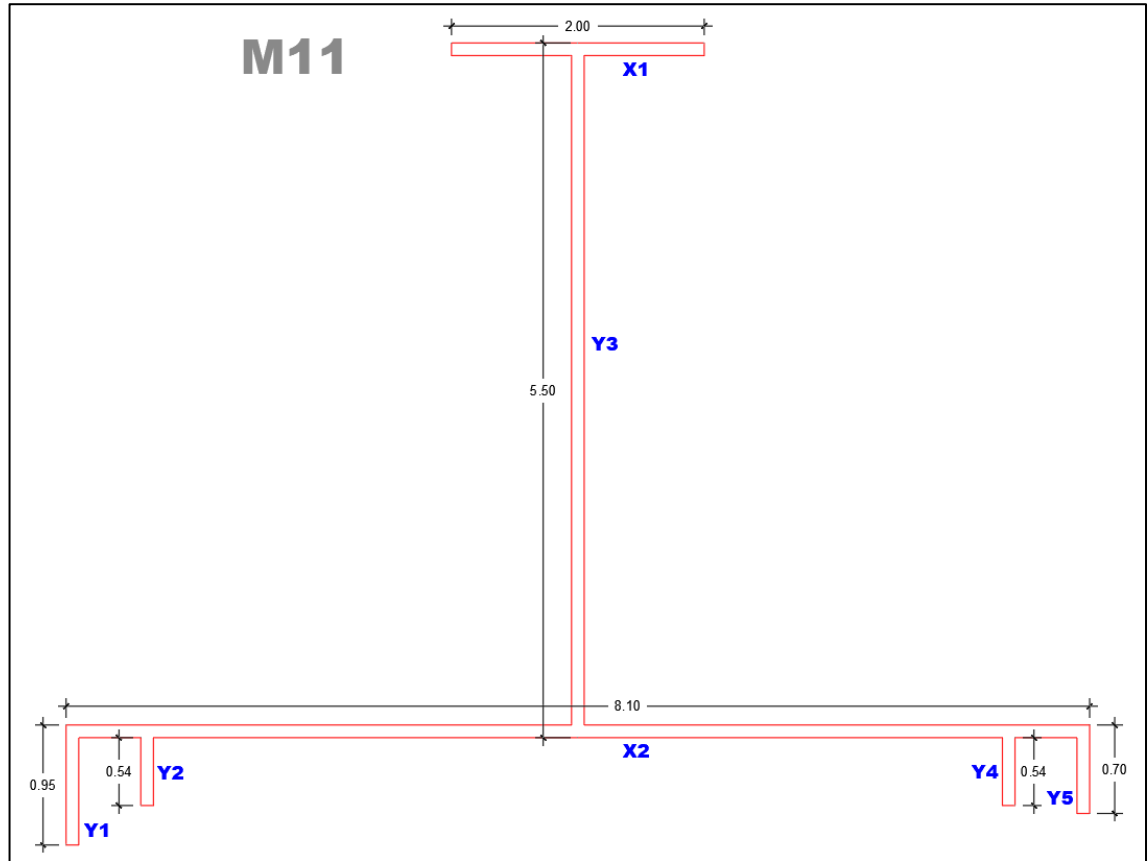


*Nota:* La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia

## Diseño de muro M11

**Figura 101**

*Geometría de muro M11*



*Nota:* La figura muestra la geometría de muro. Fuente: Elaboración Propia

La tabla 113 muestra las fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores para los casos de carga muerta, viva, sismo en la dirección X y sismo en la dirección Y.

**Tabla 113**

*Cargas en la base del muro M11*

Carga	P (ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)
Muerta (CM)	-132.12	0.34	-0.01	5.42	-9.20
Viva (CV)	-34.22	0.22	0.00	2.38	-5.61
Sis Din X	1.18	42.37	1.34	12.57	442.35
Sis Din Y	10.40	0.31	32.33	291.86	11.66

*Nota:* Elaboración Propia

**Tabla 114***Fuerzas últimas del muro M11*

COMBINACIONES	Pu (ton)	Vu <sub>x-x</sub> (ton)	Vu <sub>y-y</sub> (ton)
U1=1.4CM+1.7CV	243.148	0.844	-0.026
<b>SISMO XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	209.114	43.061	1.319
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	206.746	-41.670	-1.363
U4=0.9CM+SISXX	120.095	42.672	1.329
U5=0.9CM-SISXX	117.727	-42.059	-1.353
<b>SISMO YY</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISYY	218.334	1.011	32.313
U3=1.25(CM+CV)-SISYY	197.527	0.381	-32.357
U4=0.9CM+SISYY	129.315	0.621	32.323
U5=0.9CM-SISYY	108.508	-0.008	-32.347

*Nota:* Elaboración Propia**Diseño por flexo compresión:**

A continuación, se muestra el cálculo del acero vertical:

Dirección X: Existen dos muros en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

**X1:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	2 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	6.25 >2,	$\alpha= 0.53$
$\emptyset V_c=$	10.45 Tn	

**X2:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
-----	--------	-------------------

lm=	8.1 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	1.54 >2,	$\alpha= 0.79$
$\emptyset V_c=$	63.06 Tn	

Entonces:

- $\emptyset V_{c\text{acumulado X}}= 73.50 \text{ Tn}$
- $\emptyset V_{c\text{acumulado X/2}}= 36.751 \text{ Tn}$
- $V_{ux}= 43.06 \text{ Tn}$  (del analisis)
- Como,  $\emptyset V_c/2 > V_u$   $36.751 < 43.06$  entonces, p vertical  $\geq 0.0025$  y p horizontal  $\geq 0.0025$
- $A_s = 2.50 \text{ cm}^2/\text{m}$  **2.5 cm<sup>2</sup>** ,  $\emptyset 8\text{mm @ } 0.20$

Dirección Y: Existen cinco muros en esta dirección; se muestra el cálculo para cada uno de ellos.

**Y1:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	0.95 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	13.16 >2.5,	$\alpha= 0.53$
$\emptyset V_c=$	4.96 Tn	

**Y2:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	0.54 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	23.15 >2.5,	$\alpha= 0.53$
$\emptyset V_c=$	2.82 Tn	

**Y3:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	5.5 m	(longitud del muro)

e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	2.27 >2.5,	$\alpha=$ 0.59
$\emptyset V_c=$	31.98 Tn	

**Y4:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	0.54 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	23.15 >2.5,	$\alpha=$ 0.53
$\emptyset V_c=$	2.82 Tn	

**Y5:**

hm=	12.5 m	(altura del muro)
lm=	0.7 m	(longitud del muro)
e=	0.1 m	(espesor del muro)
hm/lm=	17.86 >2.5,	$\alpha=$ 0.53
$\emptyset V_c=$	3.66 Tn	

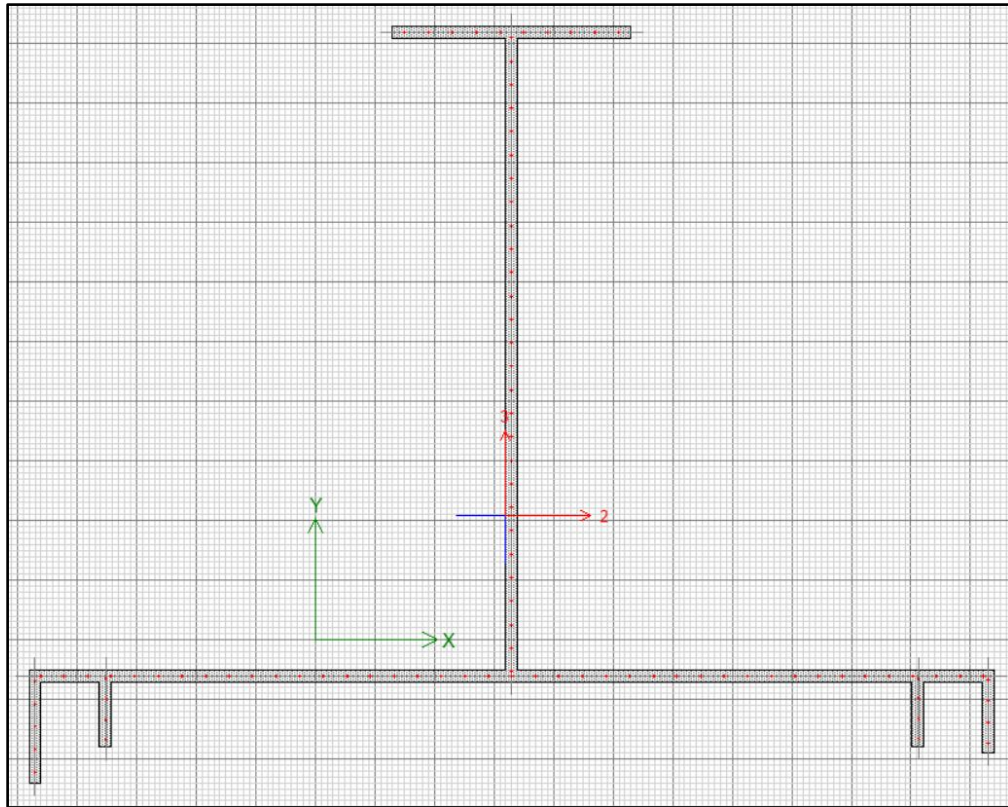
Entonces:

- $\emptyset$ acumulado Y= 46.23 Tn
- $\emptyset$ acumulado Y/2= 23.12 Tn
- $V_{uy}= 32.32$  Tn (del analisis)
- Como,  $\emptyset V_c/2 < V_u$  23.117 < 32.32 entonces, p vertical  $\geq 0.0025$  y p horizontal  $\geq 0.0025$
- $A_s = 2.50$  cm<sup>2</sup>/m **2.5 cm<sup>2</sup>** ,  $\emptyset 8$ mm @ 0.20

Utilizando la herramienta Section Designer del software ETABS, se llevó a cabo el diseño del muro M11, tomando como referencia los valores correspondientes a la cuantía mínima de refuerzo vertical. En la Figura 102, se presenta la distribución del acero adoptada en el diseño.

**Figura 102**

*Distribución de acero en M11 primer piso*



*Nota: La figura muestra la distribución de acero. Fuente: Elaboración Propia*

En la tabla 115 se muestran las combinaciones de carga (representadas como puntos en las figuras 103 y 104).

**Tabla 115**

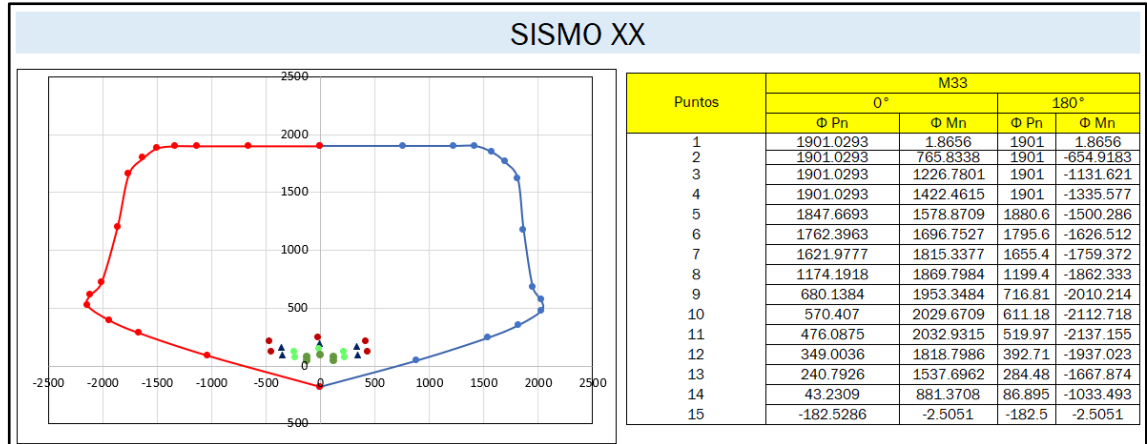
*Combinación de cargas para el muro M11*

<b>Combinaciones</b>	<b>Pu (ton)</b>	<b>Mu<sub>x-x</sub> (ton.m)</b>	<b>Mu<sub>y-y</sub> (ton.m)</b>
U1=1.4CM+1.7CV	243.148	11.636	-22.419
<b>Sismo XX</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISXX	209.114	22.317	423.841
U3=1.25(CM+CV)-SISXX	206.746	-2.814	-460.868
U4=0.9CM+SISXX	120.095	17.446	434.075
U5=0.9CM-SISXX	117.727	-7.686	-450.634
<b>Sismo YY</b>			
U2=1.25(CM+CV)+SISYY	218.334	301.612	-6.851
U3=1.25(CM+CV)-SISYY	197.527	-282.109	-30.177
U4=0.9CM+SISYY	129.315	296.741	3.383
U5=0.9CM-SISYY	108.508	-286.981	-19.943

*Nota: Elaboración Propia*

**Figura 103**

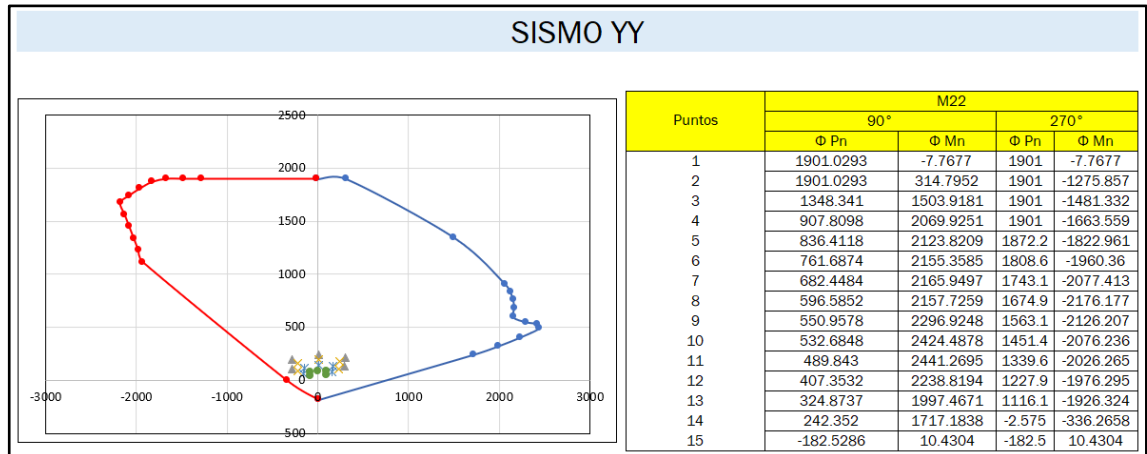
*Diagrama de interacción en X-X del muro M11 (primer piso)*



*Nota:* La figura muestra el diagrama de interacción en X-X. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 104**

*Diagrama de interacción en Y-Y del muro M11 (primer piso)*



*Nota:* La figura muestra el diagrama de interacción en Y-Y. Fuente: Elaboración Propia

Todos los puntos se encuentran dentro de los diagramas de interacción, de modo que la distribución de acero es adecuada.

Verificación del momento de agrietamiento ( $\Phi Mn \geq 1.2Mcr$ ):

Para ambas direcciones se calcula el momento de agrietamiento con las propiedades del muro M11.

### Dirección X:

$$A= 1.79 \text{ m}^2 \quad I_x= 8.07 \text{ m}^4 \quad X_{cg}= 3.99 \text{ m}$$

$$M_{cr}= 459.53 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr}= 551.43 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u= 243.15 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n= 1600 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n= 1360 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n= 1360 \text{ ton.m} \quad > \quad 1.2M_{cr}= 551.43 \text{ ton.m}$$

### Dirección Y:

$$A= 1.79 \text{ m}^2 \quad I_y= 7.73 \text{ m}^4 \quad Y_{cg}= 2.25 \text{ m}$$

$$M_{cr}= 781.06 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr}= 937.27 \text{ ton.m}$$

Del diagrama de interacción amplificado se obtiene:

$$P_u= 243.15 \text{ ton} \quad \rightarrow \quad M_n= 1750.00 \text{ ton.m} \quad \rightarrow \quad \phi M_n= 1487.5 \text{ ton.m}$$

Se cumple:

$$\phi M_n= 1487.5 \text{ ton.m} \quad > \quad 1.2M_{cr}= 937.27 \text{ ton.m}$$

### Diseño por cortante:

Se emplea la fórmula  $V_u = V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}$

### Dirección X:

$$\begin{aligned}V_{ua} &= 43.06 \text{ ton} & M_{ua} &= 423.84 \text{ ton.m} & M_n &= 2142.86 \text{ ton.m} \\M_n/M_{ua} &= 5.06 > & R &= 4 & & \text{(Este valor no debe ser mayor que R, entonces tomamos el valor de R)} \\V_u &= 172.25 \text{ ton} \\ \emptyset V_n \text{ max} &= 335.9 \\ \emptyset V_c &= 73.5 \text{ ton} \\ V_s &= 116.17 \text{ ton} \\ Ph &= 0.0027 > & Ph \text{ min} &= 0.0025 \\ - A_s &= 2.70 \text{ cm}^2/\text{m} & \mathbf{3.6 \text{ cm}^2} & & & , \emptyset 3/8" @ 0.20\end{aligned}$$

### Dirección Y:

$$\begin{aligned}V_{ua} &= 32.36 \text{ ton} & M_{ua} &= 282.11 \text{ ton.m} & M_n &= 2142.86 \text{ ton.m} \\M_n/M_{ua} &= 7.60 > & R &= 4 & & \text{(Este valor no debe ser mayor que R, entonces tomamos el valor de R)} \\V_u &= 129.43 \text{ ton} \\ \emptyset V_n \text{ max} &= 273.7 \\ \emptyset V_c &= 46.2 \text{ ton} \\ V_s &= 97.87 \text{ ton} \\ Ph &= 0.0033 > & Ph \text{ min} &= 0.0025 \\ - A_s &= 3.30 \text{ cm}^2/\text{m} & \mathbf{3.6 \text{ cm}^2} & & & , \emptyset 3/8" @ 0.20\end{aligned}$$

### Diseño por cortante fricción:

Se emplea la fórmula  $\emptyset V_n = \emptyset \mu (N_u + A_v f_y)$

Calculando para las dos direcciones:

$N_u = 118.91 \text{ ton}$

$A_v = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\phi V_n = 66.00 \text{ ton}$

Del análisis se tiene:

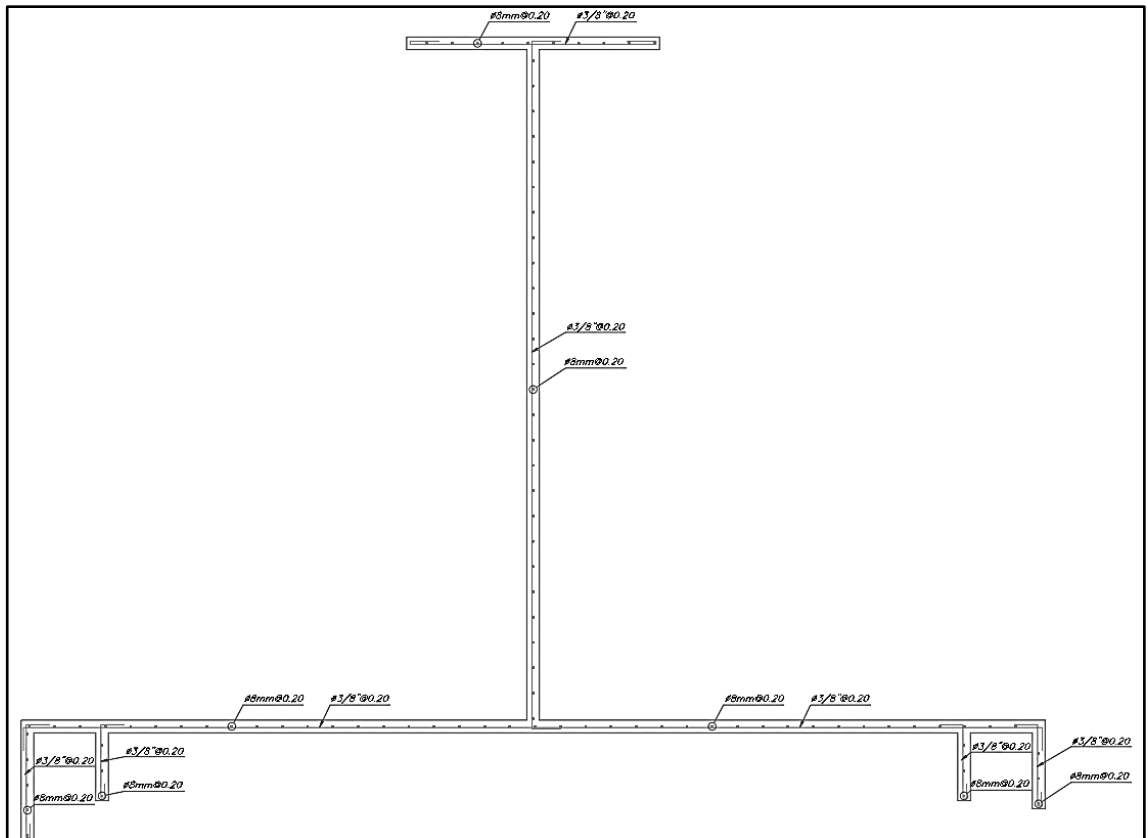
$V_{ux} = 43.06 \text{ ton}$

$V_{uy} = 32.32 \text{ ton}$

Se verifica que el valor de diseño excede el valor último en ambas direcciones.

**Figura 105**

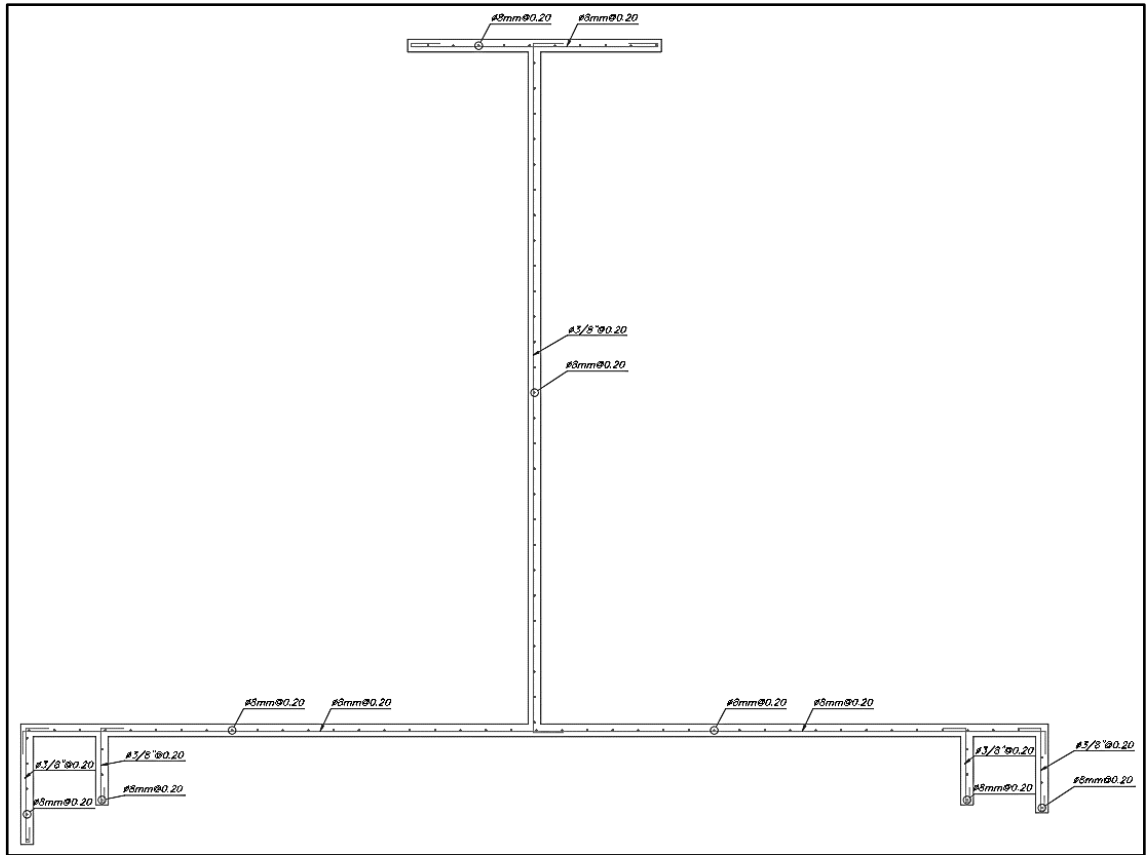
*Detalle del refuerzo en el muro M11 del Piso 1, Piso 2 y Piso 3*



*Nota:* La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia

**Figura 106**

*Detalle del refuerzo en el muro M11 del Piso 4 y Piso 5*



*Nota:* La figura muestra el detalle del refuerzo. Fuente: Elaboración Propia

El resto de muros de ductilidad limitada se repiten, por simetría por tal motivo finalizamos con el diseño de muros.

## Capítulo IV

### Análisis y Discusión

#### 4.1 Aspectos Generales

Luego de haber realizado el diseño del edificio tipo para ambos sistemas estructurales basados en la Norma peruana y el ACI-09, se procede a analizar cada uno de ellos en los siguientes aspectos:

- Aspecto Estructural
- Aspecto Arquitectónico
- Aspecto de Diseño Estructural
- Aspecto No Estructural
- Proceso Constructivo

#### 4.2 Albañilería Confinada

##### 4.2.1 *Aspecto Estructural*

Según la Norma E030, en el acápite 18.2 (c ) Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado para estructuras regulares, ni menor que el 90% en el caso de estructuras irregulares. En nuestro caso para la albañilería Confinada, en el sentido X, el cortante dinámico en la base fue de 213.01 ton y el cortante estático fue de 289.49 ton, el cual representaba una relación del 73.58%, con lo cual se debió aplicar un factor de 1.09 al sismo aplicado para el análisis dinámico; en el sentido Y, el cortante dinámico en la base fue de 215.58 ton y el cortante estático fue de 289.49 ton, el cual representaba una relación del 74.47%, con lo cual se debió aplicar un factor de 1.07 al sismo aplicado para el análisis dinámico para que alcance el 80% que indica la norma.

La estructura tiene una adecuada rigidez lateral, lo cual se comprueba con los resultados de los desplazamientos de entrepiso. Del análisis realizado, se obtuvo una deriva máxima de 0.0039 en la dirección X-X y una deriva máxima de 0.0031 en la dirección Y-Y. El valor máximo admisible en la norma E.030 para muros de albañilería confinada es 0.005; por lo tanto, se corrobora que se cumple con lo requerido.

El espectro de respuesta aplicado para el sistema en base a muros de albañilería está asociado a una aceleración espectral de 3.68 m/s. Con lo cual la estructura posee un primer modo de vibración de  $T = 0.366$  seg. El cual comparado con el de la norma peruana que es de  $T = 0.208$  seg es muy similar, asegurando la confiabilidad del análisis.

#### **4.2.2 Aspecto Arquitectónico**

Según la norma E070 nos controla la densidad de muros bajo la siguiente fórmula:

$$\sum \frac{L_t}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Debiendo superar el cociente 0.0402. Para el sentido X se obtuvo un factor de 0.0439 y para el sentido Y el valor de 0.0541, estando dentro del valor límite con un exceso de densidad del 9% y del 34% respectivamente

Los diseños aplicables para este tipo de estructuras son aplicables a edificios de mediana altura (cinco niveles) y una altura no mayor a los 15 m.

#### **4.2.3 Aspecto de Diseño Estructural**

Para el diseño se advierte que los muros fallan inevitablemente a corte en el primer nivel para sismos severos, pero con la posibilidad de que sean reparables.

También se recalca que para sismos moderados la estructura se comporta elásticamente.

En el diseño de los muros se analizó en cada dirección independientemente, colocando en el encuentro de muros ortogonales, las secciones de columnas de confinamiento más críticas.

#### **4.2.4 *Aspecto No Estructural***

En el modelado estructural se evitó contemplar a los parapetos, aislándolos de los muros portantes, puestos estos contribuyen a que se presente el efecto de muro corto, similar a efecto de columna corta.

#### **4.2.5 *Proceso Constructivo***

El proceso de construcción de los muros de albañilería es lento, pues se debe levantar el muro en dos días para evitar el asentamiento del mortero fresco.

Para los elementos de concreto armado, como son las columnetas y vigas soleras se usará fierros dúctiles grado 60. No es tema de la presente tesis, pero se podrá adicionar mallas electro soldadas a los muros de albañilería cuando éstos se tengan que repararse y hayan sufrido fallas a tracción diagonal en los primeros niveles.

El diseño del Edificio de Albañilería Confinada fue diseñado para muros con el espesor de 14 cm (Hércules tipo I) los cuales tendrán que ser tarrajados en ambos lados. Si se hubiese querido hacer un acabado caravista se tendría que haber utilizado las características para muretes y pilas con este acabo, con lo cual requeriría otro diseño y posiblemente otros resultados.

En la albañilería no hay problemas de fisuración salvo en los sectores de los

parapetos independizados en las zonas de las ventanas donde se utilizará juntas de tecknoport.

### **4.3 Muros de Ductilidad Limitada**

#### **4.3.1 *Aspecto Estructural***

En el sistema aplicado para MDL se tuvo que amplificar ambos sistemas estructurales por estar debajo del 80% con relación a los cortantes en la base. Para el sentido X se aplicó un factor de 1.078 y para el sentido Y un factor de 1.091 con lo cual alcanzaban el límite permitido por la norma.

La estructura tiene una adecuada rigidez lateral, lo cual se comprueba con los resultados de los desplazamientos de entrepiso. Del análisis realizado, se obtuvo una deriva máxima de 0.0007 en la dirección X-X y una deriva máxima de 0.0004 en la dirección Y-Y. El valor máximo admisible en la norma E.030 para muros de ductilidad limitada es 0.005; por lo tanto, se corrobora que se cumple con lo requerido de manera holgada.

El espectro de respuesta aplicado para el sistema en base a MDL está asociado a una aceleración espectral de 2.76 m/s. La estructura posee un primer modo de vibración de  $T = 0.142$  seg. Comparado con el de la norma peruana esta se encuentra acorde con lo esperado que es de  $T = 0.208$  seg.

#### **4.3.2 *Aspecto Arquitectónico***

Los resultados de fuerzas cortantes en la estructura analizada son relativamente bajos con respecto a lo que el concreto puede resistir por lo que en la mayoría de muros se trabajó con cuantías mínimas. Con el cortante basal de 373.21 ton verificamos que se necesita una longitud de muros en cada dirección de  $L=71.46$

m. La longitud de muros en la dirección  $X=76.96$  m e  $Y=118.25$ , de esta manera se comprueba que en ambas direcciones se obtienen longitudes mayores a la mínima hallada.

El máximo número de pisos que se pueden usar bajo este sistema es de 7 niveles. Sin embargo, se pueden realizar edificios con más altura, siempre que los pisos inferiores por debajo de los 6 últimos niveles deberán ser estructurados con muros de concreto armado con espesores mayores o iguales a 0.20 m. que permitan confinar los extremos con estribos.

#### **4.3.3 *Aspecto de Diseño Estructural***

Hasta el momento en el Perú no existe experiencia que los EDML fallen a corte, sin embargo, se asume que este es el tipo de falla esperado, pues son muros chatos, poseen gran densidad de ellos en ambas direcciones y poseen una carga de gravedad considerable en los muros transversales, las cuales podrían restringir la deformación por flexión.

#### **4.3.4 *Aspecto No Estructural***

Debido a que los desplazamientos relativos son pequeños, es suficiente que las juntas de los parapetos posean 1" sin que afecte los muros estructurales vecinos, evitando las fallas debido a muro corto.

#### **4.3.5 *Proceso Constructivo***

Existe rapidez constructiva, lo que se traduce en este punto en economía, si se cuenta con un equipo calificado para la partida de encofrado, para el armado de muros se podrá optar con mallas electrosoldadas solo para la tercera parte superior del edificio y no menos de los 3 primeros niveles, en nuestro caso para el cuarto y

quinto nivel se podrá usar malla electro soldada, lo cual agilizará el proceso constructivo. Se advierte que para el refuerzo longitudinal de los extremos solo se usaran varillas dúctiles de grado 60 en todos los niveles.

Los muros tendrán un acabado caravista, para lo cual se utiliza un encofrado metálico, para un buen acabado se tienen dos opciones, empastar las superficies para luego aplicar una pintura o utilizar papel colomural en las paredes. Ahorrando considerablemente en tarrajeos.

En este tipo de edificios la fisuración es inevitable, pero se puede minimizar estas realizando una estimación de contracción en los muros delgados. Ubicándolos en el encuentro de muros ortogonales, en muros largos, en las losas, ubicando las juntas de construcción y teniendo más consideración en el primer y último nivel del edificio. Si se toman estas consideraciones se podrán ubicar en estos lugares juntas verticales por donde irán las fisuras en la etapa de post-venta. Logrando un acabado adecuado.

#### 4.4 Cuadros Comparativos

##### 4.4.1 Aspecto Estructural

ALBAÑILERIA CONFINADA	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
El Peso de la Edificación es de $P = 1543.96$ ton, considerando el 25% de sobrecarga con lo cual el cortante basal es de $V = 289.49$ ton para sismo moderado y de $V = 578.99$ ton para sismo severo. La diferencia con el sistema con MDL radica en los parámetros sísmicos de la norma	El Peso de la edificación para MDL es de $P = 1326.99$ ton, considerando el 25% de sobrecarga con lo cual el cortante basal es del $V = 373.21$ ton. Lo cual representa el 28.92% adicional del cortante basal aplicado para la Albañilería Confinada.

<p>E030, en particular en el factor de Reducción Sísmica (R), que para el caso de la albañilería confinada es de 6 para sismos moderados y de 3 para sismos severos.</p>	
<p>El muro más esforzado de albañilería confinada para el sentido X es el muro 10X con un cortante 20.41 ton y un esfuerzo 6.21 kg/cm<sup>2</sup>. Para el sentido Y es el muro 14Y con un cortante 19.37 ton y un esfuerzo 7.41 kg/cm<sup>2</sup>.</p>	<p>El muro mas esforzado para el sistema de MDL en el sentido X es el M18 con un cortante de 26.07 ton. Para el sentido Y el muro corresponde es el M12 con un cortante de 42.39 ton.</p>
<p>Según la verificación a carga axial realizada en la etapa de diseño se obtuvo para el muro mas esforzado 10X una carga axial 68.73 ton considerando un 25% de sobrecarga.</p>	<p>El muro más esforzado es el M11 con una carga axial de 140.68 ton considerando un 25% de sobrecarga.</p>
<p>Debido a que la arquitectura es para una edificación multifamiliar, estas poseen ambientes con luces pequeñas, por lo que no hubo necesidad de agregar pórticos, y se usó vigas chatas en lugar de dinteles.</p>	<p>Al igual que la albañilería se utilizó vigas chatas no solo por arquitectura sino también para tener un análisis mucho mas limpio, y evitar la concentración de esfuerzos entre vigas y muros.</p>
<p>El modelo utilizado fue un modelo tridimensional, con un mallado fino en los elementos pertenecientes a los muros portantes. Los cuales eran arriostrados por una losa aligeradas, que hacían que se</p>	<p>Para lograr una aceptable representación de la rigidez del edificio y de la distribución de las solicitaciones internas, se desarrolló un modelo que tomó en cuenta la interacción entre los muros de</p>

formen pórticos internos en base a placas desacopladas.	direcciones perpendiculares. Para esto se utilizó un modelo tridimensional con el software ETABS, donde se tuvo cuidado al compatibilizar las deformaciones verticales de los muros en las zonas comunes, para lograr ello se modelo la estructura bajo el criterio del proceso constructivo.
Con el fin de evitar la falla de muro corto, se independizó los parapetos de ventanas. Con esto se logró tener un modelado más limpio.	Lo propio se realizó en el EDML. En lugar de modelar los parapetos se colocó una viga con una rigidez a corte y flexión nula (tienden a cero en el ETABS), y se le asignó el peso propio por ml. al elemento viga.
Para lograr una buena conexión entre muros y losas en software ETABS posee un comando llamado "constraints" el cual une los puntos discretizados en ambos elementos estructurales.	De la misma manera se utilizó el comando en el EMDL. Este proceder realiza una mejor transferencia de esfuerzos en las esquinas y bordes.

#### 4.4.2 Aspecto Arquitectónico

ALBAÑILERIA CONFINADA	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
Al tener muros de espesores de 14 cm, se reduce las áreas útiles, teniendo un área total libre en planta de 310.24 m <sup>2</sup> .	Con MDL se aprovecha de cierta forma las aéreas al poseer espesores reducidos (10 cm), con el cual se obtiene un área de 322.05 m <sup>2</sup> , teniendo 11.82 m <sup>2</sup> adicionales

	de ares libre en toda la edificación.
Se aprovechó al máximo con la arquitectura planteada la continuidad de los elementos verticales (muros portantes). Por lo que se aseguró una continuidad en resistencia y rigidez vertical.	Lo propio fue tomado en el EMDL. Salvo los muros que cubrían a los ductos, pues estos tienen ventanas altas para darle ventilación a los servicios sanitarios.

#### 4.4.3 Aspecto en Diseño

ALBAÑILERIA CONFINADA	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
Para el diseño se advierte que los muros fallan inevitablemente a corte en el primer nivel para sismos severos, pero con la posibilidad de que sean reparables. También se recalca que para sismos moderados la estructura se comporta elásticamente.	Hasta el momento en el Perú no existe experiencia que los EDML fallen a corte, sin embargo, se asume que este es el tipo de falla esperado, pues son muros chatos, poseen gran densidad de ellos en ambas direcciones y poseen una carga de gravedad considerable en los muros transversales, las cuales podrían restringir la deformación por flexión.
Para el diseño se aplica los criterios de la norma E070 del RNE peruano, el cual basa su diseño en criterios de resistencia y desempeño sísmico.	Para el diseño de los muros se siguen los criterios del ACI-2005, y criterios del RNE-09, los cuales se basan en los criterios de resistencia.
La resistencia mínima del concreto es de 210 kg/cm <sup>2</sup> para los elementos de confinamiento y losas macizas.	La resistencia mínima del concreto es de 210 kg/cm <sup>2</sup> para placas y losas.

#### 4.4.4 *Aspecto No Estructural*

ALBAÑILERIA CONFINADA	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
En el modelado estructural se evitó contemplar a los parapetos, aislándolos de los muros portantes, puestos estos contribuyen a que se presente el efecto de muro corto, similar a efecto de columna corta.	De la misma manera los desplazamientos relativos eran pequeños, es suficiente que las juntas de las parapetos posean 1” sin que afecte los muros estructurales vecinos,
Todos los muros menores a 1.2 m se los asignó como si fuesen tabiques.	Todos los muros se consideraron para el análisis.

#### 4.4.5 *Proceso Constructivo*

ALBAÑILERIA CONFINADA	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
El proceso de construcción de los muros de albañilería es lento, pues se debe levantar el muro en dos días para evitar el asentamiento del mortero fresco.	Existe rapidez constructiva, lo que se traduce en este punto en economía, si se cuenta con un equipo calificado para la partida de encofrado y además se usan mallas electrosoldadas, se pueden levantar muros en 1 día.
Poseen buena acústica al tener espesores de 13 cm, agregando el tarrajeo estos se convierten en 15 cm.	Al tener muros delgados estos poseen poca acústica y baja termosidad por la esbeltez de los muros.
No se presentan problemas al vaciar los elementos de confinamiento, pero se debe tener cuidado en la ubicación de los sistemas eléctricos y sanitarios, evitando el	Se debe tener cuidado a la hora de vibrar el concreto, ya que con espacios reducidos este procedimientos podría desviar al refuerzo de su ubicación, malograr alguna

debilitamiento del muro o en todo caso provocar un tipo de falla indeseado.	instalación eléctrica o sanitaria o en todo caso podría producirse cangrejas que debilitarían al muro.
El encofrado normalmente es de madera y se aplica solo a los elementos de confinamiento.	El encofrado es metálico, lo cual es más costoso que usando madera, pero se ve compensado si se usa aditivos que aceleren en fraguado del concreto.
Se debe tener cuidado en las losas de entepiso ya que son de un espesor de 20 cm En el sector de los SS.HH. deben pasar tubería con un diámetro de 4" que debilitaría ese sector de las losas.	Cuando se encuentre montantes se deberá procurar que pases por ductos a fin de evitar debilitar los muros. Si no fuese posible se deberá recubrir a la tubería con alambre N° 16 y ensanchar el muro de manera que no le disminuya su resistencia al corte.

#### 4.4.6 Aspecto de Costos

ALBAÑILERIA CONFINADA	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
Este sistema tiene mayor incidencia en los costos debido a que se tiene que tarrajear a los muros de albañilería en ambos lados, además de realizar el alquiler de andamios para los niveles superiores.	Se logra economizar debido a que no se tarrajean los muros por ser encofrados caravista, Solo se solaquea y se procede al pintado, esto reduce considerablemente los costos.
Debido a la demora de la construcción de los muros de albañilería, y estar estas partidas dentro de la ruta crítica, se obtiene un mayor tiempo en la ejecución del	Al tener este sistema industrializado, ya sea con encofrados metálicos, aditivos y concretos premezclados, se obtienen reducciones considerables en el plazo de

proyecto, por ende un mayor costo en los gastos generales.	ejecución, por lo que se ahorra en pago de planilla de empleados y gastos generales.
--	--

#### **4.4.7 Aspecto de Durabilidad**

ALBAÑILERIA CONFINADA	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA
<p>Hasta la fecha este sistema se ha comportado adecuadamente, siempre y cuando se cimente en grava o suelos de buena calidad.</p> <p>Si se obtuviese algún desperfecto en los muros, estos pueden ser reemplazados por unos nuevos, utilizando un mortero con un aditivo epóxico.</p>	<p>Se tiene problemas de fisuración cuando se tienen áreas de concreto grandes, sobretodo las expuestas al sol. Se pueden mitigar estos aspectos utilizando concretos con fibra de vidrio, o utilizando juntas en los muros largos.</p>

## Capítulo V

### Conclusiones y Recomendaciones

#### 5.1 Conclusiones

Habiendo cumplido con los objetivos planteados en ésta investigación, es decir, realizar el diseño estructural de la edificación en estudio (vivienda multifamiliar de cinco niveles) con los sistemas de Muros de Ductilidad Limitada (MDL) y de Albañilería Confinada; y según las delimitaciones establecidas en el Capítulo III; se concluye que:

El Análisis Sísmico de ambos sistemas, nos muestran que, ante sismos frecuentes, ninguno presenta daños. Por otro lado, cuando sean afectados por sismos severos el edificio de albañilería fallaría inevitablemente a corte en el primer nivel, pero reparables cuando no superen una distorsión del  $1/200$ . Para el caso de los EMDL bajo un sismo severo los resultados indican que estos edificios presentarían un daño leve (fisuraciones), debido a que por su mayor rigidez se comportarían elásticamente. Por lo tanto, los EMDL poseen un mejor comportamiento sísmico ante sismos severos.

A continuación, se presentan las conclusiones específicas que han llevado a la conclusión final anteriormente expuesta:

El cortante basal de los MDL es 373.21 ton y el de albañilería de 289.49 ton, esta razón se debe a que las fuerzas sísmicas son fuerzas inerciales que depende de la masa de la edificación. Además, que el factor de Reducción sísmica es de 6 y 4 para la albañilería Confinada y los MDL respectivamente. Por lo indicado el edificio con MDL será solicitado a mayores esfuerzos que con el de Albañilería.

Ambos Sistemas Estructurales resultaron rígidas en ambos sentidos debido a que cumplieron con los requisitos propuestos por la norma peruana. Por un lado, en la EMDL, la longitud mínima de muros en ambas direcciones es de 71.46 m, y los hallados son:  $X=76.96$  m e  $Y=118.25$ , cumpliendo con los requisitos. En la edificación de Albañilería Confinada la densidad de muros debía superar el cociente 0.0402, para el sentido X se obtuvo un factor de 0.0439 y para el sentido Y el valor de 0.0541, estando dentro del valor límite con un exceso de densidad del 9% y del 34% respectivamente.

En el proyecto arquitectónico no se consideró en ninguno de los dos sistemas estructurales vigas que conecten coplanarmente a los muros, con la finalidad para que disipen energía. Esto no fue necesario por la arquitectura del proyecto, pues no se tenían ambientes con luces considerables. Adicionalmente para cuando se tenga que emplear vigas que conecten coplanarmente a los muros en ambos sistemas estructurales y se procure disipar energía sísmica antes que se agrieten los muros, se deberá diseñarlas en la etapa de rotura, de tal modo que su etapa sea por flexión. Para ello se recomienda utilizar un factor de amplificación por efectos sísmicos igual a 1.25, con lo cual es posible calcular el refuerzo longitudinal, para luego determinar los momentos plásticos en sus extremos y posteriormente, por equilibrio evaluar la fuerza cortante máxima asociada al mecanismo de falla por flexión y con ella diseñar los estribos. Además, deben tener en ambos casos un espesor mínimo de 15 cm. Este elemento estructural se comportará prácticamente como un dissipador sísmico.

La forma en que como vibra la estructura tipo está basada en los valores de

sus periodos de vibración, cuando se hizo la comparación se llegó a la conclusión que el edificio de Albañilería vibra relativamente más que el EMDL, teniendo periodos de  $T=0.366$  s y  $T=0.142$  s respectivamente. Además, que se hizo su verificación con el Periodo que propone la norma peruana resultando este de  $T=0.208$  seg. Asegurando la confiabilidad de los resultados.

En ambos sistemas estructurales se trató de juntar varios muros con otros perpendiculares a su plano, con el fin de arriostrar a estos a fuerzas ortogonales, además con ello se ayuda a reducir el giro a flexión en los talones de los muros, evitando una falla por flexión. En el caso del diseño en la albañilería este condicionamiento reduce el refuerzo en las columnetas, pues se reducía considerablemente las tracciones en los elementos de borde. Los MDL es una alternativa de diseño eficiente que permite industrializar la construcción de viviendas con unidades inmobiliarias numerosas, repetitivas y de bajo precio.

## **5.2 Recomendaciones**

Deberá ser imprescindible rigidizar ambos sistemas estructurales, logrando que las distorsiones angulares estén por debajo del 0.005. De esta manera se logra que ante sismos severos estos tipos de sistemas puedan ser reparables.

Si bien la norma no prohíbe en edificaciones de albañilería confinada realizar edificaciones con más de cinco niveles, este límite debería establecerse, pues la carga axial con las que soportan los ladrillos son aproximadamente de 95 kg/cm<sup>2</sup> (Hércules Tipo I) y bajo seis (6) niveles está límite se ve superado, teniendo que apilar los muros de cabeza. Esta solución es desde el punto de vista económico

y arquitectónico incompatible, pues tendríamos por un lado mayor cantidad de ladrillos por metro lineal y una reducción de los ambientes.

Podrá realizarse losas aligeradas en ambos sistemas, pero se deberá tener cuidado en no sobrecargar los muros, teniendo mayor cuidado con los muros de albañilería confinada pues estos tienen menor resistencia a cargas axiales. Por otro lado, es recomendable utilizar losas macizas en dos sentidos pues están reparten de forma equitativa los esfuerzos axiales.

Se puede obtener mayor economía a favor de las edificaciones en base a MDL si se proyectase edificios de 7 niveles, pues los pisos superiores se diseñan con cuantía mínima y se continúa con los espesores reducidos de 10 cm. Además de usar en malla electrosoldada a partir del cuarto nivel.

Desde el punto de vista económico es recomendable realizar edificaciones en base a muros de ductilidad limitada, si bien no hay una marcada diferencia en cuanto a los costos directos, si los hay en los gastos generales, pues este sistema tiene un menor tiempo de ejecución en comparación con el sistema de albañilería confinada, en los cuales se construyen los muros en 2 días, a comparación de 1 día con las placas de concreto armado. Logrando reducir los tiempos en la ruta crítica.

## REFERENCIAS

- Abanto Castillo F. (2005), “Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería”, Editorial San Marcos – Segunda Edición - Perú
- Arthur Nilson (2001) “Diseño de Estructuras de Concreto” Editorial Mc Graw Hill –México
- Bozzo L. M. – Alex H. Barbat (2000) “Diseño Sismorresistente de Edificios – Técnicas Convencionales y Avanzadas”, Editorial Reverté S.A.
- Caiza Sánchez P, Ing. (2003) M.Sc. Manual Para El Uso Del Programa Etabs V 8.26 En El Análisis Sísmico De Estructuras, Centro De Investigaciones Científicas, Ceinci-Espe México
- Chumpitaz Mallavarez F., (2004) “Factores Complementarios para Rentabilizar un Proyecto” Perú
- “Construyendo Edificaciones De Albañilería Con Tecnologías Apropriadas”, (2000) Cismid - Laboratorio De Estructuras - División De Ensayos A Escala Real - Perú
- Hernández E. (agosto 2008), “Manual De Aplicación Del Programa ETABS V9”, Diplomado Internacional Ingeniería Estructural
- Gallegos H., Carlos Casabonne, (2005) “Albañilería Estructural” Fondo Editorial, Pontificia Universidad Católica del Perú – Tercera Edición - Perú
- Jeffrey P. Laible (1995) “Análisis Estructural”, Editorial Limusa - México

Larraín Vidal A., Fernando Yañez Uribe “Manual de Cálculo de Hormigón Armado” 2ª Edición en Base al Código ACI 318-05, Constructora Gerdau Aza Chile

McCormac J. (1995) “Análisis Estructural”, Editorial Harla – Tercera Edición

Morales Morales R. (2002), “Curso de Maestría en Estructuras” Apuntes de Clases de Maestría en Estructuras de la Universidad Nacional de Ingeniería” - Perú

Muñoz A. Prisma (2006) “Diseño de Edificaciones de Ductilidad Limitada en el Perú”, PUCP - Perú

Normas Técnicas Complementarias Para Diseño Y Construcción De Estructuras De Mampostería, (octubre 2004) Reglamento Mexicano

Ottazzi Pasino G. (2006), “Diseño en Concreto Armado”, Capitulo Peruano del American Concrete Institute, Primera Edición Perú

Park R y T Paulay (2003), “Diseño Sísmico de Edificios”, Editorial Limusa. - México

Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05), Producido por el Comité ACI 318 (2005)

Rodriguez Castillejo W: (2006), “Gerencia de Construcción y del Tiempo” Editorial Macro - Perú

San Bartolomé A (1994), “Construcciones de Albañilería – Comportamiento Sísmico y Diseño Estructural” Fondo Editorial, Pontificia Universidad Católica del Perú

San Bartolomé A. y Quiun D., “Propuesta Normativa Para El Diseño Sísmico De Edificaciones De Albañilería Confinada”, Fondo Editorial, Pontificia Universidad Católica del Perú

Suarez Salazar (2002), “Costos y Tiempo en Edificación” Editorial Limusa. México

Tutorial ETABS “Design of Slabs, Beams And Foundations Reinforced And Post-Tensioned Concrete”, Computers & Structures, Inc. Berkeley, California, USA (2008)