



# FACULTAD DE INGENIERÍA

Carrera de Ingeniería Civil

“DESEMPEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR  
DE 5 NIVELES CON SISTEMA CONSTRUCTIVO EMMEDUE,  
TRUJILLO - 2020”

Tesis para optar el título profesional de:

**Ingeniero Civil**

Autores:

Roger Javier Gamboa Reyes  
Moises Demetrio Otiniano Matos

Asesor:

Mg. Gonzalo Hugo Díaz García

Trujillo - Perú

2022

## DEDICATORIA

### ***A MIS PADRES DEMETRIO Y MELESIA:***

*Porque gracias a ustedes quienes me brindaron comprensión, amor, sabios consejos y ayuda en los momentos difíciles, es que pude alcanzar cada uno de mis logros; forjaron e mí el deseo de superación y responsabilidad, en ellos tengo el reflejo de virtudes infinitas.*

### ***A MI QUERIDA MADRE LOURDES:***

*Porque debido a todos sus esfuerzos e infinito amor ha logrado que culmine esta nueva etapa, alentándome siempre a seguir mis sueños y jamás rendirme.*

## AGRADECIMIENTO

Damos gracias a Dios por guiarnos y protegernos durante este camino que venimos recorriendo, por permitirnos tener fortaleza de continuar esforzándonos y así superar las dificultades.

A nuestras familias por el apoyo incondicional ya que día a día nos motivan con sus palabras, por confiar en nosotros. Por compartirnos sus enseñanzas; por inculcarnos valores y principios.

Agradecemos a la Universidad Privada Del Norte por formarnos y contribuir íntegramente a lo largo del desarrollo académico de nuestra carrera, ingeniería civil y de manera muy especial al Ing. Gonzalo Hugo Díaz García.

*TABLA DE CONTENIDO*

<i>DEDICATORIA</i> .....	2
<i>AGRADECIMIENTO</i> .....	3
<i>ÍNDICE DE TABLAS</i> .....	8
<i>ÍNDICE DE FIGURAS</i> .....	10
<i>ÍNDICE DE ECUACIONES</i> .....	11
<i>RESUMEN</i> .....	13
<i>ABSTRACT</i> .....	14
<i>CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN</i> .....	15
<i>1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA</i> .....	15
<i>1.1.1. ANTECEDENTES</i> .....	21
<i>1.1.2. BASES TEÓRICAS</i> .....	26
<i>1.1.2.1. Conceptos básicos en desempeños sísmico</i> .....	26
<i>1.1.2.1.1. Sismología</i> .....	26
<i>1.1.2.1.2. Origen de los sismos</i> .....	26
<i>1.1.2.1.3. Localización de los sismos</i> .....	26
<i>1.1.2.1.4. Escala de medición de los sismos</i> .....	27
<i>1.1.2.2. Análisis Basado en desempeño</i> .....	28
<i>1.1.2.2.1. Comportamiento del concreto armado</i> .....	29
<i>1.1.2.2.2. Concreto simple</i> .....	29
<i>1.1.2.2.3. Acero</i> .....	30
<i>a) Modelo elastoplástico</i> .....	30
<i>1.1.1.1.1. Concreto confinado</i> .....	32
<i>1.1.1.2. Modelo inelástico de elementos y secciones</i> .....	33
<i>Análisis Estático</i> .....	36
<i>Análisis estático lineal</i> .....	36
<i>Análisis estático No lineal</i> .....	37
<i>Análisis Dinámico</i> .....	37
<i>Análisis dinámico lineal</i> .....	37
<i>Análisis dinámico No lineal</i> .....	37
<i>Análisis sísmico basado en desempeño</i> .....	37
<i>1.1.1.3. Niveles de sismo de diseño</i> .....	40
<i>1.1.1.4. Niveles de Comportamiento Estructural:</i> .....	40
<i>1.1.1.5. Importancia de la edificación</i> .....	41
<i>1.1.1.6. Matriz de desempeño</i> .....	42
<i>1.1.1.7. Capacidad estructural</i> .....	43
<i>1.1.1.7.1. Curva de Capacidad</i> .....	43
<i>a) Representación Bilineal de la Curva de Capacidad</i> .....	44
<i>1.1.1.7.2. Espectro de Capacidad</i> .....	45
<i>1.1.1.7.3. Espectro de Demanda del Sismo</i> .....	46
<i>1.1.1.7.4. Punto de Desempeño</i> .....	47
<i>1.1.1.7.5. Comportamiento Estructural</i> .....	50

1.1.2.3.	Sistema Constructivo EMMEDUE.....	51
1.1.2.3.1.	Descripción del Sistema Emmedue.....	51
1.1.2.3.2.	Composición del Panel Emmedue.....	51
1.1.2.3.2.1.	Núcleo central.....	51
1.1.2.3.2.2.	Acero de refuerzo.....	52
1.1.2.3.2.3.	Mortero.....	52
1.1.2.3.3.	Ventajas del sistema Emmedue.....	52
1.1.2.3.4.	Tipos de Paneles, Refuerzos y Usos.....	53
1.1.2.3.4.1.	Panel Simple para muro estructural (PSME).....	53
1.1.2.3.4.2.	Panel Doble (PDM).....	54
1.1.2.3.4.3.	Mallas de refuerzo.....	54
1.1.2.3.4.3.1.	Mallas angulares MRA.....	55
1.1.2.3.4.3.2.	Mallas planas MRP.....	55
1.1.2.3.4.3.3.	Mallas U MRU-P.....	56
1.1.2.3.4.3.4.	Mallas enteras de refuerzo RZ.....	57
1.1.2.3.5.	Hipótesis general de comportamiento de los paneles EMMEDUE.....	57
1.1.2.3.5.1.	Hipótesis de diseño 1.....	58
1.1.2.3.5.2.	Hipótesis de diseño 2.....	58
1.1.2.3.5.3.	Hipótesis de diseño 3.....	59
1.1.2.3.5.4.	Hipótesis de diseño 4.....	60
1.1.2.3.5.5.	Hipótesis de diseño 5.....	60
1.1.2.3.6.	Requisitos generales a cumplir los paneles aligerados.....	61
1.1.2.3.6.1.	Mortero.....	61
1.1.2.3.6.2.	Refuerzo adicional.....	62
1.1.2.3.6.3.	Cuantía mínima.....	63
1.1.2.3.7.	Propiedades mecánicas del sistema.....	63
1.1.2.3.8.	Propiedades del sistema para el análisis sísmico.....	64
1.1.2.3.9.	Criterios de diseño para estructuras utilizando paneles aligerados.....	64
1.1.2.3.9.1.	Diseño por compresión axial céntrica.....	64
1.1.2.3.9.2.	Diseño por Flexocompresión en el plano del muro.....	65
1.1.2.3.9.3.	Diseño por flexión.....	66
1.1.2.3.9.4.	Diseño por flexión en losas.....	72
1.1.2.3.9.5.	Diseño por Corte.....	74
1.1.2.3.9.5.1.	Corte en muros.....	74
1.1.2.3.10.	Propiedades Geométricas.....	75
1.1.2.3.10.1.	Muros Estructurales.....	75
1.1.2.3.10.1.1.	Inercia Sección Transformada.....	75
1.1.2.3.10.2.	Espesor Equivalente para Muros y Losa.....	77
1.1.2.3.10.3.	Inercia Sección Equivalente en Muros y Losa.....	77
1.1.2.3.11.	Peso del panel Muro.....	78
1.1.2.3.12.	Módulo de elasticidad del mortero.....	78
1.1.2.4.	Fuerzas sísmicas actuantes en la estructura.....	79
1.1.2.4.1.	Método de las fuerzas estáticas equivalentes.....	79
1.1.2.4.1.1.	La fuerza cortante en la base (Vs).....	79
1.1.2.4.1.2.	Peso de la Estructura para el Análisis Sísmico.....	83
1.1.2.4.2.	Análisis Dinámico Modal Espectral.....	84
1.1.2.4.2.1.	Modos de vibración.....	84

1.1.2.4.2.2.	<i>Aceleración Espectral</i> .....	84
1.1.2.5.	<i>Normas</i> .....	85
1.1.2.5.1.	<i>Norma E.020.85</i>	
1.1.2.5.2.	<i>Norma E.030.85</i>	
1.1.2.5.3.	<i>Norma E.050.85</i>	
1.1.2.5.4.	<i>Norma E.060.85</i>	
1.2.	<i>FORMULACIÓN DEL PROBLEMA</i> .....	86
1.3.	<i>LIMITACIONES</i> .....	86
1.4.	<i>OBJETIVOS</i> .....	86
1.4.1.	<i>OBJETIVO GENERAL</i> .....	86
1.4.2.	<i>OBJETIVOS ESPECÍFICOS</i> .....	86
1.5.	<i>HIPÓTESIS</i> .....	87
1.5.1.	<i>HIPÓTESIS GENERAL</i> .....	87
1.5.2.	<i>HIPÓTESIS ESPECÍFICAS</i> .....	87
<i>CAPÍTULO II. METODOLOGÍA</i> .....		88
2.1.	<i>TIPO DE INVESTIGACIÓN</i> .....	88
2.2.	<i>Operacionalización de variables</i> .....	91
2.2.1.	<i>Concepto de la variable</i> .....	91
2.2.1.1.	<i>Operacionalización de la variable</i> .....	111
2.2.2.	<i>Validez y confiabilidad de los instrumentos</i> .....	112
<i>CAPÍTULO III. RESULTADOS</i> .....		115
3.1.	<i>SISMORRESISTENTE ESTRUCTURAL</i> .....	115
3.1.1.	<i>SISTEMA EMMEDUE</i> .....	115
3.1.2.	<i>ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISTEMA EMMEDUE</i> .....	115
3.1.2.1.	<i>PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DEL SISTEMA EMMEDUE</i> .....	116
3.1.2.2.	<i>CARACTERÍSTICAS DE LOS PANELES</i> .....	117
3.1.2.3.	<i>DEFINICIÓN DE LOS ELEMENTOS ÁREA DEL SISTEMA EMMEDUE</i> .....	117
3.1.2.4.	<i>PARÁMETROS SÍSMICOS</i> .....	122
3.1.2.4.1.	<i>ZONIFICACIÓN</i> .....	122
3.1.2.4.2.	<i>CONDICIONES GEOTÉCNICAS</i> .....	122
3.1.2.4.3.	<i>CATEGORIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN</i> .....	122
3.1.2.4.4.	<i>REGULARIDAD ESTRUCTURAL "Ip" E "Ia"</i> .....	123
3.1.2.4.4.1.	<i>IRREGULARIDAD EN PLANTA "Ip"</i> .....	123
3.1.2.4.4.2.	<i>IRREGULARIDAD EN ALTURA "Ia"</i> .....	124
3.1.2.4.5.	<i>COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS</i> .....	125
3.1.3.	<i>ANÁLISIS ESTÁTICO</i> .....	126
3.1.3.1.	<i>Determinación del periodo fundamental "T" de la estructura</i> .....	126
3.1.3.2.	<i>Cálculo del valor del Factor de Amplificación Sísmica "C"</i> .....	126
3.1.3.3.	<i>Evaluación del valor de C/R</i> .....	127
3.1.3.4.	<i>Cálculo del valor del factor exponencial de distribución</i> .....	127
3.1.3.5.	<i>Cálculo del Cortante en la Base</i> .....	127
3.1.4.	<i>ANÁLISIS DINÁMICO</i> .....	129
3.1.4.1.	<i>CÁLCULO DEL CORTANTE DINÁMICO</i> .....	129
3.1.4.2.	<i>INCORPORACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO</i> .....	129
3.1.4.3.	<i>PERIODO DE VIBRACIÓN</i> .....	130
3.1.4.4.	<i>VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO</i> .....	131

3.1.5.	VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA.....	132
3.1.6.	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL SISTEMA EMMEDUE ...	133
3.1.6.1.	LOSA EMMEDUE .....	133
3.1.6.1.1.	ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.....	133
3.1.6.1.1.1.	RESISTENCIA A FLEXIÓN.....	133
3.1.6.1.1.2.	DISEÑO POR CORTANTE PERPENDICULAR AL PLANO .....	137
3.1.6.2.	MUROS EMMEDUE .....	139
3.1.6.2.1.	ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.....	139
3.1.6.2.1.1.	RESISTENCIA A CARGA AXIAL.....	139
3.1.6.2.1.2.	FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO .....	141
3.1.7.	VERIFICACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO .....	143
3.1.8.	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	143
3.1.9.	ANÁLISIS DINÁMICO.....	144
3.1.10.	DISEÑO ESTRUCTURAL.....	145
3.1.10.1.	DISEÑO LOSAS.....	145
3.1.10.2.	DISEÑO MUROS.....	146
3.1.10.3.	CURVAS DE CAPACIDAD .....	146
3.1.10.4.	SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD .....	148
CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES .....		150
4.1.	DISCUSIÓN.....	150
4.2.	CONCLUSIONES.....	152
4.3.	RECOMENDACIONES.....	153
REFERENCIAS .....		154
ANEXOS.....		158

## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1: Características técnicas del panel PSM</i> .....	36
<i>Tabla 2: Características técnicas del panel doble para muro estructural</i> .....	37
<i>Tabla 3: Característica técnicas del panel para losa estructural.</i> .....	38
<i>Tabla 4: Características técnicas del panel para escalera estructural.</i> .....	38
<i>Tabla 5: Características técnicas del panel descanso para escalera.</i> .....	40
<i>Tabla 6: Características técnicas de mallas angulares.</i> .....	41
<i>Tabla 7: Características técnicas de mallas planas.</i> .....	42
<i>Tabla 8: Características técnicas de mallas tipo U.</i> .....	42
<i>Tabla 9: Cuantía mínima vertical y horizontal en muros.</i> .....	89
<i>Tabla 10: Deflexiones máximas admisibles.</i> .....	95
<i>Tabla 11: Zonificación sísmica del Perú</i> .....	100
<i>Tabla 12: Factor de Suelo "S"</i> .....	100
<i>Tabla 13: Periodos <math>T_p</math> y <math>T_l</math></i> .....	100
<i>Tabla 14: Categorización de las edificaciones.</i> .....	101
<i>Tabla 15: Factor de reducción sísmica</i> .....	102
<i>Tabla 16: Clasificación de la variable</i> .....	109
<i>Tabla 17: Operacionalización de la variable.</i> .....	110
<i>Tabla 18: Ficha resumen</i> .....	113
<i>Tabla 19: Propiedades mecánicas de los paneles tipo muro EMMEDUE</i> .....	122
<i>Tabla 20: Propiedades mecánicas de los paneles tipo losa EMMEDUE</i> .....	122
<i>Tabla 21: Características de los paneles Emmedue - Edificio multifamiliar</i> .....	122
<i>Tabla 22: Peso del análisis sísmico y cortante estático basal estática obtenido en el programa ETABS</i> .....	135
<i>Tabla 23: Parámetros sísmicos para el análisis Dinámico Modal Espectral.</i> .....	135
<i>Tabla 24: Participación modal de la masa.</i> .....	136
<i>Tabla 25: Derivas inelásticas para la dirección XX.</i> .....	137
<i>Tabla 26: Derivas inelásticas para la dirección YY.</i> .....	137
<i>Tabla 27: Cortante basal estática, dinámica y factor de escala</i> .....	138
<i>Tabla 28: Momentos máximos requeridos y Momento resistente de diseño.</i> .....	142
<i>Tabla 29: Cortante perpendicular al plano</i> .....	144
<i>Tabla 30: Deflexión Inmediata y Diferida</i> .....	147
<i>Tabla 31: Deflexión Máximas Admisibles.</i> .....	148
<i>Tabla 32: Resistencia a carga axial del panel muro Emmedue en dirección XX</i> .....	151
<i>Tabla 33: Resistencia a carga axial del panel muro Emmedue en dirección YY</i> .....	151
<i>Tabla 34: Flexión en el plano para los muros Emmedue en dirección XX.</i> .....	153
<i>Tabla 35: Flexión en el plano para los muros Emmedue en dirección YY</i> .....	153

Tabla 36: Flexión perpendicular al plano para los muros Emmedue en dirección XX .....	156
Tabla 37: Flexión perpendicular al plano para los muros Emmedue en dirección YY .....	157
Tabla 38: Cortante en el plano del muro Emmedue en dirección XX .....	158
Tabla 39: Cortante en el plano del muro Emmedue en dirección YY.....	158
Tabla 40: Diseño por resistencia de la platea de cimentación a flexión.....	165
Tabla 41: Propiedades mecánicas del concreto.....	175
Tabla 42: Propiedades mecánicas del acero.....	175
Tabla 43: Cargas por unidad de área consideradas para el modelo estructural. ....	175
Tabla 44: Peso sísmico y cortante estático basal obtenido en el programa ETABS. ....	177
Tabla 45: Parámetros sísmicos para el análisis Dinámico Modal Espectral. ....	178
Tabla 46: Participación modal de la masa. ....	179
Tabla 47: Derivas inelásticas para la dirección XX. ....	179
Tabla 48: Derivas inelásticas para la dirección YY.....	179
Tabla 49: Cortante basal estática, dinámica y factor de escala. ....	180
Tabla 50: Momentos máximos en la losa maciza de $e=10\text{cm}$ . ....	183
Tabla 51: Momentos máximos en la losa maciza de $e=15\text{cm}$ . ....	183
Tabla 52: Diseño por resistencia a flexión de la losa típica $e=10\text{ cm}$ .....	183
Tabla 53: Diseño por resistencia a flexión de la losa típica $e=15\text{ cm}$ . ....	184
Tabla 54: Cortante perpendicular al plano.....	185
Tabla 55: Momentos Máximos de Carga Viva y Carga Muerta. ....	186
Tabla 56: Deflexión Inmediata y Diferida.....	188
Tabla 57: Deflexión Máximas Admisibles .....	188
Tabla 58: Fuerzas internas en el muro M1. ....	190
Tabla 59: Cargas ultimas de diseño del muro M1 en la dirección X. ....	191
Tabla 60: Cargas ultimas de diseño del muro M1 en la dirección Y. ....	191
Tabla 61: Esfuerzo en compresión de los muros.....	194
Tabla 62: Combinaciones de carga del muro X1. ....	199
Tabla 63: Combinaciones de carga del muro X2. ....	199
Tabla 64: Combinaciones de carga del muro Y1. ....	200
Tabla 65: Cargas ultimas de diseño del muro M1 en la dirección X. ....	200
Tabla 66: Cargas ultimas de diseño del muro M1 en la dirección X. ....	201
Tabla 67: Cargas ultimas de diseño del muro M1 en la dirección Y. ....	202
Tabla 68: Cargas ultimas de diseño del muro M1 en la dirección Y. ....	202
Tabla 69: Valor máximo de presión en el suelo por combinaciones de carga.....	205
Tabla 70: Diseño por resistencia de la platea de cimentación a flexión.....	211

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Sección típica panel simple para muro estructural.....	28
Figura 4: Malla angular MRA.....	29
Figura 5: Malla plana MRP.....	30
Figura 6: Malla U MRU-P.....	31
Figura 7: Malla entera.....	31
Figura 27: Variación de la deformación específica en una sección rectangular de paneles con tecnología EMMEDUE.....	33
Figura 28: Detalle de mortero en muros (mm).....	36
Figura 29: Detalle de mortero en losas (mm).....	36
Figura 30: Colocación de refuerzo adicional (mm).....	37
Figura 31: Modelo teórico para el cálculo de la resistencia a flexión de losas con paneles simples EMMEDUE.....	41
Figura 32: Variación de $\phi$ con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción $\epsilon_t$ y $c/d_t$ para refuerzo Grado 60 y para acero preesforzado.....	45
Figura 33: Modelo teórico para la resistencia a flexión.....	47
Figura 35: Esfuerzo cortante en paneles.....	48
Figura 36: Ejes centroidales para cálculo de inercia.....	50
Figura 37: Transformación de la sección transversal según relaciones modulares.....	50
Figura 40: Sección equivalente de muros para modelos estructurales.....	52
Figura 45: Mapa de zonas sísmica del Perú.....	55
Figura 51: Esquema de recolección de datos.....	114
Figura 52 :Vista Tridimensional del edificio multifamiliar con el sistema EMMEDUE reforzado en un marco estructural.....	118
Figura 53 Sección transversal transformada del muro Emmedue.....	120
Figura 54: Propiedades del panel tipo muro- EMMEDUE ingresados al programa ETABS.....	122
Figura 55: Sección transversal transformada del panel losa Emmedue.....	123
Figura 56: Propiedades del panel tipo losa- EMMEDUE ingresados al programa ETABS.....	125
Figura 60: Periodo fundamental en la dirección X y Y.....	129
Figura 61:Gráfica del Espectro Pseudo-Aceleración para ambas direcciones "X" y "Y".....	133
Figura 62: Distorsiones entre piso ambas direcciones "X" y "Y".....	135
Figura 63: Esquematación del análisis a Flexión del panel losa.....	136
Figura 64: Ubicación de momento máximo positivo y negativo de losa Emmedue del 1° piso en la dirección XX y YY.....	138
Figura 65: Ubicación del momento máximo positivo y negativo de losa Emmedue del 2° piso en la dirección XX y YY.....	139
Figura 66: Fuerza cortante del 1° piso en la dirección YY.....	140
Figura 67 Fuerza cortante del 1° piso en la dirección XX.....	140
Figura 68: Fuerza cortante del 2° piso en la dirección YY.....	141
Figura 69: Fuerza cortante del 2° piso en la dirección XX.....	141
Figura 75: Distribución en plata de los muros Emmedue.....	143
Figura 76: Esquematación del análisis a Flexión perpendicular al plano del muro.....	148
Figura 133: Derivas Inelásticas de entrepiso X-X.....	154
Figura 134: Derivas Inelásticas de entrepiso Y-Y.....	155
Figura 135: Peso para el Análisis Sísmico.....	155
Figura 136: Fuerza Cortante Basal sistema Emmedue (izquierda).....	156
Figura 137: Fuerza Cortante Basal Dinámico sistema Emmedue (izquierda).....	157
Figura 138: Costo Directo.....	160

## ÍNDICE DE ECUACIONES

<i>Ecuación 1: Deformación de fluencia, <math>\epsilon_s &lt; \epsilon_y</math>.</i>	59
<i>Ecuación 2: Deformación de fluencia, <math>\epsilon_s \geq \epsilon_y</math>.</i>	59
<i>Ecuación 3: Cuantía del panel muro EMMEDUE.</i>	63
<i>Ecuación 4: Cuantía del panel losa EMMEDUE.</i>	63
<i>Ecuación 5: Compresión axial céntrica.</i>	64
<i>Ecuación 6: Momento en el plano del muro.</i>	65
<i>Ecuación 7: Deformación unitaria del acero en la malla inferior.</i>	66
<i>Ecuación 8: Deformación unitaria del acero en la malla super.</i>	67
<i>Ecuación 9: Fluencia de la malla de acero, <math>\epsilon_s \geq \epsilon_y</math>.</i>	67
<i>Ecuación 10: Fluencia de la malla de acero, <math>\epsilon'_s \geq \epsilon_y</math>.</i>	67
<i>Ecuación 11: Esfuerzo axial del acero en la malla inferior.</i>	68
<i>Ecuación 12: Esfuerzo axial del acero en la malla superior.</i>	68
<i>Ecuación 13: Fuerzo de tensión del acero en la malla superior.</i>	68
<i>Ecuación 14: Fuerzo de tensión del acero en la malla inferior.</i>	68
<i>Ecuación 15: Fuerzo de compresión.</i>	69
<i>Ecuación 16: Ecuación de equilibrio interno.</i>	69
<i>Ecuación 17: Ecuación de fuerzas resultantes en tensión.</i>	69
<i>Ecuación 18: Ecuación de fuerzas resultantes en compresión.</i>	69
<i>Ecuación 19: Máxima diferencia entre las fuerzas resultantes de tensión y compresión.</i>	69
<i>Ecuación 20: Momento nominal a flexión en paneles EMMEDUE.</i>	70
<i>Ecuación 21: Momento de resistencia última a flexión en paneles EMMEDUE.</i>	70
<i>Ecuación 22: Profundidad del bloque de compresión equivalente para losa EMMEDUE.</i>	73
<i>Ecuación 23: Momento nominal para losa EMMEDUE.</i>	73
<i>Ecuación 24: Momento último para losa EMMEDUE.</i>	73
<i>Ecuación 25: Fuerza cortante en losas de EMMEDUE.</i>	74
<i>Ecuación 26: Fuerza cortante en el plano del muro.</i>	75
<i>Ecuación 27: Fuerza cortante de las mallas de acero.</i>	75
<i>Ecuación 28: Inercia de la sección transformada de muros EMMEDUE.</i>	77
<i>Ecuación 29: Localización del centroide de la sección transformada en muros EMMEDUE.</i>	78
<i>Ecuación 30: Inercia de la sección transformada en losas EMMEDUE.</i>	79

<i>Ecuación 31: Localización del centroide de la sección transformada en losas EMMEDUE.....</i>	<i>79</i>
<i>Ecuación 32: Inercia equivalente en paneles EMMEDUE.....</i>	<i>80</i>
<i>Ecuación 33: Espesor equivalente en paneles EMMEDUE.....</i>	<i>80</i>
<i>Ecuación 34: Inercia de la sección equivalente en muros y losas EMMEDUE.....</i>	<i>80</i>
<i>Ecuación 35: Separación longitudinal de anclajes.....</i>	<i>83</i>
<i>Ecuación 36: Profundidad del eje neutro.....</i>	<i>84</i>
<i>Ecuación 37: Cortante última para diseño de sistema concreto armado.....</i>	<i>85</i>
<i>Ecuación 38: Cortante nominal en sistema concreto armado.....</i>	<i>86</i>
<i>Ecuación 39: Cortante para concreto armado.....</i>	<i>86</i>
<i>Ecuación 40: Cortante del acero-Refuerzo horizontal en elementos de concreto armado.....</i>	<i>87</i>
<i>Ecuación 41: Cortante máximo en elementos concreto armado.....</i>	<i>87</i>
<i>Ecuación 42: Cortante por fricción en elementos concreto armado.....</i>	<i>87</i>
<i>Ecuación 43: Cuantía de refuerzo vertical para muros concreto armado.....</i>	<i>88</i>
<i>Ecuación 44: Profundidad del bloque de compresión equivalente para concreto armado.....</i>	<i>90</i>
<i>Ecuación 45: Momento nominal a flexión para elementos de concreto armado.....</i>	<i>90</i>
<i>Ecuación 46: Momento último a flexión para elementos de concreto.....</i>	<i>91</i>
<i>Ecuación 47: Acero mínimo para losas maciza de concreto armado.....</i>	<i>91</i>
<i>Ecuación 48: Acero mínimo para vigas de concreto armado.....</i>	<i>92</i>
<i>Ecuación 49: Cuantía balanceada.....</i>	<i>92</i>
<i>Ecuación 50: Acero máximo para vigas.....</i>	<i>92</i>
<i>Ecuación 51: Cortante para elementos de concreto armado.....</i>	<i>93</i>
<i>Ecuación 52: Momento de agrietamiento para elementos de concreto armado.....</i>	<i>93</i>
<i>Ecuación 53: Módulo de rotura para elementos de concreto armado.....</i>	<i>94</i>
<i>Ecuación 54: Deflexiones al largo plazo en elementos de concreto armado.....</i>	<i>94</i>
<i>Ecuación 55: Cortante Basal Estática.....</i>	<i>99</i>
<i>Ecuación 56: Factor de relación entre la amplificación y el coeficiente de reducción.....</i>	<i>99</i>
<i>Ecuación 57: Aceleración espectral.....</i>	<i>103</i>

## RESUMEN

La ingeniería sismorresistente en nuestro país debe seguir creciendo, desarrollándose y poniendo en práctica otros sistemas constructivos, técnicas y materiales, con el objetivo de obtener edificaciones resistentes a nivel de desempeño sísmico.

El presente trabajo de investigación se realizó en la ciudad de Trujillo, teniendo como objetivo el determinar el desempeño sísmico de un edificio multifamiliar de 5 niveles con sistema constructivo EMMEDUE, Trujillo -2020

La importancia de esta investigación reside en que se presentó un análisis de comportamiento sismorresistente, estructural y económico, ya que es importante mostrar otros sistemas constructivos, que bajo altos controles nos permitan elegir otras opciones para la construcción de nuestras viviendas multifamiliares.

La presente investigación es de tipo descriptiva, con diseño no experimental y con una unidad de estudio transversal, la muestra fue no probabilística, la recolección de datos se realizó mediante la revisión documental; y los instrumentos utilizados fueron la ficha resumen.

Entre los principales resultados que se obtuvieron de la investigación tenemos que ambos sistemas cumplen satisfactoriamente los requisitos normativos un desempeño Sismorresistente óptimo.

**Palabras clave:** *EMMEDUE, sismorresistente, multifamiliar*

## ABSTRACT

Earthquake resistant engineering in our country must continue to grow, develop and implement other construction systems, techniques and materials, with the aim of obtaining resistant buildings at the level of seismic performance.

The present research work was carried out in the city of Trujillo, with the objective of determining the seismic performance of a 5-level multifamily building with EMMEDUE construction system, Trujillo -2020

The importance of this research resides in the fact that an analysis of earthquake-resistant, structural and economic behavior was presented, since it is important to show other construction systems that, under high controls, allow us to choose other options for the construction of our multi-family homes.

The present investigation is descriptive, with a non-experimental design and with a cross-sectional study unit, the sample was non-probabilistic, data collection was carried out through documentary review; and the instruments used were the summary sheet.

Among the main results obtained from the investigation, we have that both systems satisfactorily meet the regulatory requirements, an optimal earthquake-resistant performance.

Keywords: EMMEDUE, earthquake resistant, multi-family

## CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

### 1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA

El diseño de las estructuras es la parte de mayor importancia de cualquier edificación si queremos que esta tenga un buen comportamiento, ya sea su peso propio (cargas por gravedad) o por fuerzas sísmicas, que pudieran afectar y debilitar la rigidez, estabilidad de edificaciones. En la actualidad se ve en que varios países en vías de desarrollo muchas de estas no tienen un buen diseño, y ejecución debido a que no consideran la normativa, la mayoría de ellas son construidas por personas que se basan en su experiencia empírica, sin asesoramiento técnico calificado como ingenieros civiles u/o arquitectos, o por ser construcciones informales. Debido a estos sucesos la ingeniería ha ido evolucionando, buscando nuevas tendencias en construcción, que no sean muy complejas, que tengan un buen comportamiento estructural ante su propias cargas y externas, que sea económico, entre otros factores que sean beneficiarios para la construcción civil.

(Torres, Palacios, & Torres, 2013) En Nicaragua, se pretende conseguir estructuras seguras, que satisfagan las diversas necesidades de resistencia durante la operación usual del edificio, en el diseño por cargas por gravedad, y fuerzas sísmicas ante cualquier evento catastrófico. El cual ha llevado a buscar sistemas constructivos que tiendan a minimizar un poco los efectos causados por un sismo o terremoto. Un sistema que se está empleando es el “Sistema Constructivo de paneles Emmedue”, el cual presenta un comportamiento adecuado ante sollicitaciones sísmicas, siendo introducido este sistema en el país en el año de 2011, alcanzando gran notoriedad y aceptación en medio estructural.

(Dirección General de Reglamentos y Sistemas-Republica Dominicana, 2015) En República Dominicana, en el Norte de la isla es considerada la más activa en movimiento sísmico, debido a que se encuentra en la interacción entre las placas tectónicas de Norteamérica y la del Caribe, las cuales presentan un comportamiento de subducción. Debido a estos motivos se han empleado sistemas constructivos en los cuales se puedan lograr diseñar estructuras menos pesadas, en cuanto a sus materiales (cargas de gravedad) y que presenten un adecuado diseño ante sollicitaciones fuerzas sísmicas. Por lo que el sistema constructivo de paneles estructurales de poliestireno expandido (sistema P.E.P.S), conocido también como Emmedue, es una de las alternativas constructivas con gran posicionamiento, en diversos proyectos como viviendas, comerciales y otros gubernamentales como hospitales y escuelas, del país. Debido a que es un sistema industrial con cualidades estructurales y sísmicas adecuadas, además de ser acústico y térmica.

(San Bartolomé, 2009) El Perú por estar comprendido entre una de las regiones de más alta actividad sísmica, debido a los diversos sismos que han afectado al país, muchas de las viviendas han colapso. Por lo que se ha dado en la necesidad de buscar nuevas tecnologías, además de mejorar las tradicionales como las de albañilería y concreto armado, que cumplan con un buen comportamiento en el diseño por cargas de gravedad y fuerzas sísmicas. En el año 2012, fue introducido en el país, con la empresa Paneles y Construcciones Panecons S.A. un sistema a base de paneles prefabricados denominado EMMEDUE y ha estado adelantando estudios para certificar estructuralmente el sistema y hacer las adecuaciones para un adecuado desempeño, con bases en las especificaciones del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Alcanzando gran notoriedad y aceptación en

el medio estructural, ya que se ha comprobado su eficiencia como diafragma estructural a través de ensayos mecánicos en laboratorios y universidades de prestigio a nivel mundial y nacional como la universidad Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP).

En actualidad en la provincia de Trujillo, se ve mucho las construcciones informales, sin un buen diseño por cargas de gravedad y por las fuerzas sísmicas, debido a que estas no tienen un asesoramiento técnico calificado de ingenieros.

En la provincia de Trujillo, específicamente en el distrito de Huanchaco en el condominio Las Terrazas de Huanchaco, se ha empleado el sistema constructivo Emmedue, por sus múltiples ventajas diseño por gravedad y diseño ante fuerzas sísmicas, siendo una de las pocas ciudades del país, que ha usado este sistema. En el Anexo N°23 se adjuntan unas fotografías de la obra de Las Terrazas de Huanchaco.

Para Jaramillo & Villamizar, (2011) en Colombia, diversos sismos han afectado al país, dejando gran cantidad de perdidas tanto humanas, económica y de estructuras debido al colapso parcial o total, muchas de estas por un mal diseño, o por ser autoconstrucciones sin ningún asesoramiento técnico calificado, entre otros. Por las razones expuestas se ha buscado implementar nuevos métodos y sistemas constructivos, como el sistema no convencional a base de paneles prefabricados denominado Emmedue, el cual es de fácil manejo y liviano, presentando cargas por gravedad aminoradas, con respecto a las estructuras convencionales, además de cumplir con los estándares de diseño ante diferentes sollicitaciones de fuerzas sísmicas.

Los requisitos de diseño de las variables son controlados por la normativa peruana vigente. La Norma Técnica E.030 “Diseño Sismorresistente”, la cual se encarga

de ratificar las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas tengan un buen comportamiento sísmico. La Norma Técnica E.060 “Diseño en Concreto Armado”, se encarga de brindar los alcances para las edificaciones que serán diseñadas según dicho sistema constructivo. La Norma Técnica E.050 “Mecánica de Suelos y Cimentaciones”, nos brinda todas las recomendaciones para elaborar nuestros estudios de suelos y diseño de cimentaciones. Además, los parámetros obtenidos de estudios técnicos sobre los paneles EMMEDUE.

(Arteaga, 2018) Encontró lo siguiente al comparar los sistemas constructivos EMMEDUE y albañilería confinada:

El sistema EMMEDUE presentó un bajo peso y una rapidez constructiva lo que permitió la reducción de costos, además se comprobó que el personal obrero con poco entrenamiento fue capaz de obtener un rendimiento ascendente por la facilidad de montaje lo que cual mejoro el resultado.

(Manrique & Victoria, 2017) Encontraron lo siguiente al comparar los sistemas constructivos M2 y albañilería confinada: El sistema M2 presentó un mejor comportamiento sísmico debido a su bajo peso volumétrico, reduciendo las fuerzas sísmicas, presento un mejor aislamiento térmico y acústico, mejor trabajabilidad y menor costo.

Comparar sistemas estructurales es un muy importante, en nuestro país, los sistemas más usados son albañilería confinada y aporticado, sin embargo, existen otros sistemas y seguirán apareciendo nuevos porque la tecnología, investigación y producción de nuevos materiales no se detenido. Por ello es importante dar a conocer las virtudes y defectos de nuevos sistemas para que las personas adquieran nuevos conocimientos en la construcción de edificaciones. Lo más importante a comparar es: El desempeño sísmico, presupuesto y las condiciones

de habitabilidad de la construcción.

En el año 2011, la empresa inmobiliaria y constructora MARINE CORPORATION SAC, con numero de RUC: 20482161708, realizo el proyecto “Las Terrazas de Huanchaco”, conformado por viviendas de interés social, en la cual emplearon en su ejecución el sistema constructivo Emmedue, en la totalidad de las viviendas construidas. En marzo del año 2015, se usó el sistema Emmedue, en la modernización de la refinería de Talara, en la cual se construyó 5 edificios de oficinas y 310 departamentos en edificios de 2 niveles.

En febrero del año 2015, en la ciudad de Pucallpa, región de Ucayali, la constructora G&E Contratistas generales S.A.C, con numero de RUC: 20520784315, construyó el Mercado Minorista de Pucallpa, en cual estuvo constituido por 1564 puestos de venta, oficinas administrativas, almacén de productos, depósito de basura, garita de control y plazuela inferior de recreación, todo ejecutado con el sistema EMMEDUE.

En el Perú existe un déficit en cuanto a la proyección de edificios con un diseño estructural adecuado, funcional y optimo, y como se conoce, nos ubicamos dentro de una zona de frecuente actividad sísmica lo cual nos exige desarrollar estructuras capaces de soportar movimientos sísmicos, evitar pérdidas humanas y materiales.

Los sistemas constructivos deben incluir tecnologías innovadoras y nuevos materiales, sistemas livianos que representen menor peso en la edificación, rapidez de ejecución y un correcto comportamiento estructural. Estas características influyen en gran medida a que la ejecución de obra sea más optima, pudiendo cumplir objetivos en cuanto a economía y tiempo.

Existen muy pocas investigaciones que analicen la comparación de sistemas

estructurales, y es de suma importancia conocer las cualidades de cada sistema estructural, para que el usuario puede escoger el adecuado para su proyecto, asimismo debemos incluir dentro de nuestros diseños las nuevas tecnologías que van apareciendo.

Siendo la prefabricación una excelente opción para cumplir con todos los parámetros mencionados y dejar de lado la construcción tradicional, pesada y lenta, ya que además de ahorrar tiempo en la construcción y mano de obra, logran obtener en un solo elemento funciones estructurales autoportantes, simplificando la ejecución, obteniendo alta capacidad de aislamiento térmico y acústico, al igual que gran versatilidad de formas y acabados.

Esta tecnología de paneles EMMEDUE ha sido implantada en países de alto riesgo sísmico como México, Chile, Bolivia y Venezuela, por nombrar algunos, que desde 1984 aproximadamente la emplean en la construcción de innumerables proyectos de vivienda, comerciales e industriales". (Candiracci, Lacayo, & Maltez, 2014)

La fabricación de paneles nació en Italia, como resultado de una investigación para el desarrollo de sistemas modulares con el fin de agilizar la construcción, desde entonces el sistema ha sido perfeccionado para garantizar un sistema cómodo, seguro y con un precio adecuado. (Nieto, 2014)

Debido a la vulnerabilidad de las construcciones del país, muchas de estas por no tener un soporte técnico, dejando de lado la ingeniería sismorresistente, en un país altamente sísmico, ya sea por bajos recursos económicos, o por ser estructuras muy antiguas. Se brindan nuevas tecnologías en la construcción civil, para viviendas de interés social, con un papel innovador y eficiente, tanto es su desempeño sismorresistente y económico, con el sistema EMMEDUE.

En la investigación a realizarse, se propondrá una metodología de ayuda de análisis y diseño por gravedad y sismorresistente del Sistema Constructivo EMMEDUE, aplicado a edificación multifamiliar, respaldando la seguridad y funcionalidad del sistema en nuestro país, teniendo en cuenta las normas de diseño estructural establecida en el Reglamento Nacional de Edificación (RNE) del país. Las resistencias de diseño según las distintas solicitaciones se elaboran mediante hojas de cálculo e Microsoft Excel y la modelación de la estructura a través del software de cómputo ETABS v17.

Dado que la aplicación de este sistema es nueva en nuestro país, y no se han creado códigos específicos de diseño y construcción para la implementación en estructuras convencionales, y solo se han observado resultados de similitud en ensayos de laboratorio y en la aplicación de las teorías de cálculo del sistema EMMEDUE, por presentar concreto y acero en las mallas de refuerzo. Así mismo es necesario que se investigue este sistema constructivo, ya que brinda grandes ventajas tanto en su comportamiento estructural, sismorresistente, el uso de materiales livianos, de fácil manejo y bajo precio.

### **1.1.1. ANTECEDENTES**

(Quispe & Apaza, 2017) Determinar cuál de los 2 sistemas estructurales presenta el mejor comportamiento estructural ante una amenaza sísmica, para elegir el más adecuado se realizó un análisis sísmico para comprobar las distorsiones y encontrar el sistema que más se acerque a la propuesta arquitectónica, se realizó el análisis estático, el análisis dinámico y la estructuración. Se determinó que el sistema de albañilería confinada es el más eficiente para la configuración arquitectónica planteada para el edificio administrativo ya que la distribución es

la misma y se busca la simetría.

La importancia de esta tesis radica en que se le da importancia a la estructuración al momento de escoger el sistema estructural, esto es vital ya que la experiencia viene demostrando que una buena estructuración, que presenta regularidad tiene un mejor desempeño incluso por encima de un buen diseño.

La importancia de esta tesis reside en que una vez que se diseñan los elementos estructurales. De esta forma se nos brinda como respuesta el sistema más económico.

Alvear J. y Ruales J. (2014) En la tesis titulada “Diseño por Desempeño en Edificios de Hormigón Armado, de Acero Estructural y Mixtos”.

Plantea como objetivos: Aplicar y comparar la metodología de Diseño Sísmico Por Desempeño con la Norma Chilena NCh 433 Of.96 “Diseño sísmico de edificios” aplicado a una estructura de hormigón armado, en base a muros y marcos.

Empleando las siguientes metodologías. Primero pre dimensionamiento de los elementos en base a la normativa vigente de Chile. Asimismo, usando el método dinámico modal espectral determinar las 3 cargas horizontales demandadas, con la finalidad de aplicar en el diseño por desempeño.

Finalmente, concluye diciendo: La estructura presenta un desempeño mejor de lo esperado aplicando la norma chilena de diseño sísmico de edificios Nch.433.Of.96, específicamente usando el método modal espectral y diseñando los elementos usando el código de diseño ACI318-05, ya que permanecerá Operacional durante un Sismo Frecuente y un Sismo Ocasional, y garantizara la Seguridad de Vida luego de un Sismo Raro y un Sismo Muy Raro.

Sinisterra H. (2017) En la tesis titulada “Determinación del desempeño sísmico

para edificios en pórticos de concreto reforzado diseñados bajo la norma de diseño sísmico resistente C.C.C.S.R. 84”.

Plantea como objetivos: Hallar el nivel de comportamiento sísmico en edificaciones de concreto reforzado frente a momentos (PRM).

Empleando las siguientes metodologías. En primer lugar obtener planos estructurales de edificios de siete pisos en pórticos de concreto reforzado construidos en zonas de riesgos sísmicos altos y diseñados con el código C.C.C.S.R.-84. Como segundo lugar estudios de sensibilidad para los tipos de suelos C, D y E de la NSR-10 al no existir información relacionada con el estudio de suelos de la zona donde están implantadas las edificaciones. En tercer lugar analizar por el método estático no-lineal, los pórticos tridimensionales, con el programa SAP2000 obteniendo las curvas de capacidad. Y para finalizar emplear el diagrama de espectro de demanda y espectro de capacidad para la estimación del nivel de desempeño sísmico.

Finalmente, concluye diciendo: Que las edificaciones construidas bajo la norma C.C.C.S.R.-84, que no han sido intervenidas, ni actualizadas por la NSR-10, podrían estar, incursionando en el rango no lineal, durante un eventual sismo moderado.

La importancia de esta tesis es que utiliza un sistema que va a ser propuesto en esta investigación, EMMEDUE. Consideramos que la conclusión es muy determinante porque la diferencia es de S/.70,553.90, una cifra a tener en cuenta al momento de construir nuestras viviendas.

(Manrique & Victoria, 2017) Determinar la mejor opción constructiva estructural entre Emedos y viviendas confinadas en la ciudad de Huancavelica, se hizo un análisis de la respuesta sísmica, evaluación de aislamiento acústico, costo, etc. de

los sistemas para elegir el favorable, se realizó la comparación de todos los parámetros. Se demostró que el sistema M2 tiene un mejor comportamiento debido a su bajo peso, mejor aislamiento térmico y acústico; y menor costo.

Esta investigación es importante porque nos muestra 2 características a tomar en cuenta que son el aislamiento térmico y acústico, los cuales permiten en un mejor confort para los habitantes, asimismo el tiempo de ejecución y costo son favorables.

(San Bartolomé, 2009) Evaluar el comportamiento del sistema constructivo no convencional "M2" ante diversas acciones de carácter experimental, se realizaron ensayos de acciones sísmicas y cargas de gravedad para paneles tipo muro y losa para encontrar sus principales características, Se encontró características estructurales importantes como: Peso propio, Módulo de elasticidad, etc. Asimismo, nos brinda criterios de diseño y estructuración para este sistema.

El estudio aporta los parámetros necesarios, para el diseño sísmico y por cargas de gravedad de este sistema, que servirá de base para describir mejor el comportamiento de los paneles EMMEDUE, empleado en el uso de viviendas, de hasta dos niveles, además de los criterios para su modelamiento de estas estructuras mediante un software como el SAP o ETABS.

Albarracin P. y Gallo E. (2010) En la tesis titulada "Desempeño sísmico de un edificio aporcionado de siete pisos diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%".

Fijo como objetivos: Estudiar el desempeño sísmico de edificios aporcionados peruanos diseñados con las normas vigentes modificando las exigencias de rigidez lateral a una deriva máxima de 1%, valor ligeramente mayor que el

permitido por el código vigente.

Empleando la Metodología: De la norma técnica peruana (E-0.30 y E-0.60) y para el análisis inelástico se realizará en función de las incursiones presentado por el Comité Visión 2000, SEAOC.

Finalmente, concluye diciendo: Al mantener la deriva por debajo de 10 por mil se obtienen dimensiones de 45x45 cm, siendo dimensiones mucho menores a las que se hubieran obtenido con un diseño basado en el actual código peruano sismo resistente. Asimismo, el punto de demanda no se encontrará en un solo espacio del diagrama de capacidad (zona funcional); sino se ubicará en los diferentes sectores de la clasificación del SEAOC.

Ramírez J. (2014) En la tesis titulada “Desempeño sismorresistente del módulo c, del mercado de abastos de los baños del inca. Cajamarca”.

Fijo como objetivos: Por medio del análisis estático no-lineal, establecer el nivel de desempeño sísmico del edificio analizado.

Empleando la metodología: De acuerdo a los lineamientos de las normas internacionales de edificación para el pronóstico de los daños que se formarían en los elementos de la edificación.

Finalmente, concluye diciendo: La estructura obtiene un desempeño educado para los sismos de diseño en los sentidos (x, y), pero no cumplen para sismos ocasionales. Se determinó mediante el análisis Pushover, los daños estarán ubicados en las vigas de acoplamiento, asimismo pasando a presentar falla a flexión en la base de los muros.

Asmat C. (2016) En la tesis titulada “Disposiciones sísmicas de diseño y análisis en base a desempeño aplicables a edificaciones de concreto armado”.

Plantea como objetivos: ofrecer herramientas para el análisis y diseño aplicables

a edificaciones de concreto armado que permitan garantizar un comportamiento inelástico adecuado tal que se cumpla con el comportamiento deseado.

Empleando la Metodología: Para la parte de diseño se utilizarán criterios de estructuración, vigas, columnas y muros. En la parte de análisis se realizará procedimientos como el análisis modal espectral (lineal), análisis Pushover (No lineal) y tiempo-historia (No lineal).

## **1.1.2 BASES TEÓRICAS**

### **1.1.2.1. Conceptos básicos en desempeños sísmico**

#### **1.1.2.1.1. Sismología**

Es la ciencia que se encarga en el estudio de las causas que producen los sismos y como se propagan las ondas sísmicas desde la estructura interna de la tierra hasta la superficie terrestre. Los avances científicos están permitiendo conocer las proporciones de ocurrencia de sismos en el mundo (Bolaños y Monroy, 2004, p.6).

Pues se tiene de entre sus descubrimientos recientes sismológicos la teoría de la Tectónica Placas, que nace de la teoría “Deriva continental” propuesta por el geólogo Alfred Wegener en el 1910.

#### **1.1.2.1.2. Origen de los sismos**

De acuerdo a la Teoría de las placas tectónicas, El movimiento inesperado de las placas tectónicas libera energía de deformación acumulada en forma de calor y en forma de ondas sísmicas (Bolaños y Monroy, 2004, p.6).

Los sismos producidos en nuestro país se dan por el fenómeno de la subducción, la cual se produce por el deslizamiento de la placa Nazca frente a la placa sudamericana.

#### **1.1.2.1.3. Localización de los sismos**

Hipocentro: Llamado también foco sísmico. Es el lugar donde se libera la

energía mediante ondas elásticas que da origen al terremoto.

El hipocentro es representado por un punto en el interior de la tierra el cual es originado por sismo (Zelaya, 2012, p. 26).

Epicentro: El epicentro es la proyección vertical desde el punto sísmico o hipocentro hasta la superficie de la tierra (Zelaya, 2012, p. 26).

#### Sismicidad

Es el estudio de los sismos que ocurren en un determinado lugar. La sismicidad nos permite realizar la medición mediante estudios comprobados como la de Charles Richter o Mercalli.: Es el valor sísmico que posee un lugar en la tierra. La cual depende de la magnitud de ocurrencia y las consecuencias que llega a tener en la superficie (Rojas y Valverde, 2010, p.17).

#### **1.1.2.1.4. Escala de medición de los sismos**

##### Magnitud o Escala de Richter

La escala de magnitud local Richter, está expresada de manera cuantitativa con proximidad a las décimas (Marín, 2012, p.17).

Utiliza instrumentos de medición como son los sismógrafos y acelerógrafos.

##### Intensidad de Mercalli

Esta medición se desarrolla de manera cualitativa, observando el deterioro ocasionados a las edificaciones, sus efectos en el área del territorio y el impacto que genera a las personas (Marín, 2012, p.21).

La intensidad de Mercalli brinda 12 grados para evaluar de manera descriptiva.

##### Peligrosidad Sísmica

Es la posibilidad que en una zona determinada suceda un movimiento sísmico de igual o mayor fuerza a un valor estipulado.

Asimismo los miembros que lo conforman el comité visión 2000, crean cuatro niveles de movimiento sísmico que están en función del tiempo que el sismo retornara y a su posible excedencia.

TABLA N° 1 Niveles de frecuencia sísmica

Nivel de Movimiento Sísmico	Periodo de Retorno T (años)	Probabilidad de Excedencia (p,t)
Frecuente	43	50% - 30 años
Ocasional	72	50% - 50 años
Raro	475	10% - 50 años
Muy Raro	970	10% - 100 años

Fuente: Estructural Engineers Association of California, 1995.

A comparación con el comité visión 2000, el (ATC-40, 1996, p.8) (Consejo de Tecnología Aplicada) establece tres niveles de frecuencia sísmica para el diseño de estructuras, como son:

a) Sismo de Servicio (SE)

Sismo con posibilidad de 50% que puede excederse en un periodo de 50 años. Teniendo un periodo de retorno de 100 años aproximadamente.

b) Sismo de Diseño (DE)

Sismo con posibilidad de 10% que puede excederse en un periodo de 50 años. Teniendo un periodo de retorno de 500 años aproximadamente.

c) Sismo Máximo (ME)

Sismo con posibilidad de 5% que puede excederse en un periodo de 50 años. Teniendo un periodo de retorno de 1000 años aproximadamente.

### 1.1.2.2. Análisis Basado en desempeño

El análisis lineal de una edificación, se realiza de una manera simplificada. Teniendo en cuenta el comportamiento de este, en el rango elástico lineal; asumiendo que la elasticidad del material y el momento de inercia se desarrollan de manera constante.

### 1.1.2.2.1. Comportamiento del concreto armado

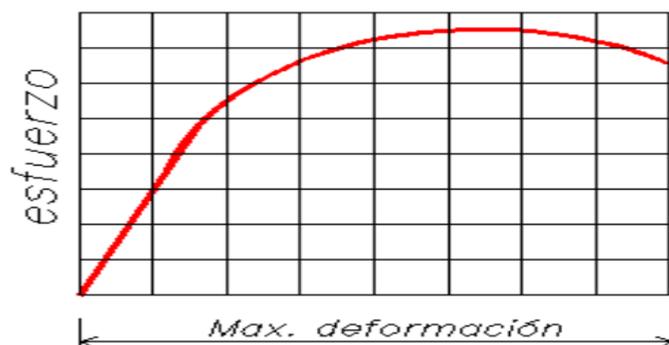
El comportamiento de los materiales como del concreto simple, concreto confinado y el acero está en función de los esfuerzos que estos alcanzan y su deformación. Estos modelos constitutivos están basados en resultados experimentales con una aproximación real del comportamiento de los materiales que conforman el concreto armado.

### 1.1.2.2.2. Concreto simple

#### a) Modelo de Whitney

Este modelo propuesto por el ACI (American concrete institute), presenta un comportamiento lineal hasta el 50% de la resistencia del concreto. La deformación que este tiene cuando alcanza el máximo esfuerzo es de 0.002. Asimismo la deformación máxima que puede alcanzar el material es de 0.003.

FIGURA N° 1 Modelo de whitney

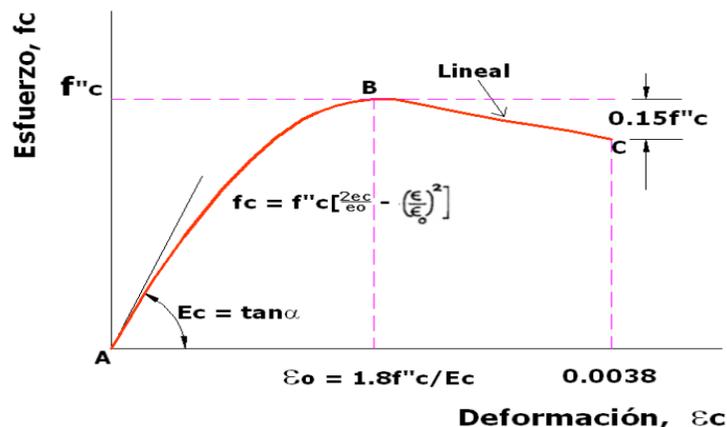


Fuente: Díaz y Santos, 2013

#### b) Modelo de Hognestad

Este modelo muestra en primer lugar un comportamiento parabólico, la cual alcanza su máximo esfuerzo de diseño a " $\phi F_c$ " teniendo una deformación unitaria de 0.002. Asimismo muestra el descenso del esfuerzo debido a la generación fisuras y grietas internas que estará en función de la deformación máxima del material que está entre el 0.003 a 0.004 (Jurado y Mendoza, 2012, p.17).

FIGURA N° 2 Modelo de Hognestad

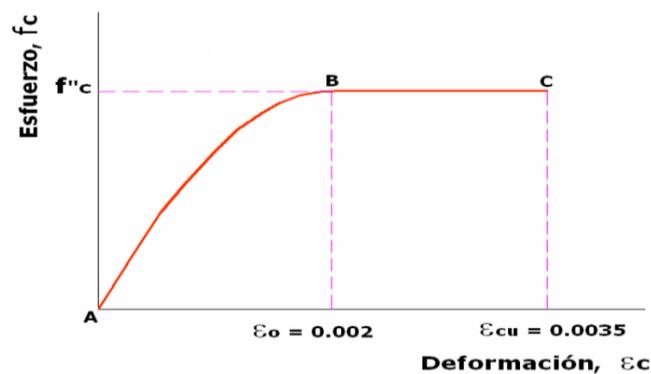


Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

c) Modelo del CEB (euro código)

El material presentara una deformación unitaria de 0.002 cuando alcance el máximo esfuerzo de diseño a compresión ( $f''c$ ), la cual se mantendrá constante hasta alcanzar la deformación máxima de 0.0035.

FIGURA N° 3 Modelo del CEB



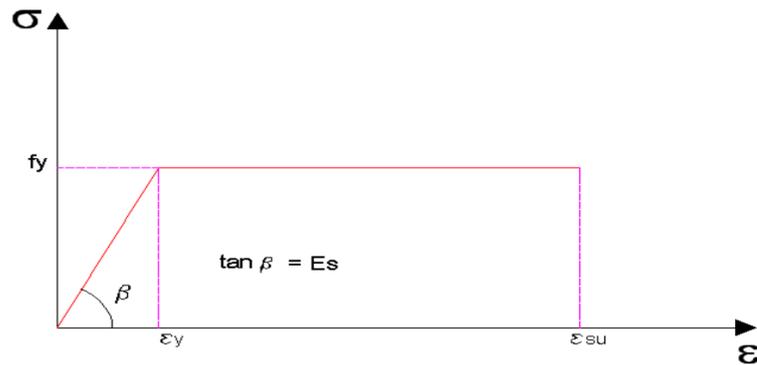
Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

### 1.1.2.2.3. Acero

a) Modelo elastoplástico

Este modelo no considera las deformaciones del esfuerzo del acero después que alcance la fluencia, asimismo el endurecimiento a causa de la deformación (Jurado y Mendoza, 2012, p.14).

FIGURA N° 4 Modelo elastoplástico

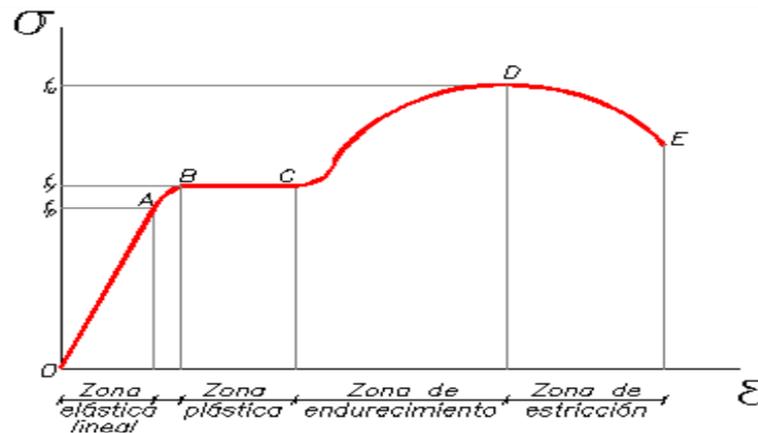


Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

b) Modelo de la curva completa

Este modelo muestra en primer lugar una zona elástica lineal, desde el punto el acero comienza a tener un comportamiento inelástico. En el tramo BC presenta la meseta de fluencia, entrando a la zona plástica. Asimismo el esfuerzo llega a incrementarse hasta obtener el máximo esfuerzo, punto D. del tramo CD muestra una zona de endurecimiento debido a la deformación. Al final el acero desciende hasta alcanzar el esfuerzo de rotura, teniendo una zona de estricción o alargamiento excesivo del acero (Díaz y Santos, 2013, p.10).

FIGURA N° 5 Modelo de la curva completa

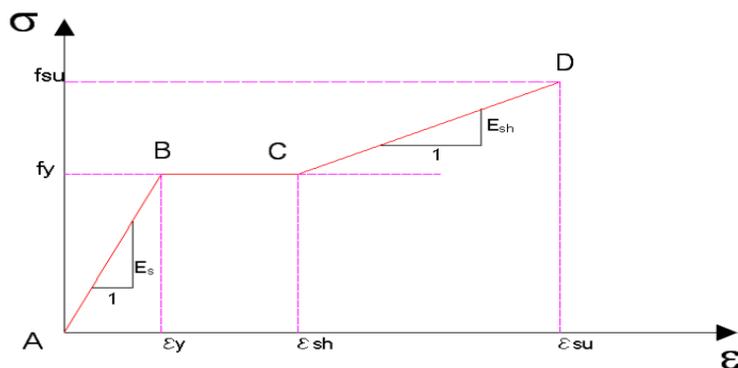


Fuente: Díaz y Santos, 2013

c) Modelo trilineal

Representa una simplificación del modelo de la curva completa teniendo en cuenta el cambio de la elasticidad del acero en las diferentes zonas.

FIGURA N° 6 Modelo trilineal



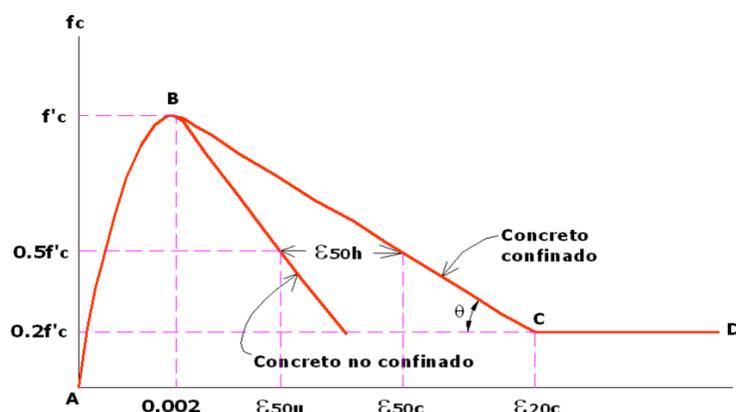
Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

#### 1.1.1.1.1. Concreto confinado

##### a) Modelo de Kent y Park

Este modelo es utilizado para concreto confinado con estribos para sección rectangular; la resistencia del material no se incrementa pero la longitud de deformación se incrementa (Jurado y Mendoza, 2012, p.18).

FIGURA N° 7 Modelo de Kent y Park

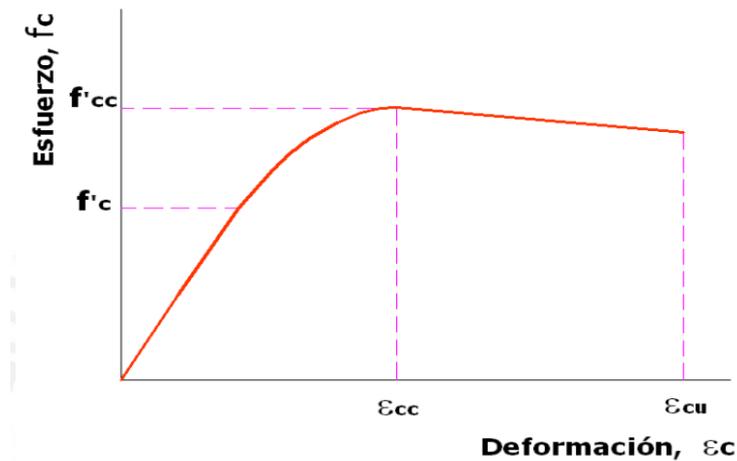


Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

##### b) Modelo de Mander

Este modelo es utilizado para diversas secciones de confinamiento (estribos o espirales). Y muestra un incremento de la resistencia del material debido al confinamiento. Debido a la generación de la rótula plástica es necesario considerar el reforzamiento de corte al elemento y alcanzar la ductilidad necesaria para evitar el colapso del edificio (Díaz y Santos, 2013, p.14).

FIGURA N° 8 Modelo de Mander



Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

#### 1.1.1.2. Modelo inelástico de elementos y secciones

El modelo inelástico muestra el comportamiento de las secciones cuando estos comienzan a presentar pequeñas fisuras debido a cargas externas.

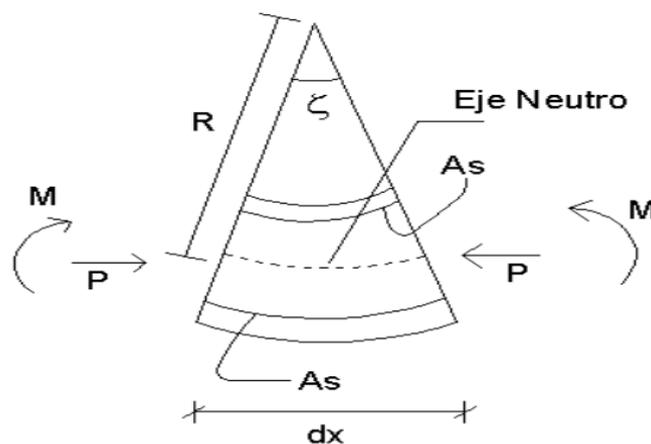
##### a) Diagrama momento-curvatura

El comportamiento de una sección de concreto armado frente a cargas, está en función de la curvatura y de los momentos que se generan debido a estas.

El giro de una sección es estimada por el momento externo entre la rigidez flexionante.

$$\vartheta = \frac{M_{ext}}{EI}$$

FIGURA N° 9 Momento curvatura de una sección



Fuente: Allauca, 2006

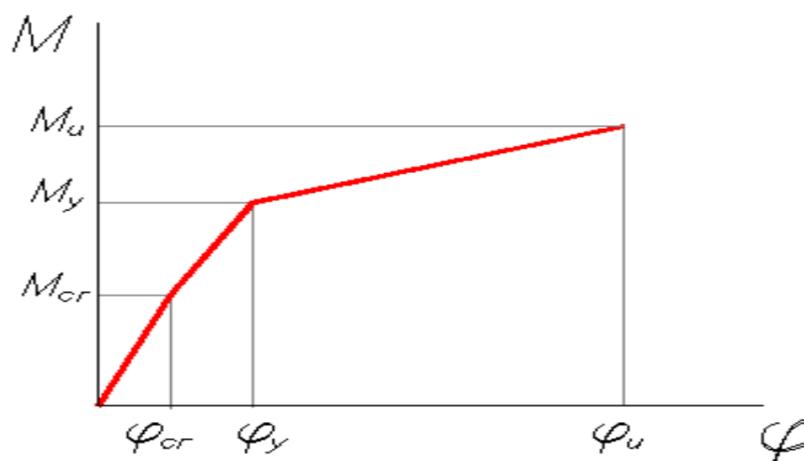
La relación entre el momento y curvatura se desarrolla de manera proporcional lineal hasta alcanzar el momento de agrietamiento o

momento crítico del concreto debido a cargas de tracción. El momento de agrietamiento está relacionado al esfuerzo de ruptura del concreto, que se calcula mediante la siguiente formula:

$$F_r = M_{cr} = 2 \sqrt{f_c}$$

Después que en la sección comenzaron a fisurarse, el área se reduce y con ello el momento de inercia disminuye. Entonces para el segundo estado la relación seguirá siendo lineal pero con otra pendiente, hasta alcanzar el momento de fluencia máxima debido a esfuerzos de tracción correspondiente al acero. Y posterior se generaran un aumento mínimo del momento hasta llegar al momento y curvatura última, la cual se sigue generando la reducción del área de la sección, asimismo la elasticidad de deformación del material presenta ya un comportamiento variable. Que finalmente se produce el agotamiento del concreto.

FIGURA N° 10 Momento curvatura de una sección



Fuente: Díaz y Santos, 2013

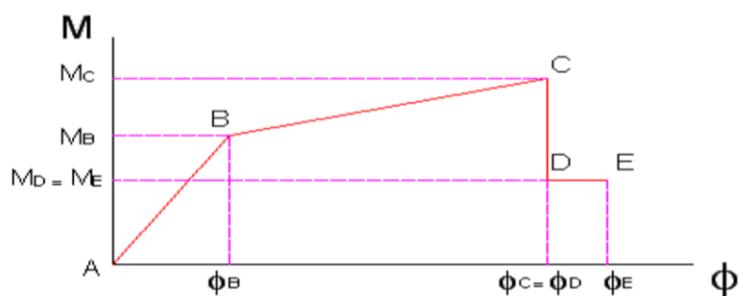
De acuerdo a la figura anterior se calcula la ductilidad de la sección que está en función de la curvatura última y de fluencia.

$$\mu = \frac{\varphi_u}{\varphi_y}$$

b) Comportamiento inelástico de los elementos estructurales

Para el análisis y daño de los elementos estructurales como son las vigas y columnas se modelará las rotulas plásticas que tendrán una longitud efectiva ( $L_p$ ) y una ubicación fija en los extremos. Debido a que los esfuerzos no se extienden por todo el elemento sino que se concentran en

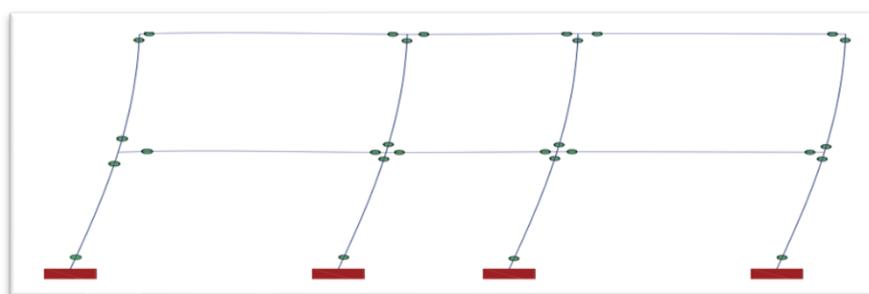




Fuente: Jurado y Mendoza, 2012

Los puntos B y C representan el momento de fluencia y la resistencia máxima de la rótula respectivamente. El punto D es el 0.4 de la resistencia máxima de la rótula, que permanece constante en el giro. Asimismo para la obtención del punto E el momento sigue siendo el mismo que el punto D, pero con el aumento del 0.10 del giro en el punto C (Jurado y Mendoza, 2012, p.23).

Al final se desarrolla un modelo inelástico del edificio, la cual se considera que las uniones en los nodos son indeformables y se mantienen rígidos. Asimismo la formación de las rotulas plásticas se desarrollan en los extremos cada elemento que conforma el edificio (Vigas y Columnas). FIGURA N° 14 Discretización del comportamiento inelástico mediante rótulas



Fuente: Allauca, 2006

#### Análisis Estático

Mediante el análisis estático se determinara la respuesta de la estructura aplicando cargas estáticas, como son la carga muerta y viva del edificio. Asimismo, este se subdivide en dos procedimientos como son  
Análisis estático lineal

Estudia la estructura suponiendo un comportamiento lineal en los elementos estructurales como el material. El edificio es analizado mediante la aplicación de la ley de Hooke.

#### Análisis estático No lineal

Presenta un estudio más cercano a la realidad, ya que considera el comportamiento de los materiales y los elementos en la zona No lineal – Inelástica.

#### Análisis Dinámico

Mediante el análisis dinámico se determina la respuesta de la estructura aplicando cargas dinámicas, como son los sismos, vientos, etc. El análisis dinámico presenta dos procedimientos que son:

##### Análisis dinámico lineal

Se realiza el análisis por medio de un espectro de aceleración o un análisis tiempo-historia. Este análisis determina la aceleración del suelo en la base por medio de los factores de diseño sismorresistente.

##### Análisis dinámico No lineal

El modelamiento sísmico se desarrolla con acelerogramas reales y se obtiene resultados más reales que los demás análisis.

##### Análisis sísmico basado en desempeño

El presente método consiste en determinar el nivel o el límite de daño que tiende a adquirir el edificio, de acuerdo al uso e importancia de la edificación, se estimara el daño provocado por un evento sísmico (Alcántara y Nalvarte, 2016, p.38).

El desempeño de una estructura se cuantifica por el daño que alcanza un edificio a consecuencia de un movimiento sísmico, así también el impacto que conlleva en la funcionalidad después del acontecimiento.

#### A. Objetivos de diseño

Un objetivo de desempeño del edificio, está definido por el comportamiento que tiene la estructura frente a cargas horizontales de sismo (Vergara y Zevallos, 2014, p.14).

El objetivo de diseño se establecerá de acuerdo al nivel de desempeño deseado de la edificación, frente a cargas sísmicas de diseño.

El SEAOC (Asociación de Ingenieros Estructurales de California) conformado por el comité visión 2000 y ATC-40 establecieron objetivos de diseño de acuerdo a los niveles sísmicos y al periodo de retorno. Como se muestra en las siguientes tablas respectivamente:

TABLA N° 2 Objetivos de Diseño presentado por SEAOC

Nivel sísmico de diseño	Nivel de desempeño sísmico			
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre-colapso
Frecuente (43 años)	1			
Ocasional (72 años)	2	1		
Raro (475 años)	3	2	1	
Muy raro (970 años)		3	2	1

Leyenda

	Desempeño Inaceptable
1	Estructuras Básicas
2	Estructuras Esenciales
3	Estructuras de seguridad crítica

Fuente: Structural Engineers Association of California, 1995.

TABLA N° 3 Objetivos de Diseño presentado por ATC-40

SISMO DE DISEÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA			
	OPERACIONAL	OCUPACIÓN INMEDIATA	SEGURIDAD	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
SERVICIO	✓	NA	NA	NA
DISEÑO	✓	✓	✓	NA
MÁXIMO		✓	✓	✓

Fuente: Applied Technology Council, 1996.

TABLA N° 4 Estados de daño y desempeño

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Características
Despreciable	Operacional	Se espera que la estructura No presentan daños tanto estructurales como no estructurales. Asimismo los sistemas de la edificación siguen prestando sus servicios.
Ligero	Funcional	Los elementos estructurales muestran agrietamientos, asimismo presentan daños ligeros en los contenidos y la parte arquitectónico.
Moderado	Seguridad de Vida	Presentan pérdidas de resistencia y rigidez de la edificación. El edificio puede llegar a tener un cierre temporal.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en los elementos del edificio así como en la parte arquitectónica. La edificación puede llegar a ser demolido.
Completo	Colapso	Colapso estructural

Fuente: Estructural Engineers Association of California, 1995.

**Tabla 2.2 Niveles Tabla 2-de desempeño, Visión 2000 (1995).**

**NIVELES DE DESEMPEÑO PROPUESTOS POR EL COMITÉ VISIÓN 2000**



Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad de vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Cerca al Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Perdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

**1.1.1.3. Niveles de sismo de diseño**

Con propósitos de diseño el peligro sísmico debe ser definido en niveles de Sismo de Diseño, los cuales son expresados en función de intervalos de recurrencia o de la probabilidad de excedencia (fig. 19). El comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) define 4 niveles de sismo de diseño según se muestran en la (tabla 3).

**Tabla 3. Niveles de Sismo de Diseño, Visión 2000 (1995).**

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

**1.1.1.4. Niveles de Comportamiento Estructural:**

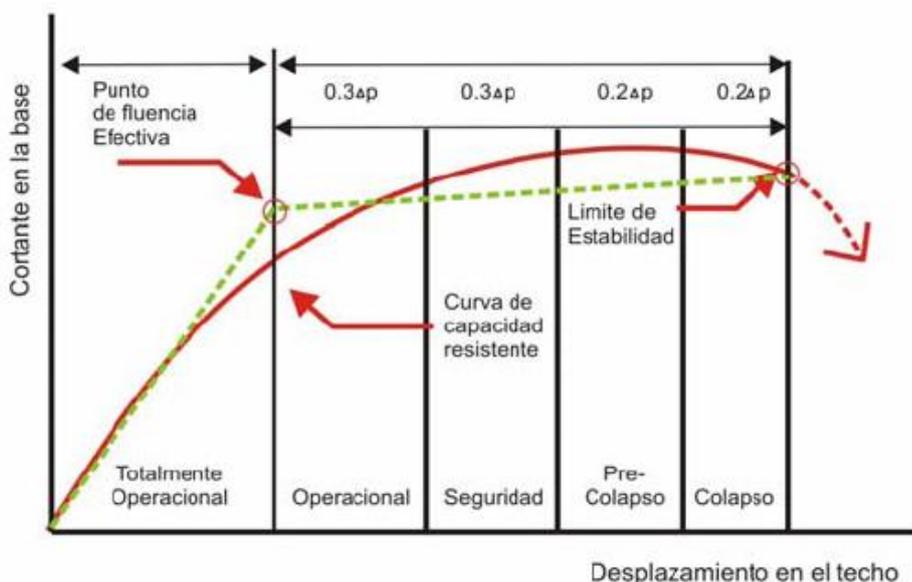
Se consideran cinco niveles de desempeño estructural (SP1 a SP5) que corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura y

de los diagramas fuerza-deformación de sus elementos. Para sectorizar la curva de capacidad y los diagramas fuerza-deformación de los elementos se debe definir primero el Desplazamiento de Fluencia Efectiva ( $\Delta_{FE}$ ) y la Capacidad de Desplazamiento Inelástico ( $\Delta_p$ ).

El Desplazamiento de Fluencia Efectiva ( $\Delta_{FE}$ ) corresponde al instante en el cual se han producido como máximo el 50% de las incursiones inelásticas que forman el mecanismo de falla, sin que la deformación en cualquier sección exceda el 150% de su deformación de fluencia.

La capacidad del Desplazamiento Inelástico ( $\Delta_p$ ) corresponde al desplazamiento lateral de la estructura, desde el punto de fluencia efectiva hasta el colapso.

El tramo inelástico de la curva de capacidad se divide en cuatro sectores definidos por fracciones del ( $\Delta_p$ ) a las cuales se asocia un nivel de desempeño, tal como se muestra en la (fig.20).



**Figura 20. Sectorización de la Curva de Capacidad**

#### 1.1.1.5. Importancia de la edificación

De acuerdo a la importancia de las edificaciones durante y después de un sismo, el Comité VISIÓN 2000 las clasifica en tres grandes grupos:

Edificaciones Esenciales: deben de operar luego de un sismo como hospitales, estaciones de bomberos, policía, etc.

Edificaciones Críticas: contienen materiales peligrosos que pueden ser dañinos a la comunidad.

Edificaciones Básicas: no están incluidas en los grupos anteriores.

### 1.1.1.6. Matriz de desempeño

Los objetivos del desempeño sismorresistente se definen por la combinación entre los niveles de desempeño deseados y los niveles de amenaza sísmica esperada de acuerdo a la importancia de la edificación. (SEAOC, 1995).

Estos objetivos se representan en una tabla de doble entrada denominada Matriz de Desempeño, donde las filas son la demanda sísmica y las columnas son el desempeño deseado. La siguiente tabla muestra la matriz propuesta por el Comité VISIÓN 2000 para definir los objetivos de desempeño. (fig. 21).

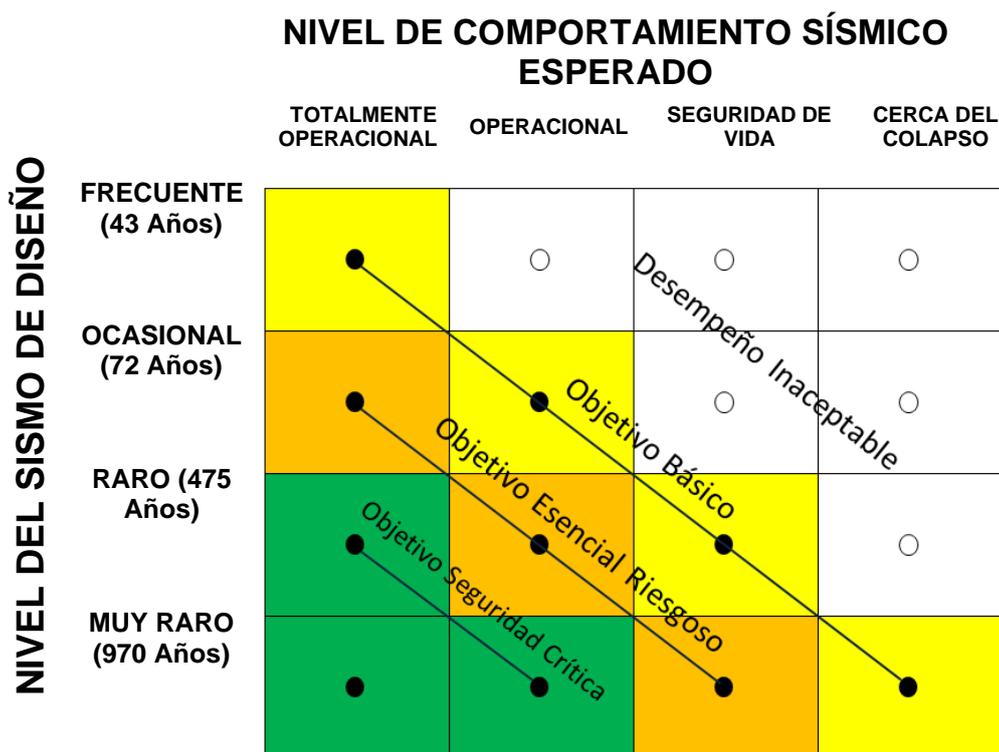


Figura 21. Objetivos de desempeño, Visión 2000 (1995).

### 1.1.1.7. Capacidad estructural

Para Intor y Martos (2017, p.30), El edificio está en función de su resistencia y deformación última de los elementos estructurales que lo conforman. El método, análisis no lineal permite analizar el elemento más allá del límite elástico.

El análisis estático no-lineal consiste en aplicar cargas laterales incrementales monolíticamente en una sola dirección a una estructura ya diseñada en la cual se conoce el armado de sus elementos hasta llevar a la estructura al colapso o alcance una condición de estado límite. Por medio de este análisis se logra un diagrama conocido como curva de capacidad, la cual está en función de la fuerza cortante en la base, que produce desplazamientos laterales en el punto más elevado del edificio (Del Re, 2006, p.29).

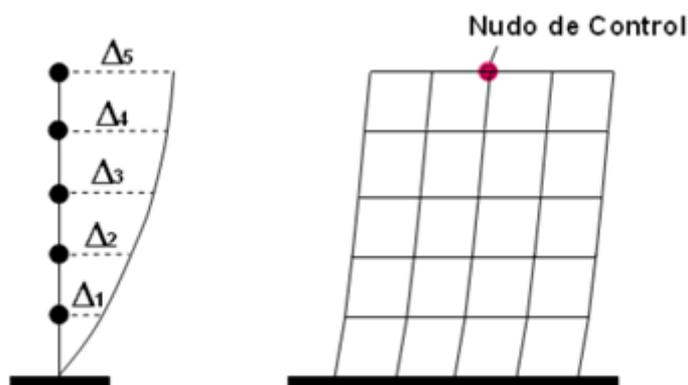
El análisis no lineal considera la situación más cercana a la realidad tomando en cuenta el comportamiento más real que pueden tener los materiales y los elementos estructurales.

#### 1.1.1.7.1. Curva de Capacidad

Mediante el análisis "Pushover" se va a crear la curva de capacidad, que está representada por el movimiento lateral de la estructura de acuerdo a una fuerza aplicada.

La fuerza de corte en la base y el desplazamiento lateral en el techo de la edificación, generan la curva de capacidad del edificio (Navarro y Fernández, 2006, p.30).

Figura 26. Idealización del ensayo de desplazamientos incrementales



Fuente: Fajardo, 2012

La curva de capacidad representa el desplazamiento al aplicarle fuerzas iniciales en cada piso ( $F_i$ ), llegando como producto de fuerzas a la cortante basal ( $V$ ) la cual se describe en la ecuación (1).

$$V = \frac{Z \times U \times C \times S}{R} \times g$$

Donde:

$V$ = Cortante basal.

$Z$ = Factor de Zona.

$U$ = Factor de Uso.

$C$ = Factor de Amplificación Sísmica.

$S$ = Factor de Suelo.

$R$ = Coeficiente de reducción Sísmica.

Se tendrá en cuenta que el método de Pushover, considera sistema de cargas constante; la cual en la realidad esta varía en función de la intensidad del sismo.

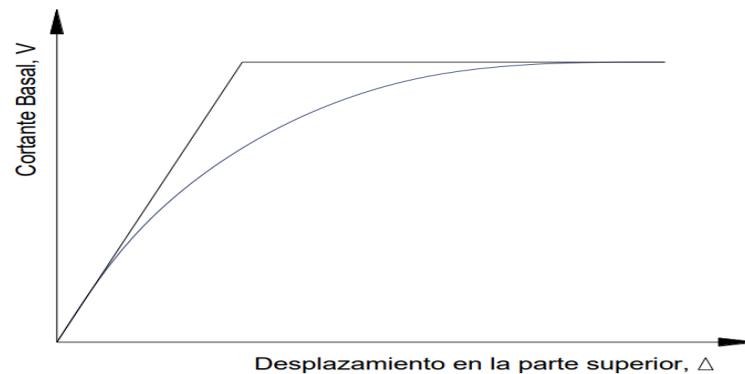
#### a) Representación Bilineal de la Curva de Capacidad

La aparición de la primera rotula plástica en la curva de capacidad se conoce como el inicio del comportamiento inelástico de la estructura. La cual no produce un cambio significativo en la rigidez y resistencia lateral de la estructura; la cual se traduce en un cambio insignificante de la pendiente en la curva de capacidad.

Es por ello que se determinara el punto de fluencia en la curva de capacidad representando un cambio importante en el comportamiento del edificio.

Existen diversos criterios para la determinación del punto de fluencia de la estructura. En la presente investigación se utilizara el criterio basado en las rigideces tangenciales. La cual consiste en trazar dos lineal tangenciales tanto para la parte elástico como la parte plástico. Como se muestra en la siguiente figura.

Figura 26. Criterio de las rigideces tangenciales



Fuente: Merino, 2013

#### 1.1.1.7.2. Espectro de Capacidad

La curva de capacidad puede ser expresada en función a la aceleración de la estructura vs el desplazamiento lateral; transformando las coordenadas ( $D_t$ ,  $V$ ) de la curva de capacidad en ( $S_d$ ,  $S_a$ ), obteniendo así el espectro de capacidad (Navarro y Fernández, 2006, p.31).

La transformación de las coordenadas de la curva de capacidad se expresa de la siguiente manera:

$$SD = \frac{\Delta_{tope}}{PF_1}$$

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

Donde:

$\Delta_{tope}$  = Desplazamiento de la curva de capacidad

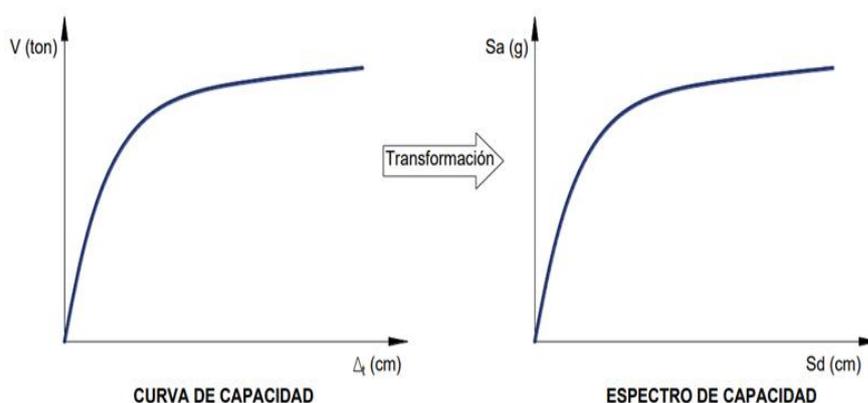
$PF_1$  = Factor de reducción de fuerza

$V$  = Fuerza cortante de la curva de capacidad

$W$  = Peso total del edificio

$\alpha_1$  = Coeficiente de aceleración

FIGURA N° 15 Espectro de capacidad



Fuente: Intor y Martos, 2017

#### 1.1.1.7.3. Espectro de Demanda del Sismo

Es el carácter de la fuerza sísmica, basada en el espectro de diseño sísmico con 5% de amortiguamiento, la cual está limitado para amortiguamientos efectivos elevados (Marte, 2014, p.32).

Para Chunque (2013, p.24), El espectro de demanda del sismo están en función del desplazamiento espectral ( $S_d$ ) y de la aceleración espectral ( $S_a$ ). Para nuestro caso se seguirá los lineamientos de la NTP. E-0.30.obteniendo la Pseudo aceleración, tomando en cuenta la zonificación, uso, tipo de suelo, etc. Aplicando el 5% de amortiguamiento.

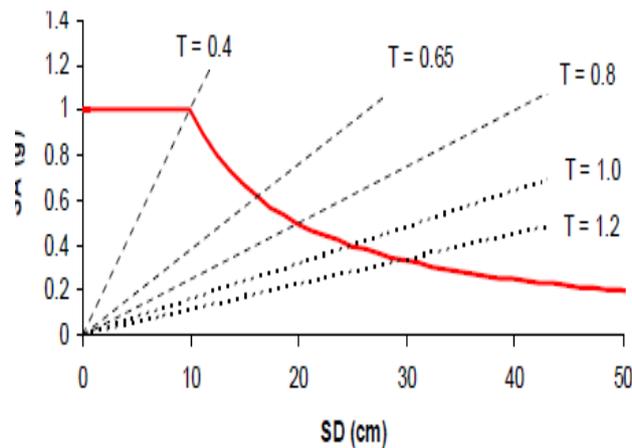
Para expresar la Pseudo aceleración en función del desplazamiento y aceleración espectral, se realizara la conversión por la siguiente formula:

$$SD_i = \left(\frac{T_i}{4\pi^2}\right) Sa_i \times g$$

Donde:

$T_i$ = Periodo en segundos.

**FIGURA N° 16 Espectro de Demanda de la Norma Peruana**



Fuente: Allauca, 2006

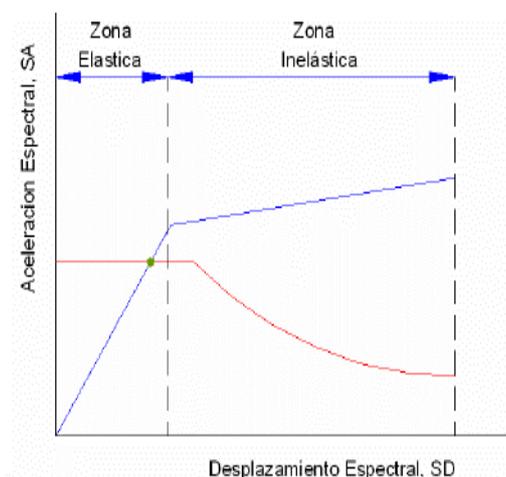
#### 1.1.1.7.4. Punto de Desempeño

La aceleración y los desplazamientos del edificio permiten calcular la respuesta máxima de las estructuras ante una sollicitación sísmica, modeladas en el espectro de capacidad. Es por ello que la respuesta estructural máxima pertenece a un espacio del espectro de capacidad llamado “punto de desempeño” (SDd, SAd), el cual constituye la respuesta estructural (Intor y Martos, 2017, p.50).

##### a) Respuesta Elástica

La coordenada del punto se determinara del espectro de demanda, que tiene un porcentaje de amortiguamiento en el límite elástico, asimismo el espectro de capacidad que utiliza los desplazamiento y aceleraciones tanto en el régimen elástico como inelástico (Intor y Martos, 2017, p.51).

**Figura 31. Intersección de espectros en la zona elástica**



Fuente: Allauca, 2006.

#### b) Respuesta Inelástica

Cuando los elementos estructurales presenten una conducta inelástica, se deberá modificar el espectro de demanda para analizar en el régimen inelástico, con la finalidad de determinar el punto de desempeño (Borda y Pastor, 2007, p.15).

Para determinar el punto de desempeño se deberá de reducir en función del nivel de incursión inelástica el espectro de demanda con del espectro de capacidad (Borda y Pastor, 2007, p.16).

La reducción del espectro de capacidad se desarrollara de acuerdo a la variación de la ductilidad del edificio, la cual nos permite realizar el análisis en el área inelástico:

Para  $1.0 < \mu < 4.0$

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

Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

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

Para  $\mu \geq 6.5$

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

Por otro lado, el periodo efectivo se va a desarrollar de la siguiente manera en función de la ductilidad con la siguiente expresión:

Para  $1.0 < \mu < 4.0$

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

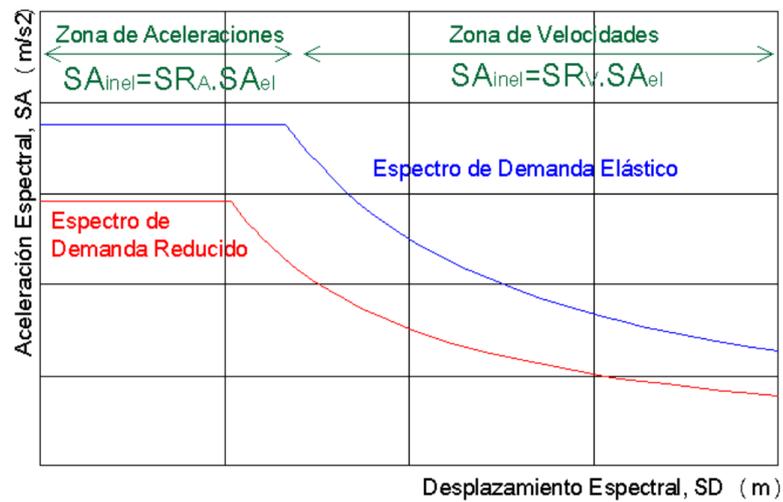
Para  $4.0 \leq \mu \leq 6.5$

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

Para  $\mu \geq 6.5$

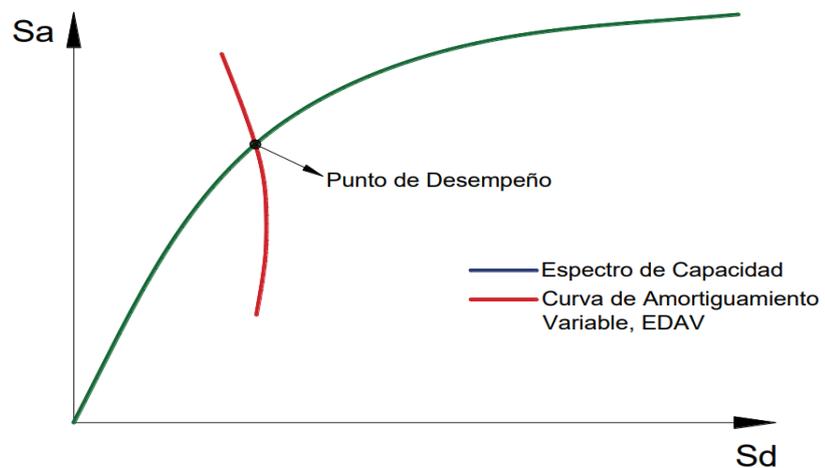
$$T_{eff} = \left\{ K \left[ \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L (\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_o$$

FIGURA N° 17 Espectro de Demanda Reducido



Fuente: Allauca, 2006

FIGURA N° 18 Punto de desempeño inelástico

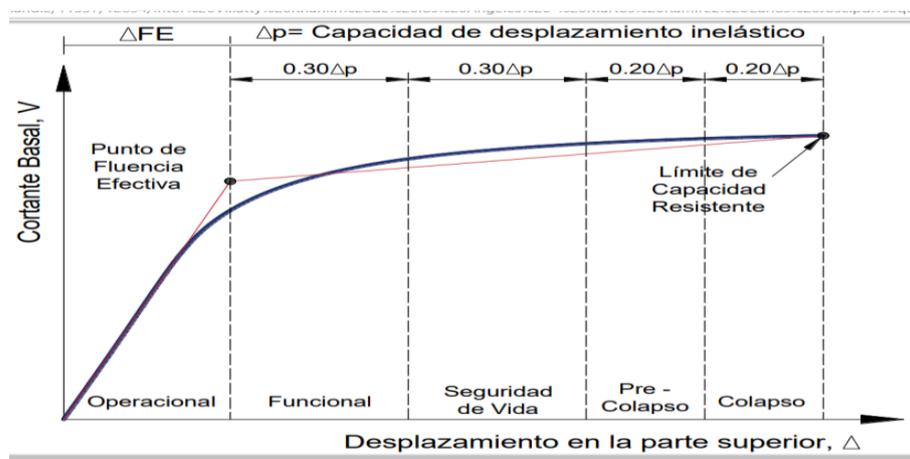


Fuente: Fernández, 2006.

#### 1.1.1.7.5. Comportamiento Estructural

Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura y de los diagramas fuerza-deformación de sus elementos. Para sectorizar la curva de capacidad y los diagramas fuerza-deformación de los elementos se debe definir primero el desplazamiento de fluencia efectiva ( $\Delta_{FE}$ ) y la capacidad de desplazamiento inelástico ( $\Delta_p$ ) (Intor y Martos, 2017, p.60).

FIGURA N° 19 Zonas de la Curva de Capacidad



Fuente: Structural Engineers Association of California, 1995.

La siguiente tabla muestra los comportamientos estructurales de acuerdo al desplazamiento en la parte superior de la edificación.

TABLA N° 5 Comportamiento estructural

NIVEL DE DESEMPEÑO	LÍMITE DE DESPLAZAMINETO
OPERACIONAL	$\Delta_{FE}$
FUNCIONAL	$\Delta_{FE} + 0.3\Delta_p$
SEGURIDAD DE VIDA	$\Delta_{FE} + 0.6\Delta_p$
PRE-COLAPSO	$\Delta_{FE} + 0.8\Delta_p$
COLAPSO	$\Delta_{FE} + 1.0\Delta_p$

Fuente: Structural Engineers Association of California, 1995.

### **1.1.2.3. Sistema Constructivo EMMEDUE.**

#### **1.1.2.3.1. Descripción del Sistema Emmedue.**

Según Candiracci, Lacayo y Maltez (2014), Este innovador sistema constructivo está basado en un conjunto de paneles estructurales de poliestireno expandido ondulado, con una armadura básica adosada en sus caras, constituida por mallas de acero galvanizado de alta resistencia, vinculadas entre sí por conectores de acero electrosoldados. Estos paneles colocados en obra según la disposición arquitectónica de muros, tabiques y losas son completados “in situ”, mediante la aplicación de concreto, a través de dispositivos de impulsión neumática. De esta manera, los paneles conforman los elementos estructurales de cerramiento vertical y horizontal de una edificación, con una capacidad portante que responde a las solicitaciones de su correspondiente cálculo estructural. (p.7).

#### **1.1.2.3.2. Composición del Panel Emmedue.**

Este compuesto por: núcleo central, acero de refuerzo y mortero.

##### **1.1.2.3.2.1. Núcleo central.**

El material que conforma el panel núcleo central es el poliestireno o de forma abreviada E.P.S, en cual es un material, no tóxico, auto extingible, químicamente inerte, densidad  $15 \text{ kg/cm}^3$  y morfología variable según modelo. Una de sus ventajas es que evita el paso del agua y la humedad creando además una barrera térmica que evita la condensación en muros. Los espesores de los núcleos varían desde 40 mm hasta 400 mm. (Manual técnico sistema M2, 2014, p.7)

#### **1.1.2.3.2.2. Acero de refuerzo.**

La malla electrosoldada compuesta por alambres lisos de acero galvanizado, colocada en ambas caras del alma de poliestireno, unidas entre sí por conectores del mismo material con similares características, que proporcionan ductilidad y resistencia adicional a la dada por el mortero. (Manual técnico sistema M2, 2014, p.7)

#### **1.1.2.3.2.3. Mortero.**

Mezcla de cemento, arena y agua colocada recubriendo el poliestireno expandido y las mallas de acero de refuerzo, con una resistencia mínima a la compresión a los 28 días de edad de la mezcla debe ser de  $f'c=140 \text{ kg/cm}^2$ , brindando rigidez y resistencia al panel, con espesores de cada cara de 2.5 cm y 3 cm, dependiendo de la resistencia especificada por el calculista estructural, normalmente se trabaja con espesores de 2.5 cm para elementos divisorios o de tabiquería, y de 3 cm cuando el panel constituye el elemento estructural principal. (Manual técnico sistema M2, 2014, p.7)

#### **1.1.2.3.3. Ventajas del sistema Emmedue.**

- Alto rendimiento térmico y acústico.
- Fácil manejo, transporte y rápido de instalar.
- Elevada resistencia estructural y resistencia a los ciclones y a los sismos.
- No requiere mano de obra especializada.
- Gran durabilidad.
- Ahorro en cimientos y partes estructurales, por ser más liviana la obra terminada.
- Utilización integral de un mismo sistema constructivo.

- Apto para ser utilizado con los sistemas tradicionales.
- Elevada resistencia al fuego
- Fácil y rápido montaje de instalaciones eléctricas, sanitarias, etcétera.
- Paneles dimensionados en su longitud y espesor según sea pedido.
- Los paneles se empalman de manera monolítica.

(Manual técnico sistema M2, 2014, p.15)

#### 1.1.2.3.4. Tipos de Paneles, Refuerzos y Usos.

El sistema Emmedue dispone de una gama de elementos de construcción: paredes portantes, coberturas, escaleras, divisorios. De esta manera, los edificios se constituyen totalmente con este único sistema de construcción. A continuación, se describen los diferentes componentes, características y tipología de los paneles. (Manual técnico sistema M2, 2014, p.8).

##### 1.1.2.3.4.1. Panel Simple para muro estructural (PSME).

El panel para muro estructural se utiliza en construcciones de 4-6 pisos como máximo, incluso en zonas sísmicas, además en entrepisos y en losas de cubierta con luces hasta 5 m. En estos casos, debe considerarse la incorporación de acero de refuerzo adicional, según los cálculos efectuados. Además, considerar un espesor mayor de concreto estructural en la cara superior (4 a 6 cm). (Manual técnico sistema M2, 2014, p.8). La figura 1 muestra la sección típica del panel simple y la Tabla 1 muestra las características típicas del panel.

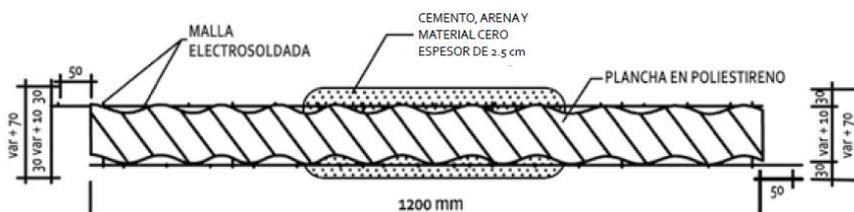


Figura 1: Sección típica panel simple para muro estructural.

Fuente: Manual técnico sistema constructivo Emmedue, 2014, p.8".

Tabla 1: Características técnicas del panel PSM

Malla de acero galvanizado	
Acero longitudinal	Ø 2.4 mm cada 80 mm
Acero transversal	Ø 2.4 mm cada 80 mm
Acero de conexión	Ø 3 mm (60 unidades por m <sup>2</sup> )
Tensión característica de fluencia	Fy>6120 kgf/cm <sup>2</sup>
Tensión característica de rotura	Fu>6935 kgf/cm <sup>2</sup>
Características del EPS	
Densidad de la plancha de poliestireno	13 kgf/m <sup>3</sup>
Espesor de la plancha de poliestireno	Variable (de 40 a 400 mm)
Espesor de la pared terminada	Variable (espesor poliestireno + 70 mm)

Fuente: Manual técnico sistema constructivo Emmedue, 2014, p.9

#### 1.1.2.3.4.2. Panel Doble (PDM).

Se utiliza en la construcción de edificios. Comparado con el panel simple para muro estructural, el panel doble tiene una particularidad muy útil, es la posibilidad de incluir concreto estructural para formar una celda altamente reforzada capaz de brindar resistencia para solicitaciones de cargas elevadas. (Manual técnico sistema M2, 2014, p.10). La tabla 2 muestra las características típicas del panel doble.

Tabla 2: Características técnicas del panel doble para muro estructural

Malla de acero galvanizado	
Acero longitudinal	Ø 2.4 mm cada 80 mm
Acero transversal	Ø 2.4 mm cada 80 mm
Acero de conexión	Ø 3 mm (60 unidades por m <sup>2</sup> )
Tensión característica de fluencia	Fy>6120 kgf/cm <sup>2</sup>
Tensión característica de rotura	Fu>6935 kgf/cm <sup>2</sup>
Características del EPS	
Densidad de la plancha de poliestireno	13 kgf/m <sup>3</sup>
Coefficiente de aislamiento térmico para PL3	Kt<0.376 W/ m <sup>2</sup> K(0.281 para conectores en acero inoxidable)
Espesor de la pared terminada	I>38Db en 500Hz

Fuente: Manual técnico sistema constructivo Emmedue, 2014, p.10

#### 1.1.2.3.4.3. Mallas de refuerzo.

La malla de refuerzo es realizada con acero galvanizado y trefilado, con un diámetro de 2.4 mm, utilizándose para reforzar vanos y encuentros en ángulo

entre paneles, dando continuidad a la malla estructural. Se fijan al panel con amarres realizados con alambres de acero o grapas. (Manual técnico sistema M2, 2014, p.13).

#### 1.1.2.3.4.3.1. Mallas angulares MRA.

Refuerza las uniones en las esquinas. Cantidad necesaria: 2 unidades por esquina (interna y externa). (Manual técnico sistema M2, 2014, p.13). La figura 4 y la tabla 6 muestran las características de las mallas angulares.

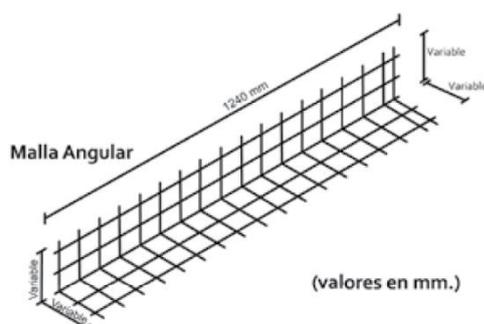


Figura 2: Malla angular MRA.

Fuente: Manual técnico sistema constructivo Emmedue, 2014, p. 13

Tabla 3: Características técnicas de mallas angulares.

LISTADO DE MALLAS ANGULARES			
Tipo	Dimensiones (mm)	Separación acero (mm)	Diámetro acero (mm)
MRA (1)	150x150x1240	80 mm x 80 mm	2.40
MRA (2)	200x200x1240	80 mm x 80 mm	2.40
MRA (3)	250x250x1240	80 mm x 80 mm	2.40

Fuente: Manual técnico sistema constructivo Emmedue, 2014, p.13

#### 1.1.2.3.4.3.2. Mallas planas MRP.

Refuerza (a 45°) los vértices de vanos. Reconstituye mallas cortadas. Eventuales empalmes entre paneles. Cantidad necesaria: 2 unidades por puerta, y por ventanas, 4 unidades. (Manual técnico sistema M2, 2014, p.13). La figura 5 y la tabla 7 muestran las características de las mallas angulares.

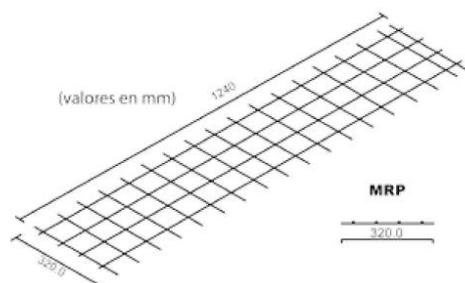


Figura 3: Malla plana MRP.

Fuente: Manual técnico sistema constructivo Emmedue, 2014, p.13

Tabla 4: Características técnicas de mallas planas.

LISTADO DE MALLAS PLANAS			
Tipo	Dimensiones (mm)	Separación acero (mm)	Diámetro acero (mm)
MRA (1)	240 x 1240	80 mm x 80 mm	2.40
MRA (2)	320 x 1240	80 mm x 80 mm	2.40

Fuente: Manual técnico sistema constructivo Emmedue, 2014, p.14

### 1.1.2.3.4.3.3. Mallas U MRU-P.

Reconstituye la continuidad de los paneles al costado de las puertas y ventanas. También se utiliza en todo borde libre que necesite reforzamiento. (Manual técnico sistema M2, 2014, p.13). La figura 6 y la tabla 8 muestran las características de las mallas tipo u.

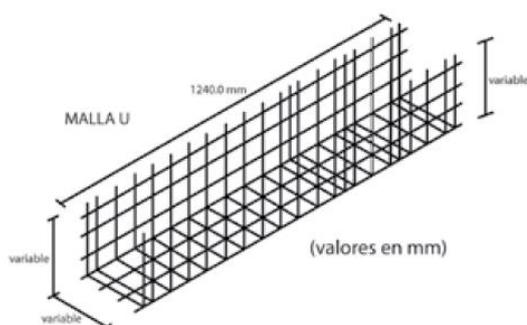


Figura 4: Malla U MRU-P.

Fuente: Manual técnico sistema constructivo Emmedue, 2014, p.14

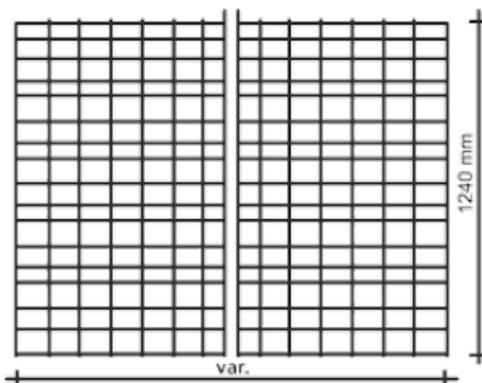
Tabla 5: Características técnicas de mallas tipo U.

LISTADO DE MALLAS TIPO “U”			
Tipo	Dimensiones (mm)	Separación acero (mm)	Diámetro acero (mm)
MRU-P40	175x50x175x1240	80 mm x 80 mm	2.40
MRU-P60	165x70x165x1240	80 mm x 80 mm	2.40
MRU-P80	155x90x155x1240	80 mm x 80 mm	2.40
MRU-P100	185x110x185x1240	80 mm x 80 mm	2.40

*Fuente: Manual técnico sistema constructivo Emmedue, 2014, p.14*

#### 1.1.2.3.4.3.4. Mallas enteras de refuerzo RZ.

Reconstituye malla de paneles curvados, se coloca además en la parte superior de losas, o paredes, si es que requirieran de una mayor resistencia. (Manual técnico sistema M2, 2014, p.13). La figura 7 muestra la malla RZ.



*Figura 5: Malla entera.*

*Fuente: Manual técnico sistema constructivo Emmedue, 2014, p.14*

#### 1.1.2.3.5. Hipótesis general de comportamiento de los paneles EMMEDUE.

El cálculo de la resistencia de un elemento o de una sección transversal mediante el “Método de diseño por resistencia” exige que se satisfagan dos condiciones básicas: equilibrio estático y compatibilidad de las deformaciones. La primera condición exige que las fuerzas de compresión y tracción que actúan en la sección transversal para la resistencia última estén en equilibrio, mientras que la segunda condición exige que también se satisfaga la compatibilidad entre las deformaciones del concreto y de la armadura bajo condiciones últimas dentro de las hipótesis de diseño. Desde el punto de vista

racional y práctico, la determinación de las resistencias nominales en elementos estructurales con paneles EMMEDUE, pueden basarse en las hipótesis generales establecidas para secciones de concreto reforzado. Un aspecto importante para considerar es que el aporte de la plancha de poliestireno a la resistencia de las secciones es despreciable. Brevemente esto se puede demostrar al comparar los módulos de elasticidad del poliestireno versus los del concreto y acero.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S,2013, p.27).

#### **1.1.2.3.5.1. Hipótesis de diseño 1.**

Las deformaciones específicas en la armadura y en el concreto se deben suponer directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro.

En otras palabras, se asume que las secciones planas normales al eje de flexión permanecen planas luego de la flexión. Esto se logra mediante la vinculación interna de los conectores transversales entre los elementos componentes del panel EMMEDUE, las mallas de refuerzo y el concreto.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S,2013, p.27).

#### **1.1.2.3.5.2. Hipótesis de diseño 2.**

La máxima deformación utilizable en la fibra comprimida extrema del concreto se asumirá igual a  $\epsilon = 0.003$ .

En la figura 28 se ilustra la adaptación de las hipótesis de diseño número 1 y 2 a elementos estructurales de paneles EMMEDUE.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S,2013, p.27).

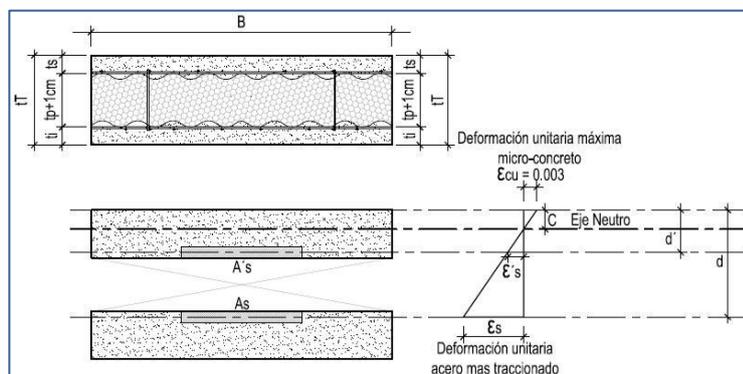


Figura 6: Variación de la deformación específica en una sección rectangular de paneles con tecnología EMMEDUE

Fuente: Ayudas de diseño para sistema portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S, 2013, P.28.

### 1.1.2.3.5.3. Hipótesis de diseño 3.

El esfuerzo en la armadura "fs" por debajo del esfuerzo de fluencia "fy", se tomará como "Es" (módulo de elasticidad del acero) por la deformación específica del acero "εs". Para deformaciones específicas mayores que "fy/Es", el esfuerzo en la armadura se considerará independiente de la deformación e igual a "fy".

La fuerza desarrollada en la armadura de tracción o de compresión es función de la deformación específica en la armadura "εs", y se calcula mediante las ecuaciones:

Cuando  $\epsilon_s < \epsilon_y$  (deformación de fluencia):

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_s \rightarrow A_s \cdot f_s = A_s \cdot E_s \cdot \epsilon_s \quad (Ec. 1)$$

Cuando  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$  (deformación de fluencia):

$$f_s = E_s \cdot \epsilon_y = f_y \rightarrow A_s \cdot f_s = A_s \cdot f_y \quad (Ec. 2)$$

Donde:

- $f_s$ : Esfuerzo del acero.
- $f_y$  : Esfuerzo del acero en fluencia.
- $\epsilon_y$  : Deformación del acero.
- $A_s$ : Área del acero.
- $E_s$  : Módulo de elasticidad del acero.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S,2013, p.28).

#### **1.1.2.3.5.4. Hipótesis de diseño 4.**

En el diseño de los elementos de paneles EMMEDUE solicitados a flexión se deberá despreciar la resistencia a la tracción del concreto.

La resistencia a la tracción del concreto solicitado a flexión, conocida como módulo de rotura, es una propiedad más variable que la resistencia a la compresión, y su valor es de aproximadamente 8% a 12% de la resistencia a la compresión.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S,2013, p.28).

#### **1.1.2.3.5.5. Hipótesis de diseño 5.**

Se asumirá un esfuerzo en el concreto de:”  $0.85.f'c''$  uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente limitada por los bordes de la sección transversal y una recta paralela al eje neutro ubicada a una distancia :” $a = \beta_1 * c''$ , a partir de la fibra con máxima de formación específica de compresión. La distancia “c” entre la fibra con máxima deformación específica de compresión y el eje neutro se deberá medir en dirección perpendicular a

dicho eje. El factor " $\beta_1$ " se deberá tomar igual a 0,85 para resistencias " $f'_c$ " de hasta 4000 psi y se deberá disminuir de forma progresiva en 0,05 por cada 1000 psi de resistencia en exceso de 4000 psi, pero " $\beta_1$ " no se deberá tomar menor que 0,65.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S,2013, p.29).

### 1.1.2.3.6. Requisitos generales a cumplir los paneles aligerados.

Los sistemas de paneles aligerados deberán cumplir con lo siguiente:

#### 1.1.2.3.6.1. Mortero.

Los paneles utilizados como muros deberán poseer un espesor mínimo de mortero de 30 mm. En el caso de las losas, el mortero en el parte inferior mínimo será de 30 mm y la capa superior de concreto tendrá un espesor de al menos 50 mm. Estos espesores son medidos desde la altura media de las ondulaciones del poliestireno. (Criterios para el diseño de estructuras utilizando el sistema de paneles aligerados con núcleo de poliestireno,2015, p.6,7). La figura 29 y 30 ilustran el detalle de mortero en los muros y losas.

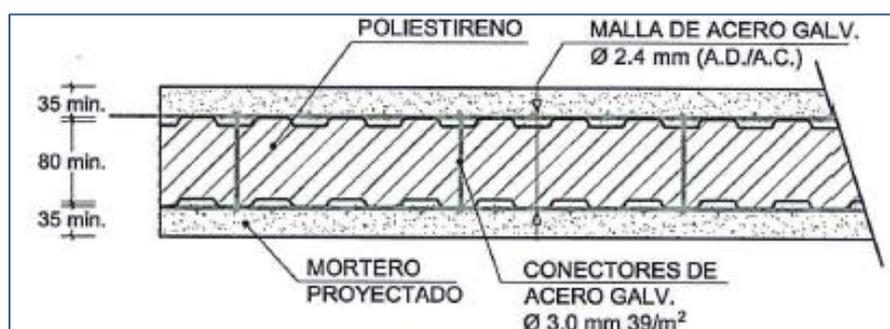


Figura 7: Detalle de mortero en muros (mm).

Fuente: Criterios para el diseño de estructuras utilizando el sistema de paneles aligerados con núcleo de poliestireno,2015, p.7

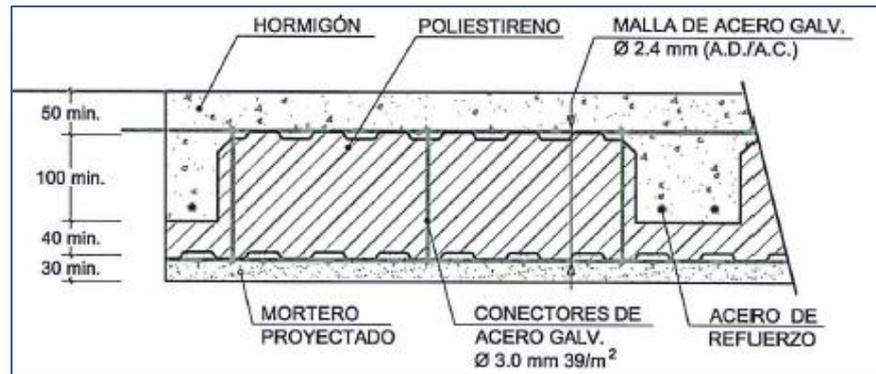


Figura 8: Detalle de mortero en losas (mm).

*Fuente: Criterios para el diseño de estructuras utilizando el sistema de paneles aligerados con núcleo de poliestireno, 2015, p.7*

#### 1.1.2.3.6.2. Refuerzo adicional.

Se permitirá incluir mallas de acero electrosoldadas barras de acero de refuerzo (280 ó 420 MPa), para reforzar los paneles de muros y aumentar su resistencia nominal de Flexocompresión en el plano. Para el caso de reforzamiento con barras de acero, el refuerzo adicional deberá ser colocado de modo tal que las mallas le sirvan de arriostamiento lateral, formando micro nervios de al menos 35 mm.

(Criterios para el diseño de estructuras utilizando el sistema de paneles aligerados con núcleo de poliestireno, 2015, p.7). La figura 31 ilustra la colocación de refuerzo adicional.

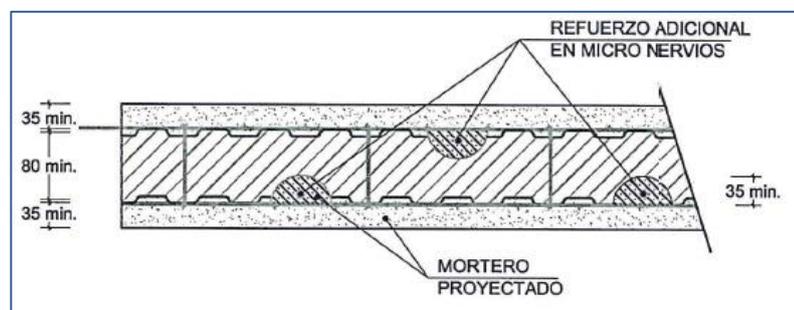


Figura 9: Colocación de refuerzo adicional (mm).

*Fuente: Criterios para el diseño de estructuras utilizando el sistema de paneles aligerados con núcleo de poliestireno, 2015, p.7*

### 1.1.2.3.6.3. Cuantía mínima.

El refuerzo mínimo longitudinal y transversal estará limitado a una cuantía mínima de 0.0017 en muro y 0.0014 en losas.

$$\rho_{muro} = \frac{A_s}{A_{ce}} \quad (Ec. 3)$$

$$\rho_{losa} = \frac{A_s (inf)}{bh_s} \quad (Ec. 4)$$

Donde:

- $A_s$ : Área del refuerzo
- $A_{ce}$  = Área efectiva del muro.  $A_{ce} = bh_m$ .
- $b$  = Ancho de la sección.
- $h_m$  = Espesor efectivo del mortero en el muro.
- $h_s$  = Espesor de concreto en losa.
- $A_s (inf)$  = Área total de acero en la malla inferior por un ancho unitario.

(Criterios para el diseño de estructuras utilizando el sistema de paneles aligerados con núcleo de poliestireno, 2015, p.7)

### 1.1.2.3.7. Propiedades mecánicas del sistema.

Para el análisis o diseño, se deberá utilizar las propiedades mecánicas específicas a continuación:

- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.25$
- Módulo de elástico:  $E=3,000$  MPa
- Esfuerzo de fluencia del acero, se debe usar un valor mínimo para las mallas de los paneles de  $f_y=560$  MPa.

- Resistencia a la compresión del mortero, a los 28 días debe estar en el rango de:  $1.4 \text{ MPa} \leq f'_m \leq 18 \text{ MPa}$ .
- Resistencia a la compresión del concreto, a los 28 días deberá ser como mínimo de 21 MPa.

(Criterios para el diseño de estructuras utilizando el sistema de paneles aligerados con núcleo de poliestireno, 2015, p.9,10).

#### **1.1.2.3.8. Propiedades del sistema para el análisis sísmico.**

Se deberá utilizar un coeficiente de reducción sísmica de  $R=2.5$  y una deriva inelástica máxima de 0.003

(Informe Técnico Evaluación experimental del sistema constructivo M2, 2009, p.63)

#### **1.1.2.3.9. Criterios de diseño para estructuras utilizando paneles aligerados.**

##### **1.1.2.3.9.1. Diseño por compresión axial céntrica.**

Según el informe técnico de evaluación del sistema constructivo con paneles aligerados M2, el diseño por compresión céntrica de resistencia nominal, se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$P_n = 0.85 f'_m e A_c + n A_s f_y \text{ (Ec. 5)}$$

Donde:

- $P_n$  : Carga nominal del panel.
- $n$  : Número total de alambres de refuerzo longitudinal en un ancho  $b$ .
- $A_c$  : Área de la sección transversal,  $A_c = b h_m$ .
- $b$  : Ancho de la sección.
- $h_m$  : Espesor efectivo del mortero.
- $A_s$  : Área de un alambre de refuerzo longitudinal.
- $f_y$  : Resistencia de fluencia del acero

(Informe técnico de evaluación del sistema constructivo con paneles aligerados, 2014, p.54)

### 1.1.2.3.9.2. Diseño por Flexocompresión en el plano del muro

Para evaluar la resistencia a flexocompresión en el plano del muro, es necesario realizar un análisis por deformaciones compatibles. Ante la inversión de tiempo, es posible reemplazar por el método que propone Portland Cement Association en su capítulo 6.

Este método alternativo consiste en una ecuación simplificada que involucra las variables de análisis: acero de las mallas de refuerzo (área, separación, esfuerzo de fluencia), la carga axial que debe ser soportada y la resistencia última a compresión del micro-concreto.

La resistencia a momento queda expresada a través de:

$$\phi M_n = \phi \left[ (0.5 \cdot A_{st} \cdot f_y \cdot l_w) \left( 1 + \frac{P_u}{A_{st} \cdot f_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{l_w} \right) \right] \quad (Ec. 6)$$

Dónde:

$A_{st} = A_v \cdot l_w / s$  área total del refuerzo vertical del muro

$l_w$  = longitud horizontal del muro

$s$  = espaciamiento del refuerzo vertical del muro

$P_u$  = carga axial compresiva factorada.

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1} \quad \beta_1 = 0.85 \text{ dado que } f'c < 4000 \text{ psi}$$

$$\omega = \left( \frac{A_{st}}{l_w \cdot h} \right) \left( \frac{f_y}{f'c} \right)$$

$$\alpha = \left( \frac{P_u}{l_w \cdot h \cdot f'c} \right)$$

$h = t_s + t_i$  espesor total del muro

$\phi=0.90$  resistencia inicialmente controlada por flexión con carga axial moderada.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S.,2013, p.39).

### 1.1.2.3.9.3. Diseño por flexión.

Se presenta el método general de cálculo para elementos estructurales de paneles EMMEDUE sometidos a flexión tipo viga o tipo losa. Esta flexión se genera en un plano perpendicular al plano del panel en estudio. Se expone el caso para losas conformadas con panel simple.

Se aplican las hipótesis planteadas en secciones anteriores, aplicando el principio de las deformaciones compatibles. La imagen siguiente muestra la aplicación de las disposiciones para el cálculo de las fuerzas de tensión y compresión que genera la resistencia a flexión del elemento. La figura 31 muestra el modelo teórico para el cálculo de esfuerzo a flexión en losas.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S.,2013, p.29).

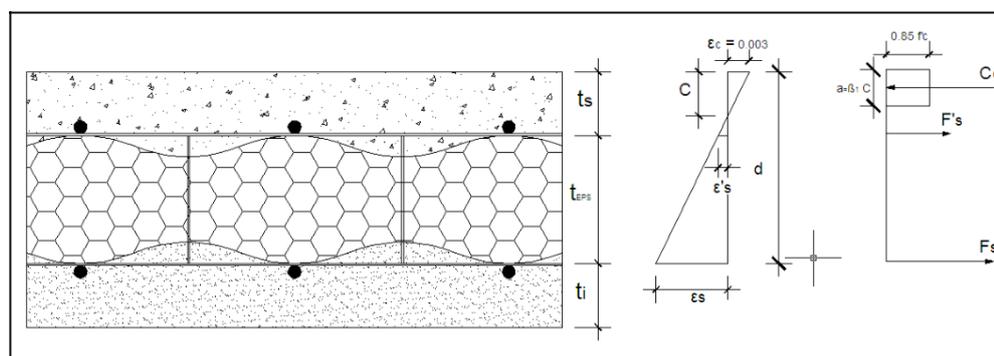


Figura 10: Modelo teórico para el cálculo de la resistencia a flexión de losas con paneles simples EMMEDUE.

Fuente: Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S.,2013, p.29.

**a) Cálculo de deformaciones unitarias.**

Se inicia considerando un valor arbitrario de “C” que representa la profundidad del eje neutro en la sección transversal. Por tanto, las deformaciones unitarias:

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu}(d - c)}{c} \quad (\text{Ec. 7})$$

$$\epsilon'_s = \frac{\epsilon_{cu}(ts - c)}{c} \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

$\epsilon_{cu} = 0.003$ , Deformación unitaria en la fibra extrema del concreto.

$\epsilon_s$  = Deformación unitaria del acero en la malla inferior.

$\epsilon'_s$  = Deformación unitaria del acero en la malla superior.

$d$  = Peralte de la sección evaluada.

$C$  = Profundidad del eje neutro.

$ts$  = Espesor de la capa superior de concreto.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S.,2013, p.30).

**b) Esfuerzos de diseño en las mallas de acero.**

Si las deformaciones unitarias calculadas son mayores a la deformación de fluencia entonces los esfuerzos en el acero de refuerzo de las mallas serán:

$$f_s = f_y, \text{ si } \epsilon_s \geq \epsilon_y \quad (\text{Ec. 9})$$

$$f'_s = f_y, \text{ si } \epsilon'_s \geq \epsilon_y \quad (\text{Ec. 10})$$

De lo contrario los esfuerzos en las mallas de acero se calcularán así:

$$f_s = \varepsilon_s * E_s \quad (Ec. 11)$$

$$f'_s = \varepsilon'_s * E_s \quad (Ec. 12)$$

Donde:

$f_s$  = Esfuerzo axial del acero en la malla inferior.

$f'_s$  = Esfuerzo axial del acero en la malla superior.

$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$ , Deformación unitaria del acero en las mallas.

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero en las mallas de los paneles.

$E_s$  = Módulo de elasticidad del acero en las mallas de los paneles.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S.,2013, p.30).

### c) Fuerzas de tracción y compresión.

Una vez calculados los esfuerzos en las mallas de acero, se determinan las fuerzas de tensión en el acero de refuerzo superior e inferior, con las expresiones siguientes:

$$T_s = A_s * f_s \quad (Ec. 13)$$

$$T'_s = A'_s * f'_s \quad (Ec. 14)$$

Donde:

$A_s$ : Área de acero en la malla inferior en un ancho unitario.

$A'_s$ : Área de acero en la malla superior en un ancho unitario.

$T_s$  : Fuerza de tensión del acero en la malla superior.

$T'_s$ : Fuerza de tensión del acero en la malla inferior.

La fuerza de compresión resultante se calcula con la siguiente expresión:

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * b \quad (Ec. 15)$$

Donde:

$a = \beta_1 * c$ , profundidad del bloque de esfuerzo a compresión

$\beta_1 = 0.85$ .

$b$ : ancho unitario

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S., 2013, p.31).

#### d) Equilibrio interno.

Las fuerzas resultantes de tensión y compresión deben estar en equilibrio, así que se debe cumplir que:

$$T_t = C_t \quad (Ec. 16)$$

Donde:

$$T_t = T_s + T'_s \quad (Ec. 17)$$

$$C_t = C_c \quad (Ec. 18)$$

El hecho que esto se cumpla, es decir, que se alcance el equilibrio, corresponde a que el valor supuesto de "C" es correcto.

Dado que es difícil encontrar el perfecto equilibrio, se considera que la máxima diferencia entre las magnitudes de las fuerzas resultantes de tensión y compresión ha de ser del 5%.

$$\Delta = \frac{T_t - C_t}{C_t} \leq 5\% \quad (\text{Ec. 19})$$

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S., 2013, p.31).

**e) Momento nominal.**

“Calculando el momento respecto al eje neutro en la sección transversal se obtiene la resistencia nominal a flexión”:

$$M_n = T_s * (d - c) + T'_s * (t_s - c) + C_c * \left( c - \left( \frac{a}{2} \right) \right). \quad (\text{Ec. 20})$$

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S., 2013, p.32).

**f) Resistencia última a flexión.**

Según el código ACI-318S-08, la resistencia nominal a flexión se debe multiplicar por un coeficiente que depende del valor de la deformación unitaria en el acero extremo a tracción.

$$\phi M_n = \phi \left\{ T_s * (d - c) + T'_s * (t_s - c) + C_c * \left[ c - \left( \frac{a}{2} \right) \right] \right\} \quad (\text{Ec. 21})$$

El valor de  $\phi$  se obtiene de la sección 9.3.2.2 del ACI-318S-08. La imagen siguiente muestra los valores a utilizar según la sección esté controlada por tensión o por compresión. La figura 32 muestra la variación de la deformación unitaria del acero.

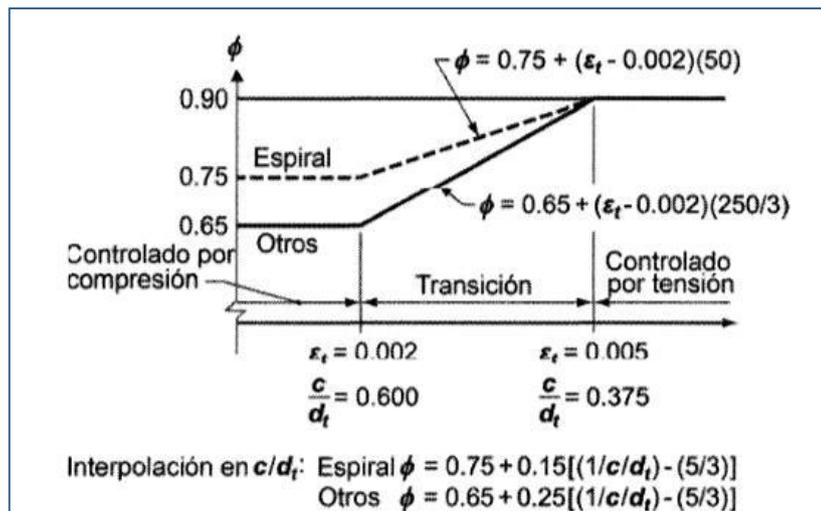


Figura 11: Variación de  $\phi$  con la deformación unitaria neta de tracción en el acero extremo en tracción  $\epsilon_t$  y  $c/d_t$  para refuerzo Grado 60 y para acero preesforzado.

Fuente: Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S., 2013, p.32.

Se utiliza la clasificación “otros” para determinar el valor de correspondiente a las secciones estructurales con paneles EMMEDUE.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S., 2013, p.32).

#### g) Condiciones para establecer profundidad del eje neutro.

Debido a que el módulo de elasticidad del poliestireno ( $E_{EPS}$ ) es mucho menor que los módulos de elasticidad del concreto ( $E_c$ ) y del acero ( $E_s$ ), la relación modular “n” respecto a cada uno de ellos es demasiado pequeña, por tanto, resulta poco práctico utilizar una sección transformada para el poliestireno. Así que para efectos de estimar la resistencia a flexión se desprecia la contribución de la plancha de poliestireno.

Lo anterior establece que “C” debe estar obligado a un valor menor o igual que el espesor superior del concreto. Si “C” es igual a este espesor, ocurre algo extraño: las fuerzas de tensión y compresión no logran equilibrarse, obteniendo

diferencias mayores al 5% establecido como máximo. Ante este comportamiento se establece que “C” debe ser siempre menor que el espesor superior.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S.,2013, p.33).

#### 1.1.2.3.9.4. Diseño por flexión en losas.

El comportamiento a flexión del panel, los esfuerzos de tracción son absorbidos por las cuantías de la armadura inferior del panel. Para los casos en estudio existe una contribución y un comportamiento en conjunto entre capas, la fibra neutra sube y se sitúa usualmente dentro de la capa de compresión de concreto, por lo que las compresiones son absorbidas completamente por el concreto.

El cálculo del momento resistente teórico en losas se basará en la teoría de flexión para elementos de concreto armado, despreciando el efecto del refuerzo superior.

(Sistema constructivo de paneles aligerados con poliestireno expandido y malla electrosoldada espacial,2005, p.243,244)

La figura 33 muestra el modelo teórico para resistencia a flexión en losas.

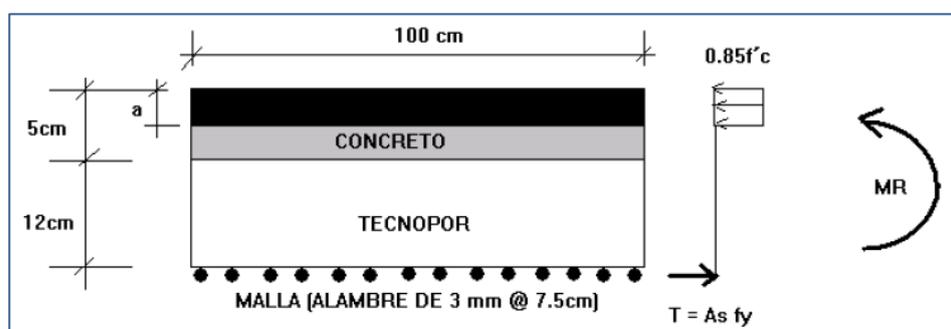


Figura 12: Modelo teórico para la resistencia a flexión.

Fuente: Informe Técnico Evaluación experimental del sistema constructivo M2,2009, p.29.

La resistencia en flexión de losas (por metro lineal) se calculará mediante las siguientes expresiones:

Cálculo de profundidad del bloque de compresión equivalente:

$$a = \frac{A_{s(\text{inf.})} f_y}{0.85 f'_c b} \quad (\text{Ec. 22})$$

Cálculo del momento nominal

$$M_n = A_{s(\text{inf.})} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec. 23})$$

Cálculo del momento último

$$\phi M_n = \phi A_{s(\text{inf.})} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde:

- $A_{s(\text{inf.})}$ : Área total de acero en la malla inferior por ancho unitario.
- $f_y$ : Esfuerzo de fluencia del alambre de refuerzo.
- $f'_c$ : Resistencia a la compresión del hormigón.
- $b$ : Ancho del panel.
- $d$ : altura efectiva del refuerzo a flexión en la sección de losa.
- $\phi$ : Factor de reducción de resistencia. Proponemos un valor de 0.85

(Criterios para el diseño de estructuras utilizando el sistema de paneles aligerados con núcleo de poliestireno, 2015, p.11)

### 1.1.2.3.9.5. Diseño por Corte.

#### 1.1.2.3.9.5.1. Corte en muros.

Ninguna de las referencias bibliográficas efectúa un análisis teórico para determinar la resistencia al corte en muros de paneles EMMEDUE. Se adaptan las disposiciones establecidas en el código ACI-318S-08 para el diseño de muros de cortante. La figura 35 ilustra la distribución propuesta del cortante en las varillas de acero horizontales de las mallas de refuerzo del panel Emmedue.

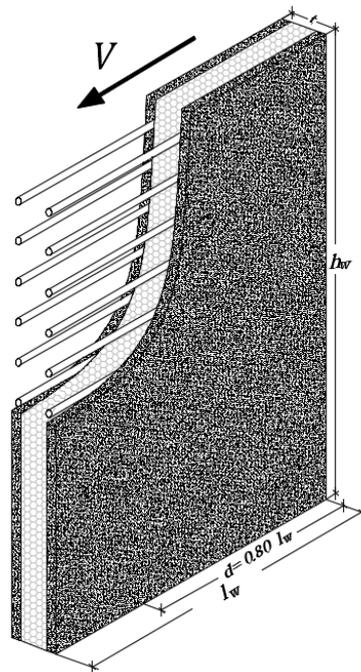


Figura 13: Esfuerzo cortante en paneles.

Fuente: Fuente propia

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} * t * d$ , Resistencia al corte del concreto.

$f'_c$ : Resistencia última a la compresión del micro concreto

$t$ : Espesor del muro

$d = 0.8 * l$ , Peralte de la sección del muro.

$$V_s = \frac{A_{vh} * f_y * d}{S_v} \quad (\text{Ec. 27})$$

$A_{vh}$ : Área de dos varillas horizontales de la malla de refuerzo.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero de las mallas.

$S_v$ : Distancia de separación vertical del acero horizontal.

$\phi = 0.75$ , Factor de reducción de resistencia al corte.

(Ayuda de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S., 2013, p.36).

### 1.1.2.3.10. Propiedades Geométricas.

#### 1.1.2.3.10.1. Muros Estructurales.

##### 1.1.2.3.10.1.1. Inercia Sección Transformada

Los momentos de inercia de la sección transversal alrededor de los ejes principales se determinan despreciando la contribución de la plancha de poliestireno y considerando el aporte de las mallas de acero a través de la relación modular acero vs. micro-concreto (mortero). Las imágenes siguientes muestran las secciones transversales antes y después de la consideración de transformación.

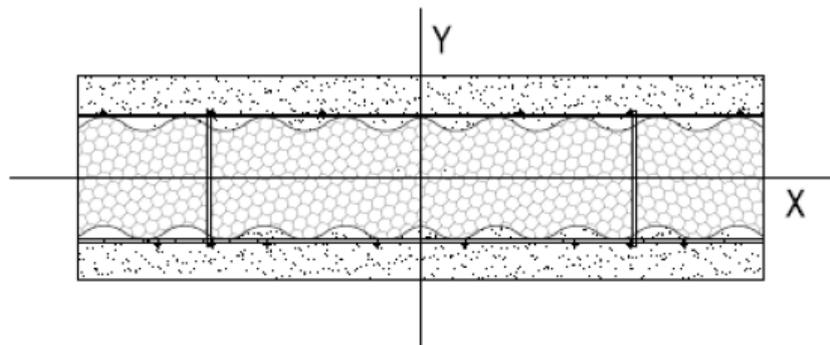


Figura 14: Ejes centroidales para cálculo de inercia.

Fuente: Ayuda de diseño para sistemas portantes Emeddue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S.,2013, p.47.

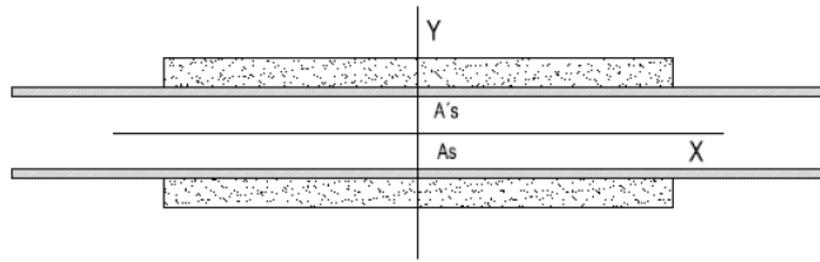


Figura 15: Transformación de la sección transversal según relaciones modulares.

Fuente: Ayuda de diseño para sistemas portantes Emeddue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S.,2013, p.48.

Por tanto, el valor de las inercias para la sección transformada se determinará a partir de:

$$I_{xt} = \frac{B * t_s^3}{12} + B * t_s * \left( t_T - \bar{y} - \frac{t_s}{2} \right)^2 + n * A'_s * (t_i + t_{eps} - \bar{y})^2 + n * A_s * (\bar{y} - t_i)^2 + \frac{B * t_i^3}{12} + B * t_i * \left( \bar{y} - \frac{t_i}{2} \right)^2 \quad (Ec. 28)$$

Donde:

- $B$ : Ancho de análisis.
- $t_s$ : Espesor superior de micro concreto.
- $t_i$ : Espesor inferior del micro concreto.
- $t_{eps}$ : Espesor de la plancha de poliestireno.
- $t_T$ : Espesor total sección EMMEDUE.
- $n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{\text{Módulo de elasticidad acero malla}}{\text{Módulo de elasticidad micro concreto}}$
- $A'_s$ : Área de acero total de la malla superior en el ancho total.
- $A_s$ : Área de acero total de la malla inferior en el ancho total.
- $\bar{y}$ : Localización del eje centroidal de la sección transformada.

$$\bar{Y} = \frac{B*t_s*(t_T - \frac{t_s}{2}) + n*A'_s*(t_i + t_{eps}) + n*A_s*t_i + \frac{B*t_i^2}{2}}{B*t_s + n*A'_s + n*A_s + B*t_i} \quad (Ec.29)$$

(Ayuda de diseño para sistema portante Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S., 2013, p.48)

### 1.1.2.3.10.2. Espesor Equivalente para Muros y Losa.

Los muros se pueden idealizar con un espesor equivalente.

$$I_{xt} = \frac{b \cdot t_{equivalente}^3}{12} \quad (Ec. 32)$$

$$t_{equivalente} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{xt}}{b}} \quad (Ec.33)$$

(Ayuda de diseño para sistema portante Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S., 2013, p.51)

### 1.1.2.3.10.3. Inercia Sección Equivalente en Muros y Losa

Para el modelo estructural, de este sistema el muro y losa se idealiza con un espesor equivalente a la suma de las dos capas de mortero y/o concreto.

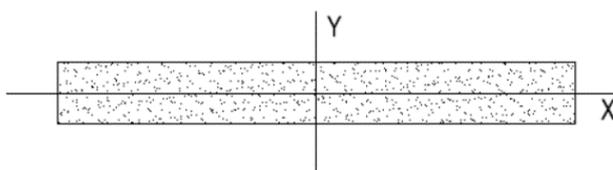


Figura 16: Sección equivalente de muros para modelos estructurales.

Fuente: Ayuda de diseño para sistema portante Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S., 2013, p.49

El valor de las inercias de la sección equivalente se podrá obtener mediante las siguientes expresiones:

$$I_e = \frac{b \cdot t_e^3}{12} \quad (Ec. 34)$$

(Ayuda de diseño para sistema portante Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S., 2013, p.49)

#### **1.1.2.3.11.      Peso del panel Muro**

Para efectos de estimar el peso de muros de 10cm de espesor y losa de 20cm de peralte correspondientes al sistema EMMEDUE, sin incluir acabados y sobrecargas, puede emplearse:

-Muros: 150 kg/m<sup>2</sup>

-Losa: 200 kg/m<sup>2</sup>

(Evaluación experimental del sistema constructivo M2.2009, p,63)

#### **1.1.2.3.12.      Módulo de elasticidad del mortero.**

Debido a que el mortero al ser de tipo proyectado se diferencia del concreto convencional por tener mayor proporción de finos y una mayor porosidad interna, lo cual incide en un valor menor del módulo de deformaciones al correspondiente a un concreto convencional. Se considera el valor de elasticidad del mortero proyectado en el entorno del 60 a 80 % del módulo de elasticidad del concreto.

(Sistema constructivo de paneles aligerados con poliestireno expandido y malla electrosoldada espacial, 2005, p.195)

#### 1.1.2.4. Fuerzas sísmicas actuantes en la estructura.

El análisis sísmico de una estructura debe ser considerado un modelo de comportamiento lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas.

Deberá utilizarse uno de los procedimientos siguientes: Análisis Estático o de fuerzas estáticas equivalentes y el Análisis Dinámico modal espectral.

##### 1.1.2.4.1. Método de las fuerzas estáticas equivalentes.

Este método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. (Reglamento Nacional Edificaciones E.030,2016, p.11).

##### 1.1.2.4.1.1. La fuerza cortante en la base ( $V_s$ ).

Es la fuerza aplicada en la base de la estructura, correspondiente a efectos inerciales horizontales producidos por los movimientos sísmicos de diseño, aplicad en la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

(Reglamento Nacional Edificaciones E.030,2016, p.12)

$$V_s = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot P}{R} \quad (Ec. 55)$$

El valor de  $c/r$  deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (Ec. 56)$$

#### a) Zonificación.

En territorio nacional se encuentra dividido en 4 zonas, basada en la distribución espacial de la sismicidad, características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral. La Figura 45 representa la

zonificación sísmica del Perú.



Figura 17: Mapa de zonas sísmica del Perú.

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030,2016, p.5.

### b) Factor de sismicidad (Z).

El factor de zona se obtendrá según la Tabla 11, según la ubicación del proyecto.

Tabla 6: Zonificación sísmica del Perú

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

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030,2016, p.5.

(Reglamento Nacional Edificaciones E.030,2016, p.5).

### c) Perfil del Suelo

Según la Norma E.030 clasifica los perfiles de suelo de acuerdo a sus propiedades mecánicas, y de acuerdo a su zona, en la Tabla 12, se indica su valor.

Tabla 7: Factor de Suelo "S"

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

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030,2016, p.12.

Tabla 8: Periodos T<sub>p</sub> y T<sub>L</sub>

Tabla N° 4 PERÍODOS "T <sub>p</sub> " Y "T <sub>L</sub> "				
	Perfil de suelo			
	S <sub>0</sub>	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>
T <sub>p</sub> (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T <sub>L</sub> (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030,2016, p.13.

### d) Categoría de edificación (U).

“Es la categorización que se da a las estructuras, que dependerán de su uso e importancia (U). Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas”. (Reglamento Nacional Edificaciones E.030,2016, p.8).

Tabla 9: Categorización de las edificaciones.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos.	1,5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1,0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1,50m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030,2016, p.7, 8.

e) **Sistemas estructurales y coeficientes básicos de reducción de las fuerzas sísmicas (R).**

“Según la clasificación que se haga de una edificación se usará un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R). Para el diseño por resistencia última las fuerzas sísmicas internas deben combinarse con factores de carga unitarios”. (Reglamento Nacional Edificaciones E.030,2016, p.11). Según estudios realizados en el laboratorio de estructuras antisísmicas de la Pontificia Universidad Católica del Perú, se establece un factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas de  $R=2.5$ , para evaluación sísmica en el Perú. La tabla 17 muestra los factores de reducción sísmica.

Tabla 10: Factor de reducción sísmica

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

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E.030,2016, p.9.

#### 1.1.2.4.1.2. Peso de la Estructura para el Análisis Sísmico.

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera (Reglamento Nacional Edificaciones E.030.2016, p.11):

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50% de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25% de la carga viva.
- En depósitos, el 80% del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25% de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considera el 100% de la carga que puede contener.

#### **1.1.2.4.2. Análisis Dinámico Modal Espectral.**

El análisis sísmico dinámico es la suma de los análisis modal y espectral, ya en el análisis sísmico dinámico se necesitan determinar los períodos de vibración, el número mínimo de modos de vibración, los desplazamientos laterales y las fuerzas de diseño por sismo, los cuales se obtienen por el análisis modal, los períodos de vibración y el número mínimo de modos de vibración; y por el análisis espectral, los desplazamientos laterales y las fuerzas de diseño por sismo. (Villarreal, G.,2015, Diseño sísmico de edificaciones, Perú).

##### **1.1.2.4.2.1. Modos de vibración.**

Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis. (Reglamento Nacional Edificaciones E.030, 2016, p.12).

##### **1.1.2.4.2.2. Aceleración Espectral.**

“Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleración definido por la siguiente expresión”:  
(Reglamento Nacional Edificaciones E.030,2016, p.12).

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \times g \quad (\text{Ec. 57})$$

### **1.1.2.5. Normas**

#### **1.1.2.5.1. Norma E.020.**

Esta norma nos brinda las cargas que deben ser usadas para el diseño de edificaciones. Estas actúan en combinaciones prescritas y no deben causar esfuerzos ni deformaciones que sobrepasen los límites estipulados para cada material estructural según su norma de diseño.

#### **1.1.2.5.2. Norma E.030.**

Esta norma da a conocer lo que debemos aplicar a las edificaciones para obtener un Diseño Sismorresistente, así como también la evaluación y reforzamiento de las existentes.

Esta norma nos muestra una filosofía de diseño que busca: Evitar pérdidas de vigas, asegurar la continuidad de los servicios básicos y minimizar los daños en las edificaciones.

De ocurrir un evento sísmico la estructura no debería colapsar ni causar daños graves a los habitantes.

#### **1.1.2.5.3. Norma E.050.**

Esta norma es respecto a suelos y cimentaciones y nos da a conocer la obligatoriedad de realizar un estudio de suelos a las edificaciones en general.

#### **1.1.2.5.4. Norma E.060.**

Esta norma nos fija los requisitos y exigencias para realizar el análisis, diseño, materiales, construcción, control de calidad y supervisión de las estructuras de concreto simple o armado.

## **1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

¿Cuál es el resultado del desempeño sísmico de un edificio multifamiliar de 5 niveles con sistema constructivo EMMEDUE, Trujillo -2020?

## **1.3. LIMITACIONES**

El proyecto de investigación planteado puede tener muchas limitaciones, siendo las más importantes:

- El sistema EMMEDUE para edificios multifamiliares, no está incorporado en el Perú, ya que es un sistema constructivo no convencional.
- Una limitación financiera para realizar algunos ensayos por lo que esta investigación es completamente descriptiva y no experimental transversal ya que solo se recolecta información.
- El sistema EMMEDUE en el Perú se aplica solo hasta 3 niveles por lo que esta investigación va a generar una innovación con el apoyo de una incorporación del sistema de pórticos y muros EMMEDUE.

## **1.4. OBJETIVOS**

### **1.4.1. OBJETIVO GENERAL**

Determinar el desempeño sísmico de un edificio multifamiliar de 5 niveles con sistema constructivo EMMEDUE, Trujillo -2020.

### **1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS**

- Elaborar planos de Arquitectura de un edificio multifamiliar, de 5 niveles.
- Elaborar mediante el software ETABS CSI, la modelación, análisis estructural y Sismorresistente, de un edificio multifamiliar en base a los sistemas EMMEDUE y

pórticos.

- Determinar el desplazamiento derivas inelásticas y fuerzas internas de la edificación, por medio del análisis estático no-lineal.
- Determinar el punto de desempeño sísmico mediante el método espectro capacidad – demanda.

## **1.5. HIPÓTESIS**

### **1.5.1. HIPÓTESIS GENERAL**

Al utilizar un sistema estructural a base de paneles mejora el desempeño sísmico de un edificio multifamiliar de 5 niveles.

### **1.5.2. HIPÓTESIS ESPECÍFICAS**

- El resultado de elaborar planos de Arquitectura de un edificio multifamiliar, de 5 niveles, favorece en el modelamiento sísmico de un edificio multifamiliar de 5 niveles.
- Mediante la modelación, análisis estructural y Sismorresistente, de un edificio multifamiliar en base a los sistemas EMMEDUE y pórticos, determinaremos los indicadores del desempeño sísmico.
- Al determinar el desplazamiento derivas inelásticas y fuerzas internas de la edificación, por medio del análisis estático no-lineal, contribuirá con la respuesta al problema de investigación.
- Mediante el cálculo del punto de desempeño sísmico mediante el método espectro capacidad – demanda; podremos definir los niveles de desempeño del edificio multifamiliar de 5 niveles con sistema constructivo EMMEDUE, en la ciudad de Trujillo

## CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

### 2.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

#### 2.1.1 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación es de tipo no experimental porque no se manipula las variables respuesta estructural y tipos de suelos; dado que se basa en la observación de estas en un tiempo determinado. Por lo tanto, el diseño de investigación es transversal ya que es la recolección de datos con el propósito de describir las variables y analizar su comportamiento en un mismo tiempo.



Figura 11. Diseño de investigación.

*Fuente: Elaboración propia*

#### 2.1.2 TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

La investigación en esta tesis es de tipo Aplicada debido a que busca aplicar los fundamentos de la sismorresistencia, en los procesos que se desarrollan en cada área de conocimiento para brindar algunas técnicas y herramientas que ayuden al buen desarrollo de las actividades.

El nivel de la investigación es descriptivo transversal ya que la investigación se realiza en el momento exacto que nos permite describir las variables y analizar su comportamiento en un determinado intervalo de tiempo y describe variables en un momento determinado para poder relacionarlas entre sí y nos permite describir sistemáticamente la aplicación de los fundamentos de la línea de investigación descriptivo comparativo.

**Tipo de acuerdo al fin que persigue.**

Investigación aplicada, porque está dirigida a la solución de problemas prácticos y específicos del conocimiento adquirido con la idea de consolidar el saber para resolver una situación.

**Tipo de acuerdo al diseño.**

Es de tipo descriptivo porque tiene una variable que permite describir los hechos reales que se ven en los últimos tiempos, recolecta y analiza la información como se presentan.

**Diseño de la investigación.**

Es de tipo no experimental porque no se manipula deliberadamente mi variable.

## **2.1 POBLACIÓN Y MUESTRA**

### **2.2.1 POBLACIÓN**

La población para la presente investigación está constituida por un edificio multifamiliar según la norma E030 y la microzonificación sísmica del distrito de Trujillo.

### **2.2.2 MUESTRA**

La muestra de elección es del tipo no probabilístico intencional seleccionado por conveniencia; ya que se eligió como muestras los proyectos clasificados en inversiones comprometidas y adecuación de tanques, para el caso de estudio solo la parte civil, para aplicar la sismorresistencia de un edificio multifamiliar de 5 niveles, en el distrito de Trujillo.

## **2.2 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN Y ANÁLISIS DE DATOS**

### **2.3.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

#### **A. DE RECOLECCIÓN DE INFORMACIÓN**

- Los datos recolectados para esta investigación se obtendrán mediante la técnica de la recopilación documental, para los resultados de los estudios de mecánica de suelos; la técnica de la observación, debido a que se ha hecho

un registro visual de los resultados a obtener en el software computarizado ETBAS y atreves de cuadros de control realizados Excel.

## **B. DE PROCESAMIENTO**

- Se utilizará para los resultados en el software computarizado ETBAS y atreves de cuadros de control realizados Excel.

### **2.3.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

- Los instrumentos de medición empleado para las variables consideradas son: una ficha de observación correspondiente a los resultados provenientes del modelamiento estructural del edificio con sistema estructural EMMEDUE, según la norma E030 y de la recopilación documental, proveniente de exploraciones geofísicas MASW, realizada en la microzonificación sísmica del distrito de Trujillo.

### **2.3.3. ANÁLISIS DE DATOS**

- Se evalúa y compara los resultados obtenidos del análisis sísmico del espectro de respuesta sísmica de los tipos de suelos, que provienen de la microzonificación sísmica, del distrito de Trujillo.

### **2.3.4. PROCEDIMIENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS**

Se contemplan dos etapas en el procedimiento de recolección de datos.

Previa a la aplicación de la técnica diseñada.

- Revisión de los objetivos propuestos
- Revisión de las variables y sus dimensiones
- Consideraciones en torno a la población objeto del instrumento.

Propia al instrumento que se aplicará

- Selección del instrumento a aplicarse
- Elaboración del instrumento
- Aplicación del instrumento
- Presentación de los resultados

- Análisis de sus resultados

### 2.3.5. SELECCIÓN DE VARIABLES

- **Variable dependiente: Desempeño Sísmico.**

Estado límite de daño, representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación. Amenaza sobre la seguridad de los componentes estructurales y no estructurales. Forma de plantear los criterios de aceptación, para el análisis y diseño de estructuras, haciendo énfasis en el comportamiento esperado, el control de daños estructurales y no estructurales y los niveles de seguridad establecidos. El objetivo básico de un diseño por desempeño es la seguridad del edificio.

## 2.2. Operacionalización de variables

### 2.2.1. Concepto de la variable.

#### **Variables independientes:**

#### **Variable X1: Sistema estructural EMMEDUE.**

Sistema constructivo no convencional compuesto por paneles prefabricados de poliestireno, refuerzo y concreto o mortero estructural.

#### **Variables dependientes:**

#### **Variable Y1: Desempeño sísmico.**

*Tabla 11: Clasificación de la variable.*

---

**CLASIFICACIÓN DE LA VARIABLE**

---

Por su relación	Independiente	Solo existe una variable
Por su naturaleza	Cualitativas	Forma de comportamiento
Por su escala de medición	Ordinal	Se evaluarán categorías
Por sus dimensiones	Unidimensional	Una dimensión

---

*Fuente: Elaboración propia.*

### 2.1.1. Operacionalización de la variable.

Tabla 12: Operacionalización de la variable.

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ITEMS	MEDIDOR
<i>Desempeño sísmico</i>	Es la cantidad de daño sufrido por un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tienen estos daños en las actividades posteriores al evento sísmico.	<i>Se procede a realizar el plano de arquitectura de un multifamiliar de 5 niveles, con sistema estructural EMMEDUE, para luego modelarlo y calcular su desempeño sísmico.</i>	<p>Curva de Capacidad</p> <p>Espectro de Capacidad</p> <p>Espectro de demanda</p> <p>Punto de desempeño</p> <p>Niveles de desempeño</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fuerza Cortante Basal (V).</li> <li>• Desplazamientos Laterales (<math>\Delta</math>).</li> <li>• Desplazamiento lateral (Sd).</li> <li>• Aceleración de la estructura (Sa).</li> <li>• Pseudo aceleración de acuerdo a la NTP. E0.30.</li> <li>• Espectro de Capacidad</li> <li>• Espectro de Demanda</li> <li>• Operacional</li> <li>• Ocupación Inmediata</li> <li>• Seguridad Vital</li> <li>• Estabilidad Estructural</li> </ul>	Análisis Estático por desempeño	Software/Cálculo Estructural

Fuente: Elaboración propia.

## 2.2.2. Validez y confiabilidad de los instrumentos.

### INSTRUMENTO DE RECOLECCIÓN DE DATOS – FICHA RESUMEN

*Según los indicadores de investigación*

*Tabla 13: Ficha resumen.*

<b>CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES</b>	<b>Sistema-EMMEDUE</b>
Categoría de la edificación	
Factor de Uso de la edificación	
Coefficiente de reducción sísmica	
Tipo de Suelo	
Zona sísmica	
Altura de edificación	
Área construida	
Peso para el análisis sísmico	
<b>DESEMPEÑO SISMICO Y ESTRUCTURAL</b>	
Derivas inelásticas Max. Dirección XX (C.M)	
Derivas inelásticas Max. Dirección YY (C.M)	
Fuerza Cortante Basal (V).	
Cortante Basal Dinámica	
Carga axial	
Momento flector en el plano del Muro	
Cortante en el plano del muro	
Flexión en losa	
Cortante en la losa	
Deflexión admisible por carga viva	
Deflexión máxima admisible	
curva de desempeño	
punto de capacidad	
Desplazamientos Laterales ( $\Delta$ ).	
Aceleración de la estructura ( $S_a$ ).	
Pseudo aceleración de acuerdo a la NTP. E0.30.	
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Operacional</li> <li>• Ocupación Inmediata</li> <li>• Seguridad Vital</li> <li>• Estabilidad Estructural</li> </ul>	

*Fuente: Elaboración propia.*

Para la recolección de los datos empleados para el desarrollo de la tesis se siguió el procedimiento mostrado en el esquema anterior.

Primero, se realizó una revisión documental de la información existente sobre los sistemas estructurales EMMEDUE en libros, tesis e informes científicos.

Luego se revisó las fichas técnicas de empresas que desarrollan el sistema EMMEDUE, para familiarizarse con la metodología sobre el predimensionamiento de los mismos y la implementación en los programas de cálculo, además de ello se revisaron tesis que trabajaron con estos sistemas para la modelación en software y cálculo. Además, se realizó la entrevista para recopilar datos locales del sistema Emmedue.

Finalmente, con la información recabada anteriormente se elaboró el modelo computacional para los sistemas estructurales EMMEDUE, con ello se obtuvieron los resultados necesarios para comparar las estructuras y la demanda de capacidad así como el punto de desempeño. Para esta fase de la recolección de información se empleó la herramienta denominada “Ficha resumen”, con la cual se determinó las principales características de las estructuras.

### **2.2.3. Plantear sistema estructural EMMEDUE:**

Estructurar una planta de arquitectura de un edificio multifamiliar con el sistema Emmedue. Asimismo, hacer una propuesta de diseño para cargas de gravedad y cargas sísmicas ya que es un sistema no convencional en nuestro país. Luego de esto realizar una modelación en ETABS para obtener el análisis y diseño estructural.

### **2.2.4. Análisis comparativo del comportamiento, costo de los sistemas EMMEDUE**

Con la obtención de los planos de especialidad estructuras del edificio multifamiliar con los dos sistemas respectivos, procedemos a hacer una comparación de: Diseño Sismorresistente-estructural.

### **2.2.5. Comparar diseño Sismorresistente y estructural:**

Con los resultados de los análisis sísmicos: Análisis Estático y Análisis Dinámico, hacemos una comparación de derivas en las direcciones Y-Y y X-X para observar cual sistema presenta menos desplazamientos de entrepiso, Asimismo verificar si cumplen los parámetros de nuestra norma vigente.

Además, discutir acerca del análisis sísmico y dinámico de ambos sistemas, como su peso para análisis sísmico, cortante basal y fuerzas internas de diseño de los elementos estructurales.

## **CAPÍTULO III. RESULTADOS**

### **3.1. SISMORRESISTENTE ESTRUCTURAL**

El edificio multifamiliar presenta dos plantas, con las siguientes distribuciones arquitectónica primer piso: Ingreso, Estacionamiento, Patio, Pasillo, Lavandería, Ascensor, SS.HH. Visita, Sala, Comedor, Cocina, Dormitorio 01, SS.HH. segundo piso hasta el quinto: DEP01: Cocina, Comedor, Sala, Balcón, Dormitorio Servicio, Estudio, SS.HH. Visita, Lavandería, Dormitorio Principal y Walking Closet. En la AZOTEA: Cocina, Comedor, Sala, Dormitorio Principal, SS.HH. Visita 01, Lavandería, Barra, SS. HH visita 02.

Las estructuras fueron analizadas bajo un comportamiento lineal elástico e inelástico mediante la combinación de sistema EMMDUE y pórticos rígidos, la misma que cuenta con Columnas y Vigas, dándole a la estructura una integridad estructural dado que por tener 5 niveles cuenta con un ascensor y ductos de servicios, así como esclareas, en las cuales se determinó las fuerzas y desplazamientos que se producen en todos los elementos de la estructura, para su respectivo diseño, el sistema Emmedue. Para lo cual se desarrollaron modelos tridimensionales mediante el software ETABS v16.2.1.

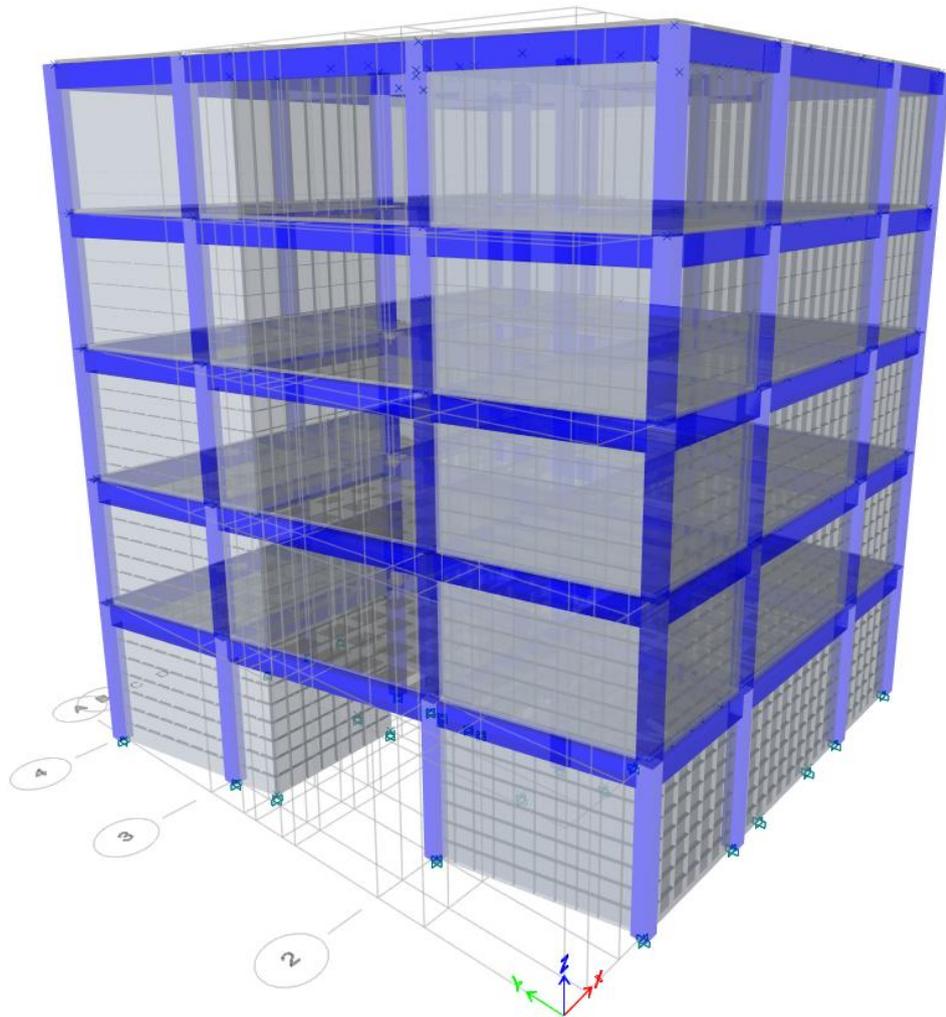
#### **3.1.1. SISTEMA EMMEDUE**

#### **3.1.2. ANÁLISIS ESTRUCTURAL SISTEMA EMMEDUE**

Se realizó el modelado tridimensional del edificio multifamiliar en el software ETABS V16.2.1, tomando en cuenta las propiedades de los paneles del sistema EMMEDUE. Se asignó por cada nivel de entrepiso un diafragma rígido y todos los elementos verticales se consideraron como apoyo en la base.

### 3.1.2.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DEL SISTEMA EMMEDUE

Se consideró en la creación de los materiales las propiedades mecánicas para los elementos tipo losa y muro en el modelo estructural, tal como se presenta en la siguiente Tabla 18 y Tabla 19 respectivamente.



*Figura 18 :Vista Tridimensional del edificio multifamiliar con el sistema EMMEDUE reforzado en un marco estructural*

*Fuente: Propia – ETABS v16*

Tabla 14: Propiedades mecánicas de los paneles tipo muro EMMEDUE.

PROPIEDADES MECÁNICAS DEL PANEL TIPO MURO		
Resistencia a la compresión capa de mortero	$f'c$	280 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Elasticidad del panel (compuesto)	$E_c$	30 000 kg/cm <sup>2</sup>
Peso del panel compuesto	$W$	150 kg/m <sup>2</sup>
Módulo de Poisson del mortero	$\mu$	0.20
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y$	6500 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Elasticidad del acero	$E_s$	2 000 000 kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

### 3.1.2.2. CARACTERÍSTICAS DE LOS PANELES

En la Tabla 20 se muestran los tipos de panel utilizados en el edificio multifamiliar tanto para muro y losa de entrepiso

Tabla 15: Características de los paneles Emmedue - Edificio multifamiliar

Tipo de Panel	Malla Electrosoldada de Acero Galvanizado			
	Acero	Ø (mm)	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Separación
Muro – PSE 40 (Panel Simple)	Acero Principal	2.5	6500	@ 7.5 cm
	Acero Secundario	2.5	6500	@ 7.5 cm
	Conectores	3	6500	72 u/m <sup>2</sup> ,
Losa de Entrepiso – PS2R 120 (Panel Simple Doble Reforzado)	Acero Principal	3	6500	@ 7.5 cm
	Acero Secundario	3	6500	@ 7.5 cm
	Conectores	3	6500	72 u/m <sup>2</sup> ,

Fuente: Adaptado del manual técnico EMMEDUE

### 3.1.2.3. DEFINICIÓN DE LOS ELEMENTOS ÁREA DEL SISTEMA EMMEDUE

En la definición de los elementos, se consideró de dos tipos: para muros como elementos tipo “SHELL-THIN” y para los elementos tipo losa “MEMBRANE”.

Al presentar los muros y losa una sección compuesta de poliestireno, mortero y/o concreto, para su modelamiento estructural, se consideró factores obtenidos mediante un espesor equivalente de la sección y un espesor efectivo de las dos capas de mortero.

Para obtener el factor en los muros se calculó la inercia respecto a su centro de gravedad, considerando el aporte del acero del panel.

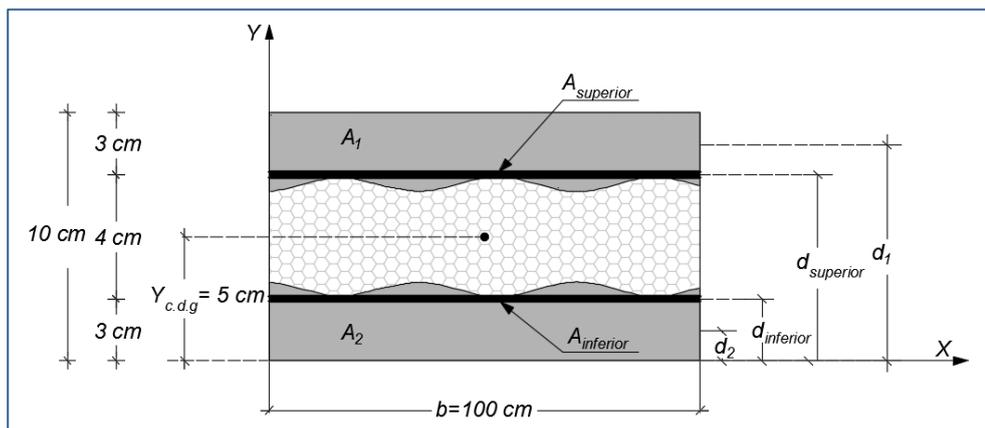


Figura 19 Sección transversal transformada del muro Emedue.

Fuente: Adaptado del manual técnico EMMEDUE

Se calculó el área de acero tanto inferior y superior del panel, para 1m de ancho.

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{100}{7.5} + 1 = 14$$

$$\phi_{\text{barra}} = 2.5 \text{ mm}$$

$$A_{\text{barra}} = \frac{\pi (0.25)^2}{4} = 0.0491 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = 0.0491 * 14 = 0.687 \text{ cm}^2$$

Se obtuvo la relación del Módulo de elasticidad del acero de las mallas y Módulo de elasticidad del mortero. Debido a que el mortero al ser de tipo proyectado, incide un valor menor del módulo del concreto convencional, entre un rango del 60 % a 80% del módulo de elasticidad del concreto se consideró optar el 60 % como margen de seguridad.

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'c} = 15000 \sqrt{280} = 250,998.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 60\% E_c = 0.60 * 250,998.01 = 150,598.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_1 = \frac{E_s}{E_m} = \frac{2'000,000}{150,598.80} = 13.28$$

La inercia respecto a su al centro de gravedad para la sección:

$$I_x = \frac{100 * 3^3}{12} + 100 * 3 * (8.5 - 5)^2 + \frac{100 * 3^3}{12} + 100 * 3 * (5 - 1.5)^2 +$$

$$0.687 * 13.28 * (7.125 - 5)^2 + 0.687 * 13.28 * (5 - 2.875)^2$$

$$I_x = 7882.39 \text{ cm}^4$$

El espesor de la sección equivalente en los muros de Emmedue, se calculó de la siguiente manera:

$$I_{xt} = \frac{b \cdot t_{equivalente}^3}{12} \rightarrow t_{equivalente} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{xt}}{b}}$$

$$t_{equivalente} = \sqrt[3]{\frac{12 * 7882.39}{100}} = 9.82 \text{ cm}$$

$$t_{equivalente} = 9.82 \text{ cm}$$

Se consideró también una sección compuesta por la suma de las dos capas de mortero, en este caso sería de 6 cm, donde el factor que afectará las propiedades del panel tipo muro en el programa Etabs, será en su membrana, tal como se ve en la siguiente Figura 54, el factor se obtendría de la siguiente manera:

$$f = \frac{t_{efectivo}}{t_{equivalente}} = \frac{6}{9.82} = 0.611$$

De la misma forma descrita anteriormente, se obtuvo el factor de modificación para elementos tipo losa, compuesta en este caso de una capa de concreto en la parte superior de 5 cm, una plancha de poliestireno de 12 cm y una capa de mortero de 3 cm en la parte inferior del panel, para un ancho de 100 cm, tal como se muestra en la Figura 55.

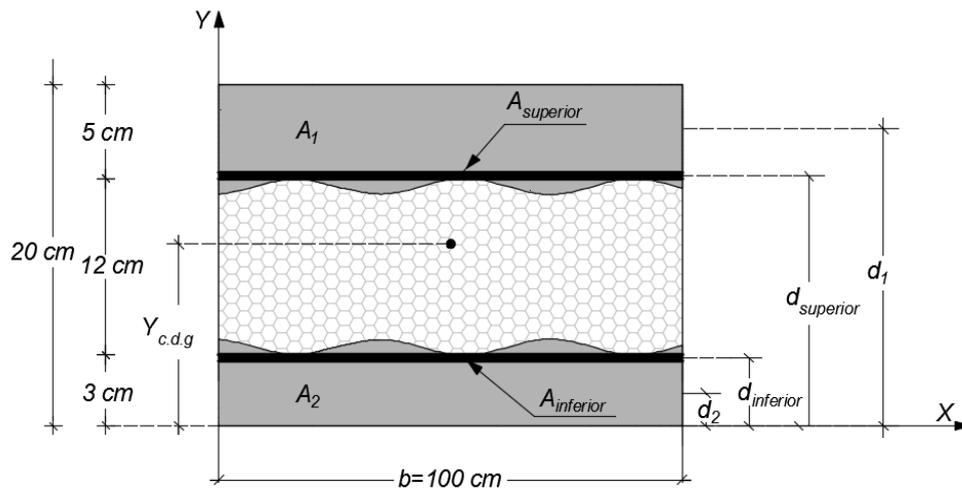


Figura 20: Sección transversal transformada del panel losa Emedue.

Fuente: Elaboración propia.

El área de acero tanto inferior y superior del panel de la losa para 1m de ancho.

$$N^{\circ} \text{ de barras} = \frac{100}{7.5} + 1 = 14$$

$$\phi_{\text{barra}} = 3 \text{ mm}$$

$$A_{\text{barra}} = \frac{\pi (0.3)^2}{4} = 0.071 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = 0.071 * 14 = 0.994 \text{ cm}^2$$

Relación del Módulo de elasticidad del acero de las mallas, del concreto y mortero.

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 15000 \sqrt{f'_c} = 15000 \sqrt{280} = 250,998.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = 60\% E_c = 0.60 * 250,998.01 = 150,598.80 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_{sc} = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2000000}{130422.39} = 13.28$$

$$n_{cc} = \frac{E_c}{E_c} = \frac{217370.65}{130422.39} = 1.67$$

Se calculó el eje centroidal de la sección transformada, de la siguiente forma:

$$\bar{Y} = h_{c.d.g.} = \frac{100 * 1.67 * 5 * 17.5 + 15.33 * 0.994 * 15.15 + 15.33 * 0.994 * 2.85 + 100 * 3 * 1.5}{100 * 1.67 * 5 + 15.33 * 0.994 + 15.33 * 0.994 + 100 * 3}$$

$$\bar{Y} = h_{c.d.g.} = 13.15 \text{ cm}^4$$

La inercia respecto al centro de gravedad

$$I_x = \frac{100 * 5^3 * 1.67}{12} + 100 * 5 * 1.67 * (17.5 - 13.15)^2 + 15.33 * 0.994 * (15.15 - 13.15)^2 + 15.33 * 0.994 * (13.15 - 2.85)^2 + \frac{100 * 3^3}{12} + 100 * 3 * (13.15 - 1.5)^2$$

$$I_x = 60,159.17 \text{ cm}^4$$

El espesor de la sección equivalente en la losa de Emmedue, se calculó de la siguiente manera:

$$I_{xt} = \frac{b \cdot t_{equivalente}^3}{12} \rightarrow t_{equivalente} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_{xt}}{b}}$$

$$t_{equivalente} = \sqrt[3]{\frac{12 * 60,159.17}{100}} = 19.32 \text{ cm}$$

$$t_{equivalente} = 19.32 \text{ cm}$$

Se consideró también una sección compuesta por la suma de la capa de concreto con un espesor de 5 cm y una capa de mortero de 3 cm, donde el factor que modificará al panel tipo losa en el programa Etabs, será en sus propiedades de membrana, la cual se obtendría de la siguiente manera:

$$f = \frac{t_{efectivo}}{t_{equivalente}} = \frac{8}{19.32} = 0.41$$

### 3.1.2.4. PARÁMETROS SÍSMICOS

#### 3.1.2.4.1. ZONIFICACIÓN

Según la Norma E.030 asigna un valor de zonificación “Z” según su ubicación geográfica de la estructura, la cual para en nuestro proyecto le corresponde un valor de 0.45 según la Tabla 11

#### 3.1.2.4.2. CONDICIONES GEOTÉCNICAS

De acuerdo con la información proporcionada por el estudio de suelos, presenta un suelo tipo S3, obteniendo un factor de suelo de 1.10 según la Tabla 12.

#### 3.1.2.4.3. CATEGORIZACIÓN DE LA EDIFICACIÓN

Según la Tabla 14, la estructura clasifica como categoría C (Edificaciones comunes), correspondiéndole un factor de uso o importancia de U=1.

### 3.1.2.4.4. REGULARIDAD ESTRUCTURAL " $I_p$ " E " $I_a$ "

Según la Norma E.030, se verifico si la estructura presentaba irregularidad, para determinar el coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas”.

#### 3.1.2.4.4.1. IRREGULARIDAD EN PLANTA " $I_p$ "

De acuerdo con la Tabla N° 9 de la NTE E.030

- a. Irregularidad torsional y torsional extrema:** En la vivienda modelada, debido a que los desplazamientos relativos de entrepiso según la Tabla 25, son inferiores a 50%  $(0.003) = 0.0015$ . No presenta irregularidad torsional extrema.

$$\left(\frac{\Delta_t}{h_{ei}}\right) = 0.0010 < 0.0015 \rightarrow OK.$$

- b. Irregularidad de esquina entrante:** De la Figura 57, se aprecia que las dimensiones en planta presentan irregularidad de esquina entrante para ambas direcciones, superando estas la máxima permisible del 20%, por lo que debe aplicar con un factor de irregularidad  $I_p = 0.90$ .

#### En la dirección “X”

Long. en la dirección X=14.38 m

Longitud esquina= 2.8 m

$$\frac{\text{Long. Esquina}}{\text{Long. X}} = \frac{2.80}{13.40} = 20.89 \% > 20\% \rightarrow \text{presenta irregularidad}$$

#### En la dirección “Y”

Long. en la dirección Y=13.40 m

Longitud esquina= 2.8 m

$$\frac{\text{Long. Esquina}}{\text{Long. Y}} = \frac{2.80}{14.38} = 21.31 \% > 20\% \rightarrow \text{presenta irregularidad}$$

- c. **Irregularidad por discontinuidad de diafragma:** La abertura de doble altura de la losa de entrepiso del primer nivel es menor al 50% del área bruta total, por lo tanto, no existe irregularidad por discontinuidad de diafragma.
- d. **Irregularidad por sistemas no paralelos:** En nuestra edificación no presenta irregularidad, debido a que no hay ejes inclinados.

#### 3.1.2.4.4.2. IRREGULARIDAD EN ALTURA " $I_a$ "

De acuerdo con la Tabla N° 8 de la NTE E0.30

- a. **Irregularidad de rigidez-piso blando:** En la Tabla 24 el máxima desplazamiento de entrepiso ocurre en el 2° piso el cual es  $\frac{\Delta_2}{h_2} = 0.00043$ , mientras que en el 1° piso es  $\frac{\Delta_1}{h_1} = 0.00032$ , obteniendo una relación 1.34 entre ellos, menor a 1.4, no presentando una irregularidad de rigidez-piso blando.
- b. **Irregularidad de resistencia -piso débil:** No presenta irregularidad debido a que el cortante del primer nivel es superior al 80% de la cortante del segundo nivel para ambas direcciones.
- c. **Irregularidad extrema de rigidez:** No presenta irregularidad de extrema rigidez por lo expuesto en a).
- d. **Irregularidad extrema de resistencia:** No presenta irregularidad de extrema rigidez por lo expuesto en b).
- e. **Irregularidad de masa o de peso:** No presenta irregularidad de masa (o peso) debido a que el peso del segundo nivel es 27061.78 Kgf y el peso del primer piso

es 27407.37 kgf, lo cual su relación es 1.012 menor al límite por la norma mas no 1.5.

- f. Irregularidad geométrica vertical:** De la Figura 59 se aprecia que en ambas direcciones la dimensión en planta es mayor a 1.3 veces correspondiente a un piso adyacente, por lo tanto, no existe irregularidad geométrica vertical.
- g. Irregularidad por discontinuidad en los sistemas resistentes:** No presenta irregularidad por discontinuidad debido a que los muros son continuos en toda su altura.
- h. Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes:** No presenta irregularidad por discontinuidad debido a que los muros son continuos en toda su altura.

#### 3.1.2.4.5. COEFICIENTE BÁSICO DE REDUCCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS

Según el informe Técnico de Evaluación Experimental del Sistema Constructivo M2, propone el factor de reducción de las fuerzas sísmicas elásticas con un valor de  $R=2.5$ .

Teniendo en cuenta la irregularidad en planta por esquina entrante  $I_p = 0.90$ , y la irregularidad en altura por geometría vertical  $I_a = 0.90$ , según la NTE E.030.

El factor de reducción de fuerza sísmica para "X" y "Y", se determinó de la siguiente manera:

$$R = R_0 * I_p * I_a \rightarrow R = 2.5 * 1 * 0.9$$
$$R = 2.25$$

### 3.1.3. ANÁLISIS ESTÁTICO

#### 3.1.3.1. Determinación del periodo fundamental “T” de la estructura.

El periodo fundamental para la dirección  $X$  es 0.129 seg, con una masa participativa de 77.04%, mientras que en la dirección  $Y$  es 0.129 seg, con una masa participativa de 99.83%, tal como se muestra en la Figura 60.

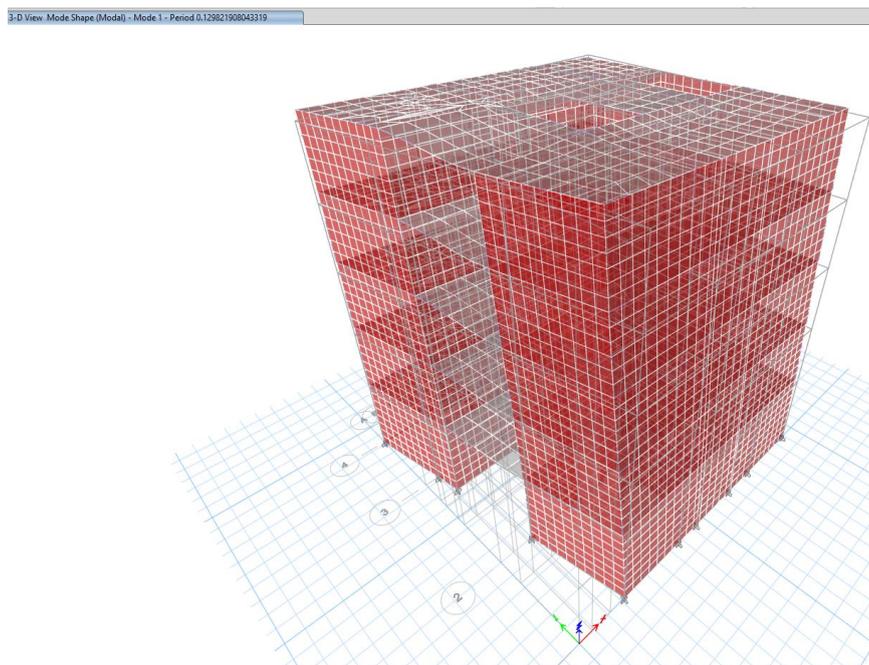


Figura 21: Periodo fundamental en la dirección  $X$  y  $Y$ .

#### 3.1.3.2. Cálculo del valor del Factor de Amplificación Sísmica “C”

De acuerdo con las condiciones locales del terreno, se obtuvieron los siguientes periodos  $T_p = 1 \text{ seg}$  y  $T_L = 1.6 \text{ seg}$ , según la Tabla 13.

El valor del Factor de Amplificación Sísmica “C”, obtenido para ambas direcciones será igual a  $C=2.5$ , debido a que se cumple que los periodos fundamentales de ambas direcciones no superan el al periodo “ $T_p$ ”, de acuerdo con la Norma E.030.

$$T < T_p ; C = 2.5$$

Entonces:

$$T_{1-X} = 0.129s < T_p = 1s \therefore C_X = 2.5$$

$$T_{2-Y} = 0.072s < T_p = 1s \therefore C_Y = 2.5$$

### 3.1.3.3. Evaluación del valor de C/R

Para ambas direcciones cumple que el cociente entre el factor de amplificación sísmica y el factor de reducción sísmica son mayor a 0.125.

$$\frac{C_X}{R_X} = \frac{C_Y}{R_Y} = \frac{2.5}{2.25} = 1.11$$

$$1.11 \geq 0.11 \rightarrow OK$$

### 3.1.3.4. Cálculo del valor del factor exponencial de distribución.

El valor del factor exponencial de distribución "K", para ambas direcciones del análisis "X" y "Y" tendrá el valor de k=1, debido a que el periodo fundamental de estos no supera a 0.5 seg, según la Norma E.030.

$$k = \begin{cases} 1.0, T = 0.50s \\ 0.75 + 0.5T \leq 2.0, T > 0.50s \end{cases}$$

### 3.1.3.5. Cálculo del Cortante en la Base.

Obtención del peso para el análisis sísmico y la cortante basal mediante el programa, considerando los patrones de carga creados previamente.

Tabla 16: Peso del análisis sísmico y cortante estático basal estática obtenido en el programa ETABS

Tipo de Carga	Dirección	C	K	Peso (Ton)	Cortante Basal (Ton)
SX EST	X + Ecc. Y	0.55	1	711.96	391.58
SY EST	Y + Ecc. X	0.55	1	711.96	391.58

Fuente: Elaboración propia

Se puede apreciar que el peso para el análisis sísmico del edificio multifamiliar modela es de 711.96 Ton, en la cual se consideró el total de la carga muerta y el 25% de la carga viva, mientras que la fuerza cortante basal estática para ambas direcciones es de 391.58 Ton.

Tabla 17: Parámetros sísmicos para el análisis Estático - XX.

DIRECCIÓN X -X				$V_{DIR XX}$	391.58	$Eac_{DIR YY}$	0.7260
Piso (i)	Peso (Pi) Ton	Altura (hi) m	k	$Pi*(h)^k$	$\alpha$	Fi Ton	Mt Ton.m
Piso5	113.81	15.90	1.00	1,809.56	0.27008	105.75869	76.78081
Piso4	147.78	12.80	1.00	1,891.63	0.28233	110.55540	80.26322
Piso3	147.78	9.80	1.00	1,448.28	0.21616	84.64398	61.45153
Piso2	148.79	6.70	1.00	996.87	0.14879	58.26147	42.29783
Piso 1	153.80	3.60	1.00	553.68	0.08264	32.35947	23.49297
$\Sigma Pi*(h)^k$				6,700.01	$\Sigma Fi$	391.58	<b>Cumple</b>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 18: Parámetros sísmicos para el análisis Estático - YY.

DIRECCIÓN YY				$V_{DIR YY}$	391.58	$Eac_{DIR YY}$	0.7000
Piso (i)	Peso (Pi) Ton	Altura (hi) m	k	$Pi*(h)^k$	$\alpha$	Fi Ton	Mt Ton.m
Piso5	113.81	15.90	1.00	1,809.56	0.27008	105.75869	74.03108
Piso4	147.78	12.80	1.00	1,891.63	0.28233	110.55540	77.38878
Piso3	147.78	9.80	1.00	1,448.28	0.21616	84.64398	59.25078
Piso2	148.79	6.70	1.00	996.87	0.14879	58.26147	40.78303
Piso 1	153.80	3.60	1.00	553.68	0.08264	32.35947	22.65163
$\Sigma Pi*(h)^k$				6,700.01	$\Sigma Fi$	391.58	<b>Cumple</b>

Fuente: Elaboración propia

### 3.1.4. ANÁLISIS DINÁMICO

#### 3.1.4.1. CÁLCULO DEL CORTANTE DINÁMICO

Se emplearon los siguientes parámetros sísmicos descritos anteriormente para el análisis dinámico.

*Tabla 19: Parámetros sísmicos para el análisis Dinámico Modal Espectral.*

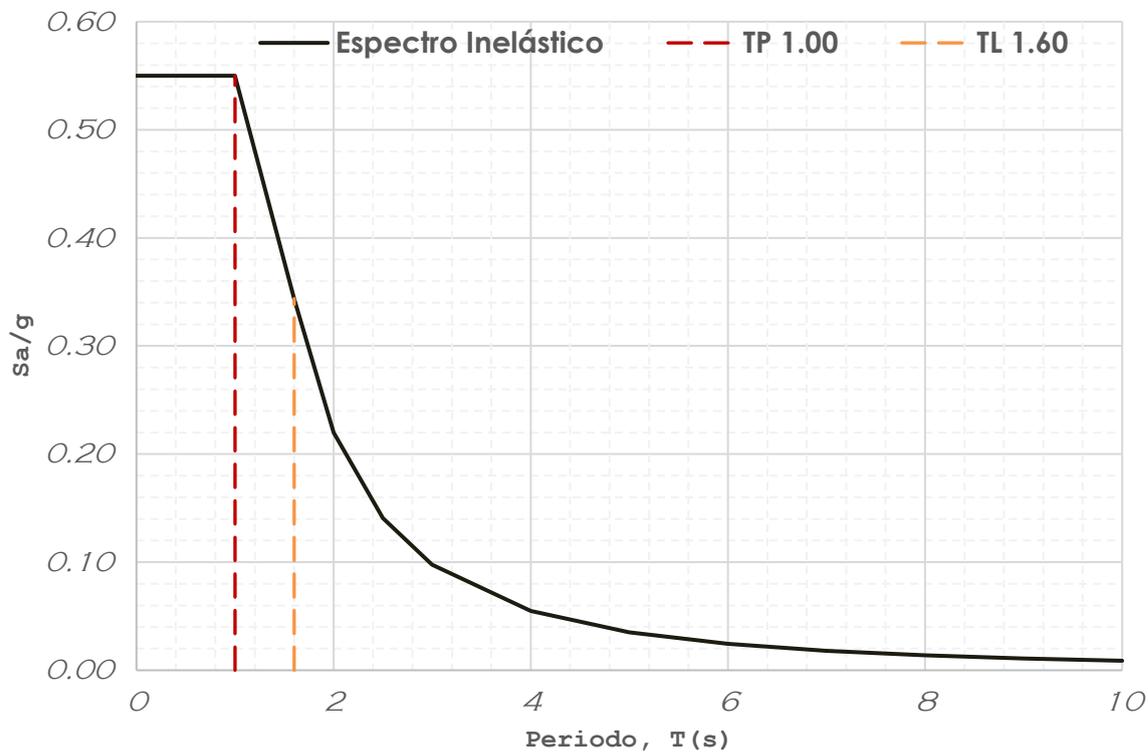
PARÁMETROS SÍSMICOS	
Factor de Zona Sísmica	Zona 4 = 0.45
Categoría de la edificación "C"	U=1.00
Tipo de Suelo	S3 = 1.10
Irregularidad en planta (Esquina entrante)	Ip=0.90
Irregularidad en altura	Ia=1.0
Coefficiente básico de reducción sísmica en "X" y "Y"	$R_0=2.5$
Coefficiente de reducción sísmica para en "X" y "Y"	R=2.25
Periodo para Tp	Tp=1 seg
Periodo para Tl	Tl=1.6 seg
Factor de Amplificación Sísmica	C=2.5

*Fuente: Elaboración propia*

#### 3.1.4.2. INCORPORACIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

El espectro lo generamos según los parámetros que la Norma E.030, tal como se muestra en la Figura 61.

Figura 22: Gráfica del Espectro Pseudo-Aceleración para ambas direcciones "X" y "Y".



Fuente: Elaboración propia

### 3.1.4.3. PERIODO DE VIBRACIÓN

Para el análisis dinámico se consideró mínimo 3 periodos cuya suma de masas superan el 90% de la masa total, tal y como se puede ver en la Tabla 24.

Tabla 20: Participación modal de la masa.

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0.13	0.0428	0.6699	0.0654
2	0.114	0.7378	0.0396	0.002
3	0.076	0.0001	0.0625	0.7909
4	0.041	0.00002983	0.0008	0.0001
5	0.039	0.0107	0.119	0.0079
6	0.038	0.0001	0.0002	0.000031
7	0.038	0.0017	0.012	0.0004
8	0.036	0.0003	0.0003	4.46E-05
9	0.036	0.0028	0.0004	4.38E-05
10	0.034	0.1013	0.0112	0.0005
11	0.034	0.0296	0.002	0.0007
12	0.032	0.0001	0.0014	0.0001
13	0.031	0.0011	0.00001438	0
14	0.03	0.0011	0.00001957	0
15	0.029	0.0002	0.00001632	0
		0.927	0.919	0.868

Fuente: Elaboración propia.

#### 3.1.4.4. VERIFICACIÓN DE LAS DERIVAS DE ENTREPISO

Verificamos que los desplazamientos laterales relativos admisibles de entrepiso no excedan de 0.003, (San Bartolomé, Evaluación experimental del sistema constructivo M2, 2009)

Según la Norma E.030, para estructuras irregulares los desplazamientos se obtendrán multiplicando el factor de reducción sísmica por los resultados obtenidos del análisis elástico.

Tabla 21: Derivas inelásticas para la dirección XX.

Piso	Altura (m)	Derivas Elásticas $\left(\frac{\Delta_i}{h_{ei}}\right)$	Derivas Inelásticas $\left(R * \frac{\Delta_i}{h_{ei}}\right)$	Derivas Inelásticas (%)	Derivas Inelásticas límite (%)
Piso5	15.9	0.000072	0.000162	0.016200	0.3
Piso4	12.8	0.00009	0.000203	0.020250	0.3
Piso3	9.8	0.000129	0.000290	0.029025	0.3
Piso2	6.7	0.000101	0.000227	0.022725	0.3
Piso 1	3.6	0.000083	0.000187	0.018675	0.3

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 22: Derivas inelásticas para la dirección YY.

Piso	Altura (m)	Derivas Elásticas $\left(\frac{\Delta_i}{h_{ei}}\right)$	Derivas Inelásticas $\left(R * \frac{\Delta_i}{h_{ei}}\right)$	Derivas Inelásticas (%)	Derivas Inelásticas límite (%)
Piso5	15.9	0.000106	0.000239	0.02385	0.3
Piso4	12.8	0.000122	0.000275	0.02745	0.3
Piso3	9.8	0.000129	0.000290	0.029025	0.3
Piso2	6.7	0.00012	0.000270	0.027	0.3
Piso 1	3.6	0.00032	0.000720	0.072	0.3

Fuente: Elaboración propia.

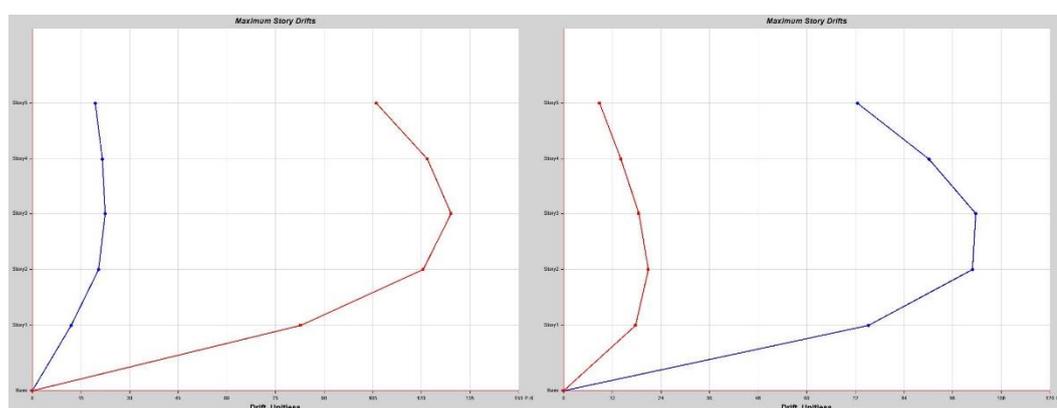


Figura 23: Distorsiones entrepiso ambas direcciones "X" y "Y".

Fuente: Elaboración propia.

Para ambas direcciones las derivas inelásticas son menores a 0.003, como se aprecia en la Figura 62.

### 3.1.5. VERIFICACIÓN DE LA FUERZA CORTANTE MÍNIMA

Se verificó para efectos de diseño, según la Norma E.030 Art.4.6.4 la fuerza cortante mínima luego de haber realizado el análisis estático y dinámico del edificio multifamiliar y haber realizado la verificación de la rigidez. En este caso al ser una estructura irregular la cortante dinámica debe ser mayor o igual al 90% de la cortante estática.

Tabla 23: Cortante basal estática, dinámica y factor de escala

	$V_{Estática}$ (Ton)	$V_{Dinámica}$ (Ton)	$0.9 V_{Est}$	Factor de Escala
Dirección XX	391.58	298.15	33.04	1.14
Dirección YY	391.58	271.96	33.04	1.23

Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.6. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL SISTEMA EMMEDUE

#### 3.1.6.1. LOSA EMMEDUE

##### 3.1.6.1.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

##### 3.1.6.1.1.1. RESISTENCIA A FLEXIÓN

La losa utilizada en la vivienda presenta un espesor total de 20 cm, compuesta por una capa de concreto de 5 cm, una capa de EPS de 12 cm y una capa inferior de mortero de 3 cm.

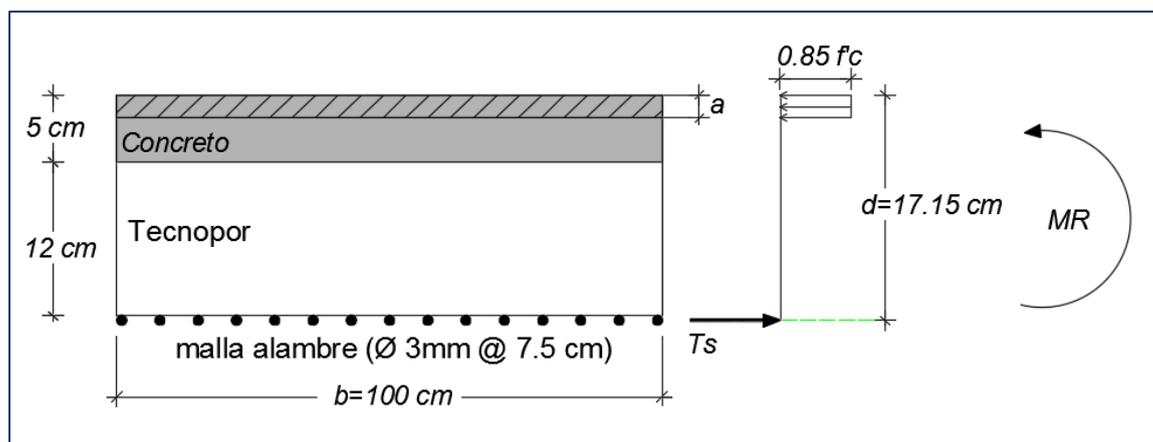


Figura 24: Esquematización del análisis a Flexión del panel losa.

Fuente: Elaboración propia.

- Determinación del área de acero en 1 m de losa Emmedue.

$$\phi_{barra} = 3 \text{ mm}$$

$$A_{total} = \frac{\pi (0.3)^2}{4} * \frac{100}{7.5} = 0.942 \text{ cm}^2 \text{ (una capa)}$$

### Para el momento positivo

- Cálculo de profundidad del bloque de compresión equivalente

$$a = \frac{A_{s(\text{inf.})} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{0.942 * 6500}{0.85 * 210 * 100}$$

$$a = 0.343 < 5 \text{ cm} \dots \dots OK$$

- El momento nominal se obtuvo mediante la siguiente expresión:

$$M_n = A_{s(\text{inf.})} f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) = 0.942 * 6500 * \left( 17.15 - \frac{0.343}{2} \right)$$

$$M_n = 104,011.48 \text{ kg. cm/m}$$

$$\emptyset M_n = 0.90 * 104,011.48 \text{ kg. cm/m}$$

$$\emptyset M_n = 936.10 \text{ kg. m/m}$$

### Para el momento negativo

Al presentar en la parte inferior una capa de mortero de  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , se consideró el 80% de su resistencia, siendo este  $f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$  para fines de cálculo como margen de seguridad.

- Cálculo de profundidad del bloque de compresión equivalente.

$$a = \frac{A_{s(\text{sup.})} f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{0.942 * 6500}{0.85 * 170 * 100}$$

$$a = 0.42 < 3 \text{ cm} \dots \dots OK$$

- El momento nominal se obtuvo mediante la siguiente expresión:

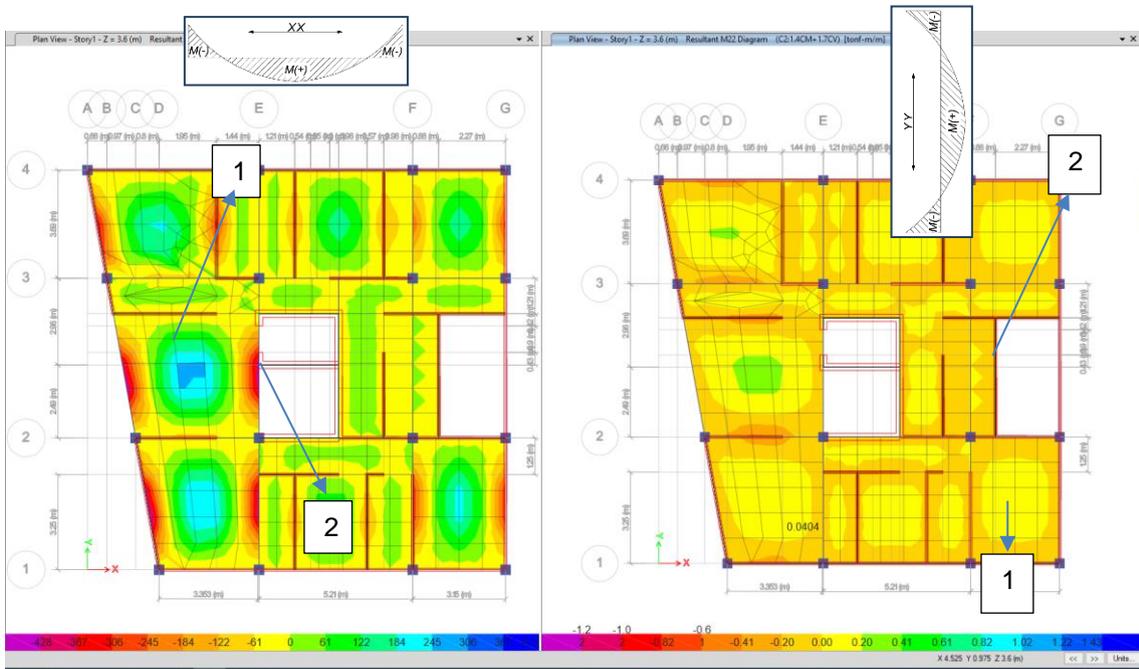
$$M_n = A_{s(\text{inf.})} f_y \left( d' - \frac{a}{2} \right) = 0.942 * 6500 * \left( 15.15 - \frac{0.42}{2} \right)$$

$$M_n = 91,477.62 \text{ kg. cm/m}$$

$$\emptyset M_n = 0.90 * 91,477.62 \text{ kg. cm/m}$$

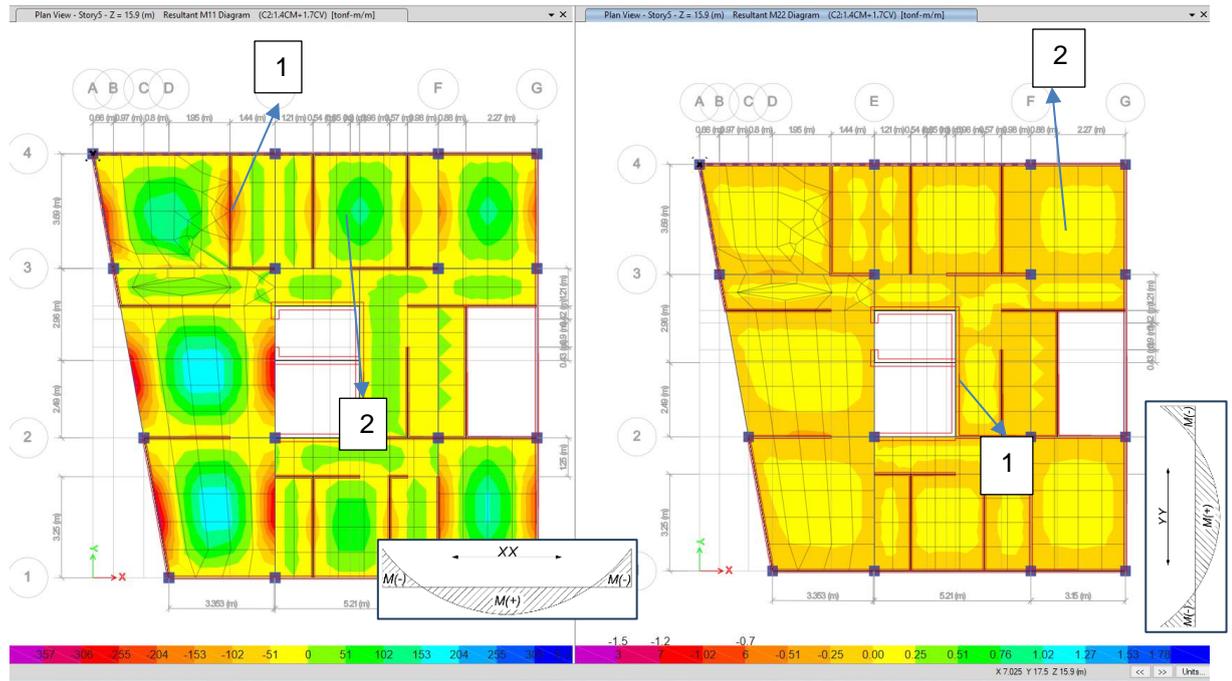
$$\emptyset M_n = 823.29 \text{ kg. m/m}$$

A continuación, se presenta las Figuras 64 y 65, donde se ubican los máximos momentos actuantes positivos y negativos y en la Tabla 28 se especifican esos valores.



Fuente: Propia – ETABS v16

Figura 25: Ubicación de momento máximo positivo y negativo de losa Emedue del 1º piso en la dirección XX y YY.



Fuente: Propia – ETABS v16

Figura 26: Ubicación del momento máximo positivo y negativo de losa Emmedue del 2º piso en la dirección XX y YY.

Tabla 24: Momentos máximos requeridos y Momento resistente de diseño.

Nivel	Momento máximo ( $\text{kgf} - \frac{\text{m}}{\text{m}}$ ) $M_{11}$		Momento máximo ( $\text{kgf} - \frac{\text{m}}{\text{m}}$ ) $M_{22}$		Resistencia a flexión ( $\text{kgf} - \frac{\text{m}}{\text{m}}$ ) $\phi M_n$	Resistencia a flexión ( $\text{kgf} - \frac{\text{m}}{\text{m}}$ ) $\phi M_n$	$\phi M_n$ $\geq M_u$
	1 (Sup.)	2 (Inf.)	1 (Sup.)	2 (Inf.)	Inferior	Superior	
Entrepiso	-408.11	438.76	-363.86	273.47	936.10	823.29	OK
Techo	-263.69	118.86	-287.74	139.57	936.10	823.29	OK

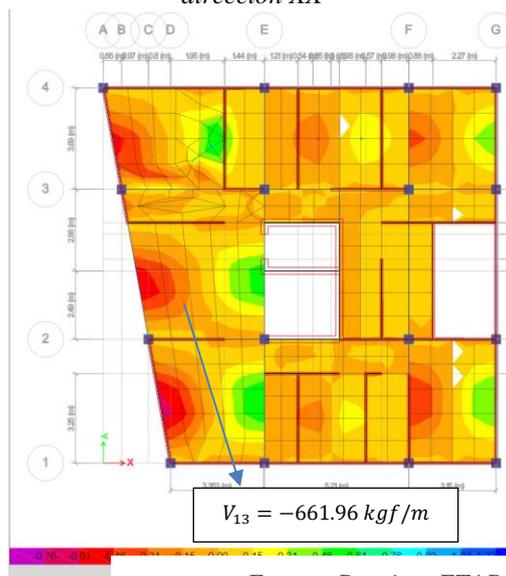
Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla 28 apreciamos el cumplimiento de resistencia de diseño, respecto a la resistencia requerida del panel losa Emmedue, sin embargo, cabe destacar que el acero de dicho panel ( $\phi$  3mm @7.5 cm), satisface el refuerzo mínimo por cambios volumétricos según lo que establece la NTE E0.60, en su ítem 9.7.2 teniendo una cuantía de 0.188 % en parte de compresión.

### 3.1.6.1.1.2. DISEÑO POR CORTANTE PERPENDICULAR AL PLANO

Para el diseño por cortante, se obtuvieron las fuerzas por corte en la losa del 1° y el 5° nivel, tal como se muestran en las Figuras 66, 67, 68 y 69.

Figura 28 Fuerza cortante del 1° piso en la dirección XX



Fuente: Propia – ETABS v16

Figura 27: Fuerza cortante del 1° piso en la dirección YY.

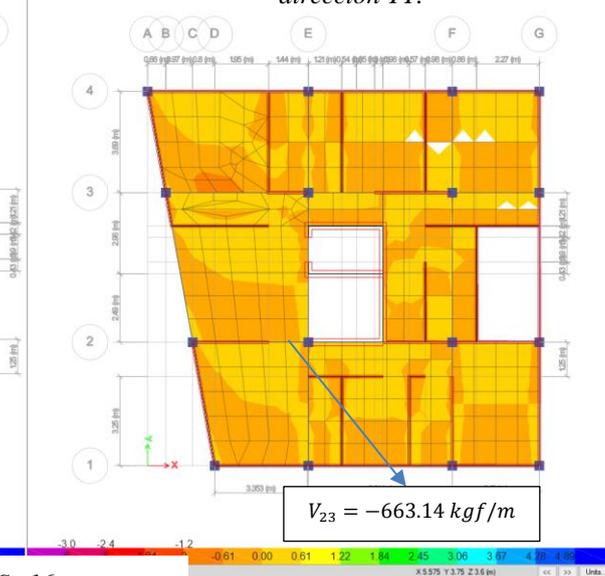
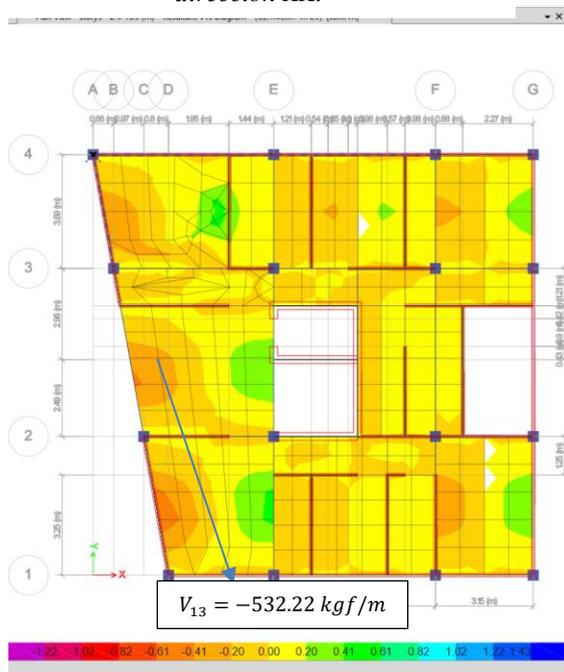
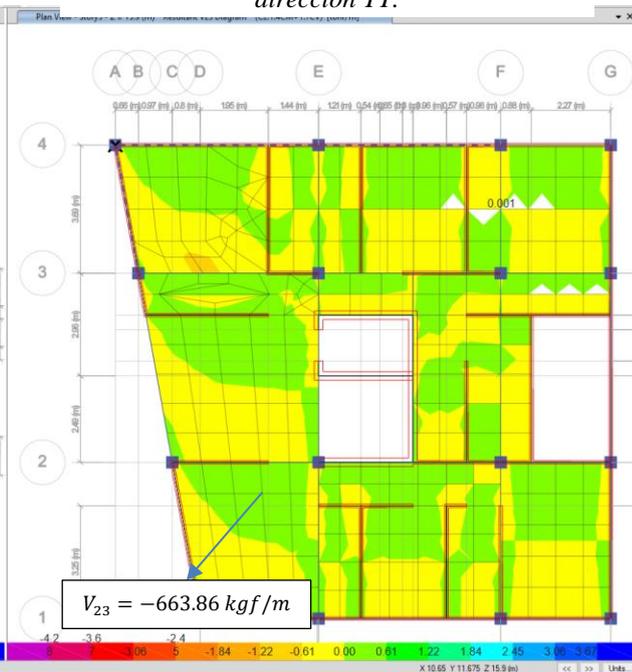


Figura 30: Fuerza cortante del 2° piso en la dirección XX.



Fuente: Propia – ETABS v16

Figura 29: Fuerza cortante del 2° piso en la dirección YY.



Para determinar la resistencia a la fuerza cortante perpendicular al plano del panel losa de Emmedue, solo se considera el aporte del conector, el cual se obtuvo según la ecuación

$$\phi V_n = \phi V_s = \phi * (A_v * f_y * n_t)$$

Donde:

- Área de la barra del conector diámetro de 3 mm es de  $0.071 \text{ cm}^2$ .
- El número de conectores en un metro cuadrado es de  $72 \text{ u/m}^2$ .
- $\phi = 0.85$  factor de reducción de resistencia al corte según la Norma E 0.60.

Se tendría que la cortante máxima del panel losa Emmedue soportaría:

$$\phi V_n = \phi V_s = 0.85 * (0.071 * 6500 * 72)$$

$$\phi V_n = 28,243.80 \text{ kgf/m}$$

En la Tabla 29, se observa el cumplimiento de resistencia de diseño:  $\phi V_s > V_u$ , por lo que el diámetro de 3 mm del conector cumple con la resistencia al corte perpendicular al plano del panel losa de Emmedue.

Tabla 25: Cortante perpendicular al plano.

Nivel	Corte (kgf/m)		$\phi V_n \left(\frac{\text{kgf}}{\text{m}}\right)$	$\phi V_n \geq V_u$
	$V_{13}$	$V_{23}$		
Entrepiso	-661.96	-663.14	28,243.80	OK
Techo	-532.22	-663.86	28,243.80	OK

Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.6.2. MUROS EMMEDUE

A pesar de que la resistencia a la compresión del mortero es  $280 \text{ kg/cm}^2$ , se consideró un aproximado del 80% de su resistencia para fines de cálculo como margen de seguridad, siendo  $170 \text{ kg/cm}^2$ , para la verificación de resistencia del panel muro.

#### 3.1.6.2.1. ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

##### 3.1.6.2.1.1. RESISTENCIA A CARGA AXIAL.

La resistencia de diseño máxima " $\phi P_{n \max}$ ", para elementos sometidos a compresión céntrica de resistencia última, se obtendrá según la Ecuación 7.

$$\phi P_{n \max} = 0.80 \phi P_n = 0.80 \phi [0.85 f'_c A_c + n A_s f_y]$$

Donde:

El panel muro de Emmedue, empleado denominado PSE40, presenta un acero vertical y transversal de 2.5 mm de diámetro, con una separación de 7.5 cm, y una resistencia de fluencia de  $6500 \text{ kg/cm}^2$ .

- Área de la barra es de  $0.049 \text{ cm}^2$ , por lo que al presentar dos capas sería  $A_s = 0.098 \text{ cm}^2$ .
- $n = \frac{100}{7.5} \cong 14$  alambres de refuerzo longitudinal para un metro lineal.
- La sección transversal del panel que aporta resistencia estaría comprendida por la suma de las dos capas de mortero (6cm), por lo que  $A_c = 6 * 100 = 600 \text{ cm}^2$ .
- $\phi = 0.70$  factor de reducción de resistencia según la Norma E 0.60.

Se tendría que la carga axial máxima del panel Emmedue sería:

$$\phi P_{n \max} = 0.80 \phi P_n = 0.80 * 0.70 * [0.85 * 170 * 600 + 14 * 0.098 * 6500]$$

$$\phi P_{n \max} = 53,308.27 \text{ kgf/m}$$

$$\phi P_{n \max} = 53.31 \text{ Ton/m}$$

A continuación, se muestra las Tablas 32 y 33, la comparación de cada muro Emmedue para ambas direcciones según la Figura 75, sus fuerzas actuantes y de su resistencia nominal.

*Tabla 26: Resistencia a carga axial del panel muro Emmedue en dirección XX*

<i>Muro</i>	<i>Axial Máxima (Ton)</i>	$\phi P_n$ (Ton)	$\phi P_n \geq P_u$
X1	23.28	89.56	OK
X2	12.43	37.32	OK
X3	12.37	31.98	OK
X4	10.77	40.51	OK
X5	45.09	131.67	OK
X6	32.35	127.94	OK
X7	10.07	21.32	OK
X8	4.85	21.32	OK
X9	44.09	131.67	OK
X10	28.36	83.69	OK
X11	24.58	58.64	OK
X12	11.45	25.59	OK
X13	24.58	58.64	OK
X14	24.45	25.59	OK

*Fuente: Elaboración propia.*

*Tabla 27: Resistencia a carga axial del panel muro Emmedue en dirección YY*

<i>Muro</i>	<i>Axial Máxima (Ton)</i>	$\phi P_n$ (Ton)	$\phi P_n \geq P_u$
Y1	70.98	186.05	OK
Y2	32.44	91.69	OK
Y3	7.53	24.52	OK
Y4	42.38	114.08	OK
Y5	54.83	170.05	OK
Y6	43.78	159.92	OK
Y7	47.52	202.57	OK
Y8	25.82	122.61	OK
Y9	25.82	122.61	OK
Y10	11.68	45.85	OK

*Fuente: Elaboración propia.*

En ambos casos se aprecia que la resistencia a la compresión nominal, no es excedida, por lo que el panel Emmedue elegido es aceptable.

### 3.1.6.2.1.2. FLEXOCOMPRESIÓN EN EL PLANO DEL MURO

La resistencia a momento en el plano quedará expresada a través de:

$$\phi M_n = \phi \left[ (0.5 \cdot A_{st} \cdot f_y \cdot l_w) \left( 1 + \frac{P_u}{A_{st} \cdot f_y} \right) \left( 1 - \frac{c}{l_w} \right) \right]$$

A continuación, se detalla el muro X1, como ejemplo:

Dónde:

$$l_w = 168 \text{ cm}$$

$$h = 6 \text{ cm}$$

$$s = 7.5 \text{ cm}$$

$$P_u = 23280 \text{ kg}$$

$$M_u = 3.73 \text{ Ton.m}$$

$$\beta_1 = 0.85 \text{ dado que } f'c < 280 \text{ Kg/cm}^2$$

Se tiene que:

$$A_{st} = A_v \cdot l_w / s \rightarrow A_{st} = 2 * 0.048 * \frac{168}{7.5} = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$\omega = \left( \frac{A_{st}}{l_w \cdot h} \right) \left( \frac{f_y}{f'c} \right) \rightarrow \omega = \left( \frac{1.31}{168 * 6} \right) \left( \frac{6500}{175} \right) = 0.08$$

$$\alpha = \left( \frac{P_u}{l_w \cdot h \cdot f'c} \right) \rightarrow \alpha = \left( \frac{23280}{168 * 6 * 175} \right) = 0.13$$

$$\frac{c}{l_w} = \frac{\omega + \alpha}{2\omega + 0.85\beta_1} \rightarrow \frac{c}{l_w} = \frac{0.08 + 0.13}{2 * 0.08 + 0.85 * 0.85} = 0.24$$

$$\phi M_n = 0.9 * \left[ (0.5 * 2.20 * 6500 * 168) \left( 1 + \frac{23280}{2.20 * 6500} \right) (1 - 0.21) \right]$$

$$\phi M_n = 2155365.35 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$\phi M_n = 21.55 \text{ Ton} * \text{m}$$

$$\phi M_n = 21.55 \text{ Ton.m} > M_u = 6.03 \text{ Ton.m} \rightarrow OK$$

A continuación, en las Tablas 34 y 35 se comparan cada muro Emmedue según la Figura 75 su momento actuante obtenido de programa ETABS y su momento nominal de flexocompresión en el plano del muro determinado.

Tabla 28: Flexión en el plano para los muros Emmedue en dirección XX.

Muro	$P_u$ (Ton)	$\phi M_n$ (Ton.m)	$M_u$ (Ton.m)	$\phi M_n \geq M_u$
X1	23.28	21.55	6.03	OK
X2	12.43	4.15	1.71	OK
X3	12.37	4.14	1.22	OK
X4	10.77	4.45	2.35	OK
X5	45.09	55.69	18.92	OK
X6	32.35	46.37	14.39	OK
X7	10.07	2.23	1.00	OK
X8	4.85	1.65	1.19	OK
X9	44.09	55.17	20.46	OK
X10	28.36	23.20	9.37	OK
X11	24.58	11.21	3.84	OK
X12	28.36	23.20	9.37	OK
X13	24.58	11.21	3.84	OK
X14	11.45	3.14	0.92	OK

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 29: Flexión en el plano para los muros Emmedue en dirección YY

Muro	$P_u$ (Ton)	$\phi M_n$ (Ton.m)	$M_u$ (Ton.m)	$\phi M_n \geq M_u$
Y1	70.98	108.96	10.46	OK
Y2	32.44	25.69	3.43	OK
Y3	7.53	1.73	0.58	OK
Y4	42.38	40.24	35.01	OK
Y5	54.83	85.07	13.86	OK
Y6	43.78	71.36	13.52	OK
Y7	47.52	104.28	16.73	OK
Y8	25.82	36.97	8.52	OK
Y9	25.82	36.97	8.52	OK
Y10	11.68	5.60	0.44	OK

Fuente: Elaboración propia.

En ambos casos se aprecia que la resistencia a la compresión nominal, no es excedida, por lo que el panel Emmedue elegido es aceptable.

### 3.1.7. VERIFICACIÓN DE DERIVAS DE ENTREPISO

Las derivas inelásticas máxima obtenidas del sistema Emmedue en la  $dxx = 0.086\%$  y en  $dyy = 0.204\%$ , según la Tabla 25, 26 respectivamente. Esto es debido a la buena densidad de muros que presentan en ambas direcciones la vivienda, y además de no presentan irregularidad de rigidez y piso blando.

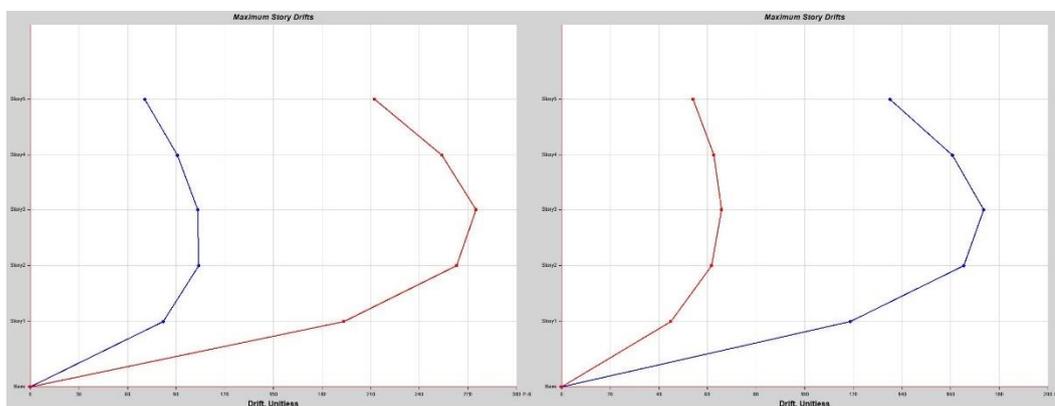


Figura 31: Derivas Inelásticas de entrepiso X-X Figura 32: Derivas Inelásticas de entrepiso Y-Y

Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.8. ANÁLISIS ESTÁTICO

La Tabla 77 y la figura muestran la cortante estática en la base y su distribución para cada piso.

Tabla 30: Fuerza Cortante Estática en la base.

Cortante Estática en la base	Sistema Emmedue
Sismo XX (Ton)	<b>391.579</b>
Sismo YY (Ton)	<b>391.579</b>

Fuente: Elaboración propia.

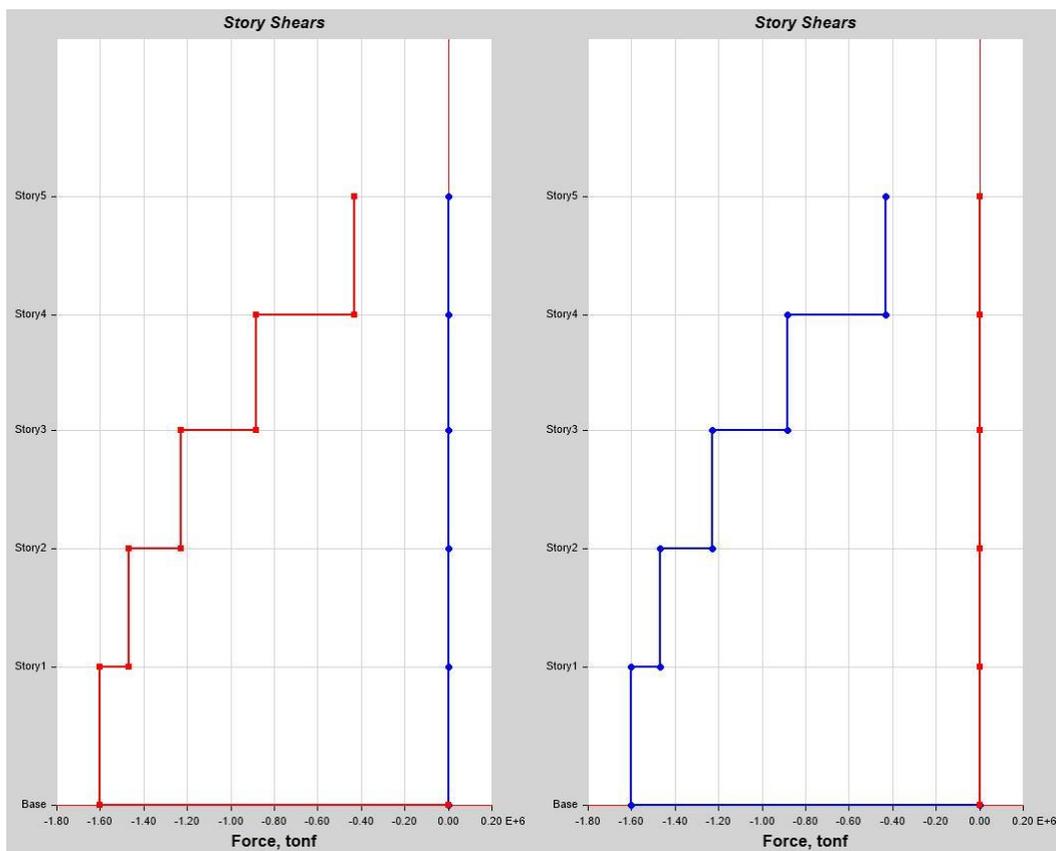


Figura 33:Fuerza Cortante Basal sistema Emmedue.

Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.9. ANÁLISIS DINÁMICO

El valor del cortante dinámico en la base del sistema Emmedue, en la dirección de análisis  $V_{XX} = 28.98$  Ton y  $V_{YY} = 26.86$  Ton, según la Tabla 22, para cumplir el requisito de la Norma E.030, para efectos de diseño de los elementos estructurales.

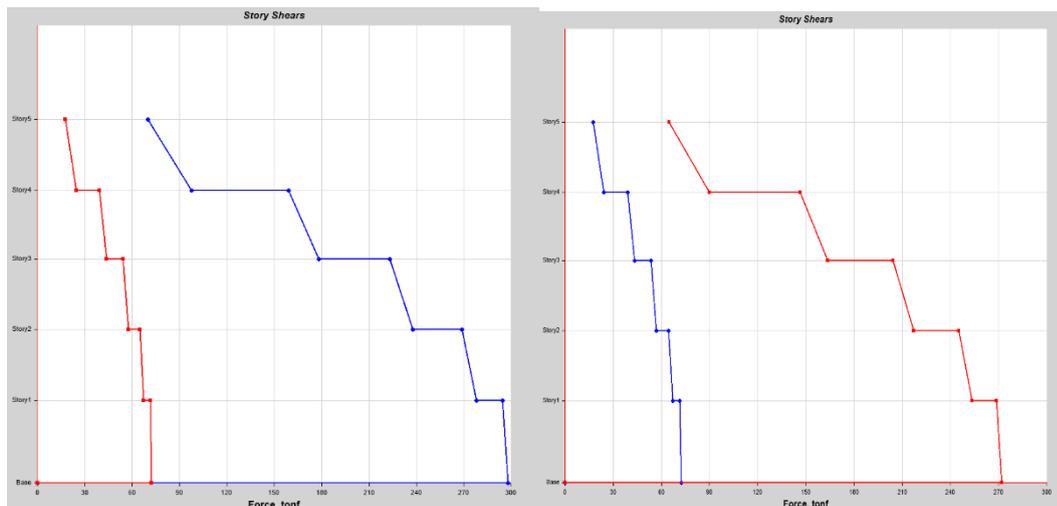


Figura 34: Fuerza Cortante Basal Dinámico sistema Emmedue (izquierda).

Fuente: Elaboración propia.

### 3.1.10. DISEÑO ESTRUCTURAL

#### 3.1.10.1. DISEÑO LOSAS

En la losa de Emmedue los momentos máximos obtenidos del análisis según la Tabla 28,  $M_{\max (+)} = 0.173 \text{ Ton. m}$  y  $M_{\max (-)} = 0.363 \text{ Ton. m}$ . De lo anterior se puede apreciar que en el sistema Emmedue los momentos máximos actuantes son menor al su momento nominal que se obtuvo del panel losa Emmedue  $\phi M_n (+) = 0.94 \text{ Ton. m}$  y  $\phi M_n (-) = 0.82 \text{ Ton. m}$ . además, cabe destacar que el acero de dicho panel losa ( $\phi$  3mm @7.5 cm), satisface el refuerzo mínimo por cambios volumétricos según lo que establece la NTE E0.60, en su ítem 9.7.2 teniendo una cuantía de 0.188 % en parte de compresión.

La cortante máximas para el sistema Emmedue que se obtuvo del análisis  $V_{13} = 0.66 \text{ Ton/m}$  y  $V_{23} = 0.66 \text{ Ton/m}$ , siendo estas menor a la cortante que puedan soportar los conectores  $72 \text{ u/m}^2$  del panel losa cuya  $\phi V_n = 28.24 \text{ Ton/m}$ , según la Tabla 29 , cumpliendo para este caso las características del panel losa utilizado, mientras que en la losa maciza de 10 cm de espesor la fuerza cortante del concreto

$\phi V_c = 3.26 \text{ Ton/m}$ , mayor a la cortante última  $V_{13} = 0.85 \text{ Ton/m}$  y  $V_{23} = 0.82 \text{ Ton/m}$ .

### 3.1.10.2. DISEÑO MUROS

Se comparo los resultados obtenidos para uno de los muros con mayores fuerzas internas actuantes para ambos sistemas constructivos. En este caso el muro “Y1”

De la Tabla 33 se obtiene del análisis que el sistema Emmedue presenta una carga axial máxima  $70.98 \text{ Ton}$ , siendo esta menor a la carga axial nominal  $\phi P_n = 186.05 \text{ Ton}$ , mientras que en la Tabla 35 presenta un momento actuante en su plano del muro  $M_u = 10.46 \text{ Ton.m}$ , siendo esta menor al momento nominal obtenido  $\phi M_n = 108.96 \text{ Ton.m}$ , y en la Tabla 39, la cortante en el plano del muro  $V_u = 12.83 \text{ Ton}$ , siendo esta menor también que su cortante nominal  $\phi V_n = 29.98 \text{ Ton}$ , cumpliendo satisfactoriamente que el acero proveniente del panel y el mortero estructural empleado cumplen el requisito de resistencia según nuestra NTE E.060.

### 3.1.10.3. CURVAS DE CAPACIDAD

Para el análisis inelástico de la estructura, se realizó teniendo un total de 318 rótulas ubicadas en los elementos estructurales. Se obtuvo el siguiente comportamiento de la edificación.

*Figura 359: Curva de capacidad.*



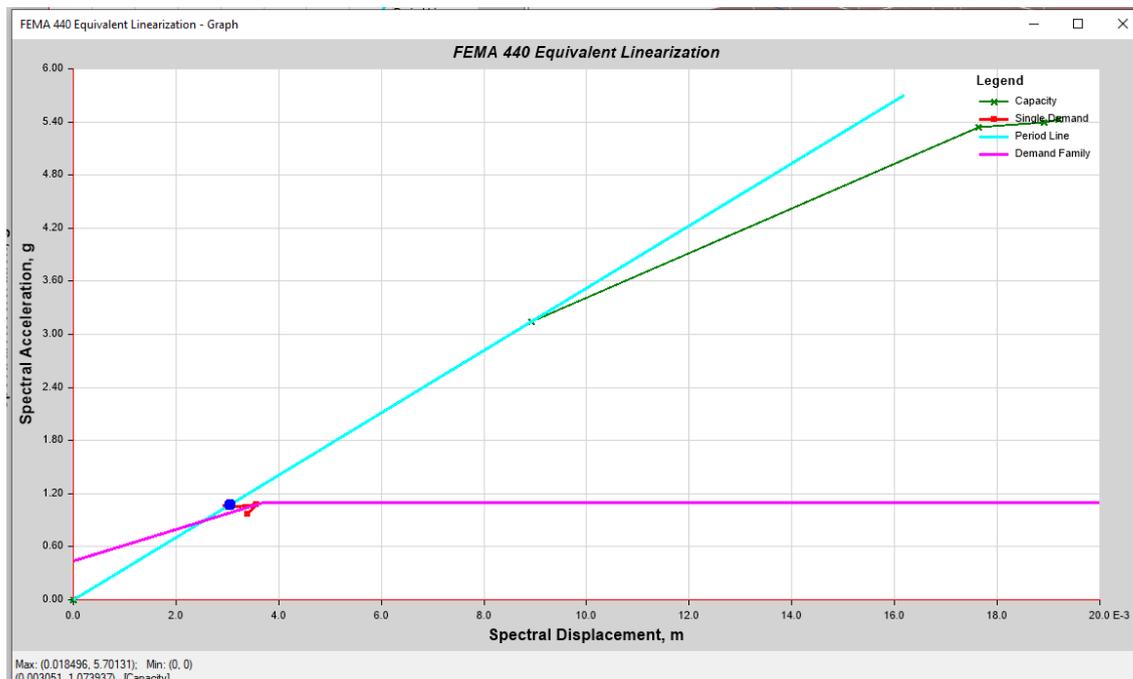
*Fuente: Elaboración propia.*

En general la estructura presenta una adecuada ductilidad en todas las secciones sometidas a flexión.

Asimismo, se afirma que estas ductilidades evaluadas no generarían del todo un comportamiento adecuado en conjunto con la estructura, pues bien éstas varían en función del confinamiento que pueden tener la viga y columna, entre otros.

Se determinó el punto de desempeño de la estructura, mediante el método del espectro capacidad establecido por el ATC-40 y el FEMA 440, la cual se muestra en la siguiente figura:

### 3.1.10.4. SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD



La intersección del espectro de aceleraciones, que fue reducido en función de la ductilidad y la curva Bilineal creado de la curva de capacidad nos permite determinar el punto de desempeño de la estructura. Ver Anexo 10.

El límite de desplazamiento para determinar el nivel de desempeño fue la siguiente:

$$\Delta FE = 18.70 \text{ cm}$$

TABLA N° 6 Nivel de desempeño

NIVEL DE DESEMPEÑO	LÍMITE DE DESPLAZAMINETO
OPERACIONAL	2.50 cm
FUNCIONAL	9.49 cm
SEGURIDAD DE VIDA	18.8 cm
PRE-COLAPSO	19.1 cm
COLAPSO	20.0 cm

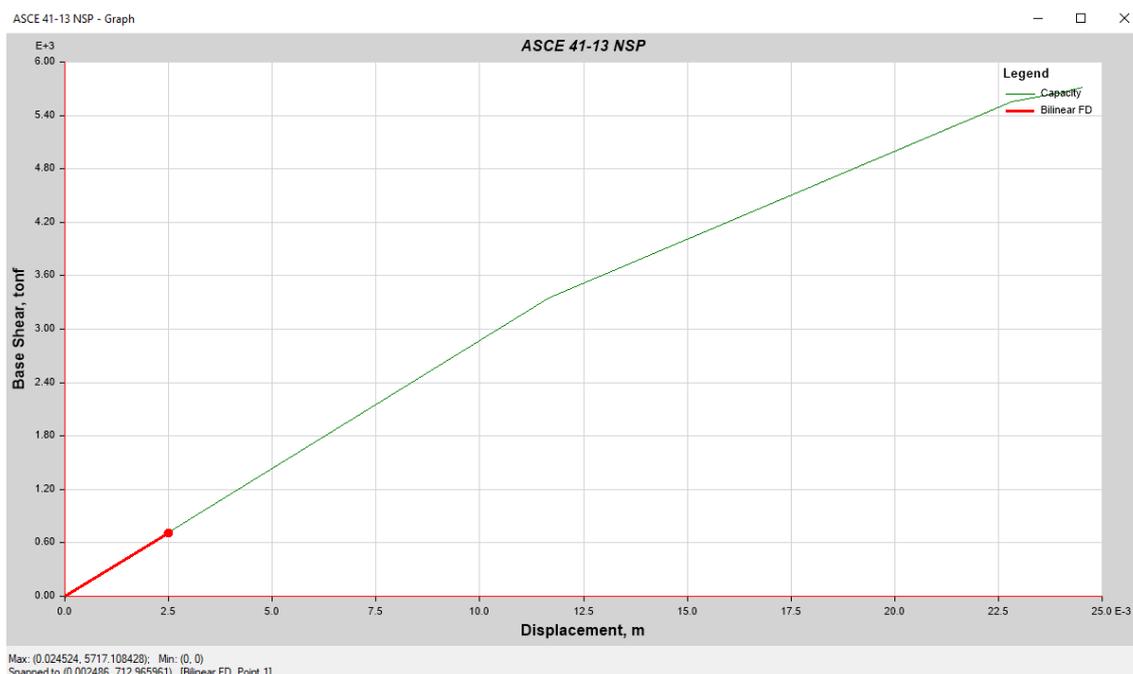
Fuente: Elaboración propia

Interpretación:

El desplazamiento máximo que alcanza la estructura debido al análisis estático no lineal, es de 20 cm. Presentando un desplazamiento elástico menores que el desplazamiento inelástico que tiene la estructura. Es por ello que la estructura frente a cargas sísmicas tendrá un buen del comportamiento inelástico.

El desempeño de la estructura que está en función del desplazamiento que alcanza la estructura se encuentra entre el nivel de desempeño Funcional y seguridad de vida. Debido a que el punto de desempeño tiene un desplazamiento de 20 cm.

Asimismo se espera que la estructura tenga un comportamiento inelástico cuando supere los 9.49 cm de desplazamiento. Obteniendo como ductilidad total del sistema de 2.50. La cual se considera como demanda de ductilidad moderada referenciado por el ATC – 40.



## CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

### 4.1. DISCUSIÓN.

- Se modeló mediante el software ETABS CSI, las dos viviendas unifamiliares de los sistemas EMMEDUE, según los parámetros sísmicos de la Tabla 23 y 45 para los sistemas respectivamente. Además, se realizó el diseño estructural según la normativa vigente.
- Los resultados de la presente investigación se determinaron mediante la aplicación de instrumentos de análisis, así como el software Etabs 2016 y con el apoyo de hojas de cálculo de Excel. Es por ello que se discutirán los resultados de la investigación por medio de normas nacionales como internacionales.
- De acuerdo a los parámetros de la edificación que se evaluaron, en donde la recolección de datos se desarrolló en una guía de observaciones. Las cuales se evaluaron parámetros sísmicos, parámetros estructurales, cargas, dimensiones de los elementos estructurales y las Irregularidades estructurales. Según la norma E030.
- Según el Informe técnico PUPC-Evaluación Experimental del Sistema Emmedue, como se indican en las Tablas N° 25, 26, 47 y 48. El sistema Emmedue tiene mayores derivas de entrepiso, cabe destacar que, en el modelamiento para el análisis estructural del sistema Emmedue, no se consideró la rigidez de las mallas angulares, mallas en U, ni los refuerzos para lograr la integridad estructural entre muro-muro y losa-muro. Ambos sistemas cumplen satisfactoriamente las derivas inelásticas máximas, por lo que la implicancia es que ambos sistemas pueden usarse para la construcción de viviendas.
- Debido a que la fuerza sísmica es directamente proporcional a la masa de la edificación. Se implica que el sistema constructivo Emmedue tendrá menores fuerza sísmicas debido a que es liviano, esto se ve reflejado en el peso para el análisis sísmico y la cortante basal.

Los muros de ambos sistemas constructivos cumplen satisfactoriamente el requisito de resistencia según la Norma E.060. Por lo que se espera un buen desempeño estructural y sismorresistente.

- Se encontró una limitación financiera para realizar algunos ensayos y elaboración de prototipos a escala real por lo que esta investigación es completamente descriptiva y no experimental transversal ya que no se manipulan las variables y solo se recolecta información.
- El sistema EMMEDUE cumplió satisfactoriamente las derivas inelásticas y otros requisitos de diseño. Esto coincide con el (San Bartolomé, 2009), donde la evaluación experimental de este sistema cumplió las derivas inelásticas permisibles y otros requisitos de diseño en función de su investigación.
- El sistema EMMEDUE cumplió satisfactoriamente los requisitos de diseño y las derivas inelásticas. Esto coincide con Vargas & Terrazos, (2016), que concluye un buen diseño estructural y sismorresistente. Cabe mencionar que las derivas inelásticas máximas de nuestra investigación son menores, siendo en la  $dx_x = 0.028\%$  y en  $dy_y = 0.029\%$ , mientras que en el “Antecedente Nro.7”, las derivas inelásticas máximas fueron de  $dx_x = 3.04\%$  y en  $dy_y = 1.67\%$ , esto se debe a que dicha edificación es de 7 niveles, sin embargo, ambas investigaciones cumplen con la normativa vigente. El punto de desempeño sísmico determinado de acuerdo al ATC – 40 y al FEMA 440, método de espectro capacidad. Está ubicado en el rango inelástico y tiene como nivel de desempeño control de daño (Funcional) y seguridad de vida, para un sismo de diseño con un periodo de retorno de 50 años y una probabilidad de excedencia del 10%. La cual en las normas que se tomaron como base fundamental de esta investigación establece que para un sismo de diseño el edificio de uso básico presentara fallas como grietas en los elementos no estructurales y

fisuras en los elementos estructurales, afectando funcionamiento del edificio que puede llegar a cerrar temporalmente para las reparaciones.

#### 4.2. CONCLUSIONES.

- Se elaboró los planos de Arquitectura del edificio multifamiliar.
- Se elaboró mediante el software ETABS CSI, la modelación, análisis estructural y sismorresistente, del edificio multifamiliar en base a los sistemas Emmedue; para la determinación de la resistencia de diseño según las distintas solicitaciones y diseñar las estructuras, aplicando ayuda de diseños existentes y las disposiciones del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Se diseño las estructuras de los sistemas: EMMEDUE, aplicando ayuda de diseños existentes y las disposiciones del Reglamento Nacional de edificaciones RNE; se elaboró modelos de cálculo para la determinación de las resistencias de diseño según las distintas solicitaciones a flexión, fuerzas cortantes, fuerza axial de paneles EMMEDUE. Cumpliendo con las derivas inelásticas máximas obteniendo del análisis para el sistema Emmedue  $d_{xx} = 0.086\%$  y  $d_{yy} = 0.204\%$ , peso para el análisis sísmico de la estructura en Emmedue 711.96 Ton, la fuerza cortante basal estática del sistema Emmedue 391.579 Ton y su fuerza cortante dinámica en Emmedue  $V_{XX} = 298.1494$  Ton y  $V_{YY} = 298.1494$  Ton.
- El desempeño sísmico del edificio para un sismo de diseño que tiene el 10% de excedencia en 50 años es de funcional a seguridad de vida, establecido por el ATC-40. La cual para un edificio de uso básico cumple con lo establecido en dicha norma.
- El desplazamiento inelástico que alcanza la estructura es de 20 cm en el nivel más elevado del edificio. Presentando en la gran mayoría de los elementos resistentes de la estructura rotulas en los extremos de las columnas con el nivel Funcional, y que va aumentando el nivel de desempeño hasta presentar rotulas del nivel de colapso.

#### 4.3. RECOMENDACIONES.

- Siendo el tema del análisis estático no lineal medianamente complejo, se deberá de hacer el uso de este procedimiento en 3 etapas, visita al edificio y verificación de la estructura, verificación de los elementos estructurales correspondiente al diseño de acuerdo a la norma técnica de concreto armado E-0.60. y comprobarlos con el ACI 318-14, finalmente verificar el nivel de desempeño teniendo en cuenta los muros estructurales con un comportamiento no lineal.
- A la comunidad académica, plantear una propuesta de diseño del sistema EMMEDUE en miras a la “Resolución Ministerial No. 045-2010-VIVIENDA”, Sistema Constructivo No Convencional EMMEDUE.
- Se recomienda el empleo mixto por el buen desempeño sísmico al aportar al sistema EMMEDUE conjuntamente con el sistema de marcos rígidos un excelente performance dentro de sus capacidades elásticas e inelásticas.
- En el modelamiento de la estructura no se tuvo en consideración el comportamiento no lineal de los muros estructurales debido a que todos los muros que conforman el edificio presentan un ancho mínimo de 15 cm. Teniendo poco espacio para el confinamiento entre las vigas y muros la cual generarían automáticamente rotulas en los extremos de estos elementos.

## REFERENCIAS

- American Concrete Institute ACI 318-14. (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural.
- Andrade, L. (2004), “Control de la deriva en las normas de diseño sismorresistente”, Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP, Lima.
- Applied Technology Council ATC – 40 (Nov. 1996), “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, California Seismic Safety Commission.
- Arteaga, I. (2018). ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS EN UNA VIVIENDA FAMILIAR USANDO EL SISTEMA CONSTRUCTIVO EMMEDUE Y EL SISTEMA DE ALBANILERIA EN LA CIUDAD DE HUANUCO, 2018. Huanuco, Peru.
- Barros, L., & Peñafiel, M. (2015). ANÁLISIS COMPARATIVO ECONOMICO-ESTRUCTURAL ENTRE UN SISTEMA APORTICADO, UN SISTEMA APORTICADO CON MUROS ESTRUCTURALES Y UN SISTEMA DE PAREDES PORANTES, EN UN EDIFICIO DE 10 PISOS. Quito, Ecuador.
- Blanco, A. (1993). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Lima: CIP.
- Burgos, M. (2007), “Estudio de la metodología diseño por capacidad en edificaciones aporticadas de concreto armado para ser incorporada a la Norma Peruana E-060 como alternativa de diseño”, Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, FIC – UNI, Lima.
- Caceres, A., & Enriquez, L. (2017). ANÁLISIS DE COSTOS, DISEÑO SISMORESISTENTE-ESTRUCTURAL COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DE MURO DE DUCTILIDAD LIMITADA Y ALBANILERIA ESTRUCTURAL EN UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR. Arequipa, Peru.

- Candiracci, A., Lacayo, G., & Maltez, J. (2014). Manual Técnico Sistema Constructivo Emmedue . Managua: SUMINSA.
- Cansario, M. (2005). Sistema constructivo de paneles aligerados con poliestireno expandido y malla electrosoldada espacial. Barcelona.
- Casa Pronta. (2011). Manual Técnico de construcción-Sistema Constructivo M2. Cochabamba.
- César Miguel Villegas González. (2010). DISEÑO DE UN EDIFICIO DE SEIS PISOS CON MUROS DE CONCRETO ARMADO. Lima.
- Dirección General de Reglamentos y Sistemas-República Dominicana. (2015). Criterios para el diseño de estructuras utilizando el sistema de paneles aligerados con núcleo de poliestireno. Santo Domingo.
- FEMA 273 (Oct. 1997), “NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- FEMA 356 (Nov. 2000), “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Gary Torres, Alí Palacios & Denia Torres. (2013). Ayuda de diseño para sistema portante Emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S. Managua.
- Jaramillo, R., & Villamizar, j. (2011). Evaluación sismorresistente del sistema constructivo 3-d panel aplicado a viviendas de interés social. Bucaramanga.
- Laboratorio de Estructuras del Área de Ingeniería del INTEC. (2014). Informe técnico de evaluación del sistema constructivo con paneles aligerados. Santo Domingo.
- Maltez, J. (2009). Diseño del Sistema Estructural M-2 de Eme-Due. Managua.
- Mander, J.B., Priestley, M y Park, R. “Theoretical Stress – Strain Model for Confined Concrete”, Journal of the Structural Engineering ASCE Vol. 114 N0 8 pag. 1804 - 1805,

Agosto1988.

- Manrique, S., & Victoria, O. (2017). ANÁLISIS COMPARATIVO DEL SISTEMA ESTRUCTURAL EMEDOS(M2) Y VIVIENDAS CONFINADAS EN LA CIUDAD DE HUANCVELICA-2015. Huancavelica, Peru.
- María del Mar. (2005). Sistema constructivo de paneles aligerados con poliestireno expandido y malla electrosoldada espacial. Barcelona.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnica de Edificación E.030 (Abr. 20018), “Diseño Sismorresistente”.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnica de Edificaciones E.060 (May. 2009), “Concreto Armado”.
- Morales, R. (2006). Diseño en Concreto Armado. Lima: ICG.
- Nieto, J. (2014). Diseño de una vivienda de dos plantas con soluciones prefabricadas. Cuenca.
- Park, R y Paulay, T. (1988.), “Estructuras de Concreto Reforzado”, Editorial Limusa, México.
- Paulay, T. y Priestley, M. (1992), “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry”, John Wiley & Sons, New York.
- Piqué del Pozo, J. “Apuntes del curso: Ingeniería Antisísmica”. Facultad de Ingeniería civil, UNI, Lima.
- Priestley, M., Calvi, G. y Kowalsky, M., “Displacement Based Seismic Design of Structures”, Fondazione EUCENTRE, Segunda Edición, Pavia, Italy, 2007.
- Quispe, E., & Apaza, P. (2017). ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

COMPARATIVO ENTRE LOS SISTEMAS DE CONCRETO ARMADO Y ALBANILERIA CONFINADA PARA LA CONSTRUCCION DEL EDIFICIO ADMINISTRATIVO DEL DISTRITO DE SANTA LUCIA. Juliaca, Peru.

- Reglamento Nacional de Edificaciones,. (2009). NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.060 CONCRETO ARMADO. LIMA.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2016). NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE. LIMA.
- Restrepo, J. y Rodríguez M. (Junio 2010). “Curso internacional: Diseño sísmico por desempeño”, Instituto de la Construcción y Gerencia, Lima.
- San Bartolomé, A. (1998). Análisis de Edificios. Lima: PUCP.
- San Bartolomé, A. (2009). Evaluacion experimental del sistema constructivo M2. Lima.
- SEAOC, Vision 2000: “Performance based seismic engineering of buildings, San Francisco, April, 1995.
- Taipe Carbajal, J. (2003), “Criterios de diseño por desempeño para la norma peruana de diseño sismorresistente”, Tesis para optar el grado de Maestro con mención en Ingeniería Estructural, FIC – UNI, Lima.
- Takuma, O. y Allauca, L. (2006), “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones”, Tesis para optar el título de Ingeniero Civil, Facultad de Ciencias e Ingeniería, PUCP, Lima.
- Torres, D., Palacios, A., & Torres, G. (2013). Ayudas de diseño para sistemas portantes Emmedue de paneles de hormigon armado con nucleo de E.P.S.(Sistema de Poliestireno Expandido). Manague.

## ANEXOS

Anexo N° 1: Sistema Constructivo no convencional Emmedue



## Resolución Ministerial

No. 045 -2010-VIVIENDA

Lima, 12 de marzo del 2010.

**VISTO:**

El Informe No. 015-2010/VIVIENDA-VMCS-DNC, el Informe Técnico No. 01-2010- VIVIENDA-SENCICO 09.02 y el Informe Legal No. 019-2010-03.01;

**CONSIDERANDO:**

Que, de acuerdo a lo dispuesto por el Decreto Supremo No. 010-71-VI, las personas naturales o jurídicas que posean o presenten sistemas de prefabricación de viviendas y de construcción no convencional, deberán obtener para su utilización, en cualquier lugar del país, la aprobación y autorización del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, previa opinión favorable del Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción - SENCICO;

Que, la empresa Paneles y Construcciones Panecons S.A., solicitó al SENCICO la aprobación del sistema constructivo no convencional denominado M2 (EMMEDUE);

Que, al respecto, con Informe Técnico No. 01-2010- VIVIENDA-SENCICO 09.02 e Informe Legal No. 019-2010-03.01 del SENCICO, se ha emitido opinión favorable en relación a la propuesta del sistema constructivo no convencional presentado por la empresa Paneles y Construcciones Panecons S.A.;

Que, por su parte, la Dirección Nacional de Construcción, ha señalado en su Informe No. 015-2010/VIVIENDA-VMCS-DNC, que es procedente la aprobación del referido sistema constructivo no convencional, con las limitaciones contenidas en su Memoria Descriptiva;

De conformidad con la Ley No. 27792 y los Decretos Supremos No. 010-71-VI y No. 002-2002-VIVIENDA;

**SE RESUELVE:**

**Artículo Único.-** Aprobar, el Sistema Constructivo No Convencional denominado M2 (EMMEDUE), presentado por la empresa Paneles y Construcciones Panecons S.A., conforme a la Memoria Descriptiva que forma parte integrante de la presente Resolución, la misma que será publicada en el Portal Electrónico del Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

Regístrese, comuníquese y publíquese.

JUAN SARMIENTO SOTO  
Ministro de Vivienda,  
Construcción y Saneamiento



PERÚ

Ministerio  
de Vivienda, Construcción  
y Saneamiento

Servicio Nacional de  
Capacitación para la Industria  
de la Construcción - SENCICO

## MEMORIA DESCRIPTIVA GENERAL DEL SISTEMA.

### a. Breve descripción general del sistema propuesto.

El Sistema Constructivo **No Convencional**, es basado en un conjunto de paneles de Poliestireno expandido ondulado, con una armadura adosada en sus caras, constituida por mallas de acero galvanizado de alta resistencia, vinculadas entre sí por conectores de acero electro-soldados.

Estos paneles, colocados en obra según la disposición arquitectónica de muros, tabiques y losas, son completados "in situ" mediante la aplicación de mortero o micro hormigón, a través de dispositivos de Impulsión neumática. De esta manera, los paneles conforman los elementos estructurales verticales y horizontales de una edificación, con una capacidad portante que responda a las solicitaciones de su correspondiente cálculo estructural.

La modularidad del sistema favorece la integración con otros sistemas de construcción.

Adicionalmente, las características termo acústicas del panel permiten que el sistema sea utilizado en proyectos donde la confortabilidad es requisito del usuario.

El espesor del panel, el grosor y espaciamiento del tramado de la malla de acero, dependen de la aplicación que vaya a tener el panel en la edificación.



### b. Aplicaciones del sistema.

La montaje es simple, es ligereza, resistente y fácil manipulación del panel, permiten la ágil ejecución de cualquier tipología de edificación para uso habitacional, industrial o comercial.

Adicionalmente, las características termo acústicas del panel permiten que el sistema sea utilizado en proyectos donde la confortabilidad es requisito del usuario.



### c. Cimentaciones.

La cimentación del sistema, en general se trata de una losa de cimentación, superficial, cuyas dimensiones y refuerzo de acero está dado por el tipo de suelo sobre el que se encuentre la estructura. También es posible utilizar cimientos corridos para suelos con mayor capacidad portante.

[1]



PERÚ

Ministerio  
de Vivienda, Construcción  
y Saneamiento

Servicio Nacional de  
Capacitación para la Industria  
de la Construcción - SENCICO

Se debe tomar en cuenta, que igual que otros sistemas constructivos no convencionales, la transferencia de cargas al elemento de cimentación se da de manera lineal a través del panel.

En cualquier caso, las losas de cimentación utilizadas, o los cimientos corridos son más económicos que las de otros sistemas convencionales, ya que el peso muerto de edificaciones realizadas con el panel se reduce hasta en un 50%.

#### d. /e. Elementos verticales y horizontales.

El sistema se fundamenta en un panel portante - aislante termo acústico, cuya función estructural está garantizada por dos mallas de acero galvanizado electro-soldadas, unidas entre sí a través de conectores dobles de acero, que encierran en su interior una placa de Polystireno expandido (EPS).

El espesor del panel, el grosor y espaciamiento del tramado de la maila de acero, dependen de la aplicación que vaya a tener el panel en la edificación.

Las dos capas de recubrimiento de los elementos verticales, son de espesores iguales; entre 2.5cm y 3cm, dependiendo de la resistencia especificada por el calculista estructural; normalmente se trabaja con un espesor de 2,5cm para elementos divisorios ó de tabiquería; y en 3cm cuando el panel constituye el elemento estructural principal, en este caso se trata de un sistema integral. (El método de cálculo y de diseño se menciona al final de este documento)

Las losas de entepiso ó cubiertas, es decir, no necesariamente elementos horizontales pues podrían ser cubiertas inclinadas, tienen un recubrimiento inferior de mortero con un espesor de 3cm; y su recubrimiento superior, (losa de compresión), consiste en un micro hormigón elaborado con un agregado grueso no mayor a 0.5 pulgadas, con un espesor final de ésta capa de 5cm. En caso de cubiertas, como en cualquier otro sistema éste micro hormigón debe ser muy bien impermeabilizado.



[2]

Anexo N° 2: Instrumento de Recolección de Datos-Ficha Resumen

A	CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES	Sistema-EMMEDUE	Marco rígido (pórtico)
1	Categoría de la edificación		
2	Factor de Uso de la edificación		
3	Coefficiente de reducción sísmica		
4	Tipo de Suelo		
5	Zona sísmica		
6	Altura de edificación		
7	Área construida		
8	Peso para el análisis sísmico		
<b>B</b>	<b>DESEMPEÑO SISMICO Y ESTRUCTURAL</b>		
1	Derivas inelásticas Max. Dirección XX (C.M)		
2	Derivas inelásticas Max. Dirección YY (C.M)		
3	Fuerza Cortante Basal (V).		
4	Cortante Basal Dinámica		
5	Carga axial		
6	Momento flector en el plano del Muro		
7	Cortante en el plano del muro		
8	Flexión en losa		
9	Cortante en la losa		
10	Deflexión admisible por carga viva		
11	Deflexión máxima admisible		
12	curva de desempeño		
13	punto de capacidad		
14	Desplazamientos Laterales ( $\Delta$ ).		
15	Aceleración de la estructura ( $S_a$ ).		
16	Pseudo aceleración de acuerdo a la NTP. E0.30.		
17	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Operacional</li> <li>• Ocupación Inmediata</li> <li>• Seguridad Vital</li> <li>• Estabilidad Estructural</li> </ul>		