



UNIVERSIDAD
PRIVADA
DEL NORTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“COMPARACIÓN DE LA NORMATIVA VIGENTE Y LA PROPUESTA DE NORMA E.070, EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERIA CONFINADA DE CINCO NIVELES, EN EL DISTRITO EL PORVENIR, TRUJILLO-2020”

Tesis para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Autor:

Alex Cotrina Mendoza

Asesor:

Ing. Cesar Leonidas Cancino Rodas

Trujillo – Perú

2020

DEDICATORIA

A MIS PADRES:

A los pilares de mi vida Melva
Mendoza Alvites y José Ismael
Cotrina Vargas, que con su inmenso
amor y cariño me apoyaron y
guiaron en todo momento.

A MIS HERMANOS.

Walter Cotrina Mendoza, Aida Marisol
Cotrina Mendoza, Yesica Rosalía
Cotrina Mendoza, de quienes recojo el
coraje para afrontar las dificultades y
nunca rendirse.

A MI ESPOSA E HIJO.

Patricia del Carmen Siapo Dávalos.
A mi rey Álvaro Samuel Cotrina Siapo.
Ambos son mi motor y motivo para
luchar por mis sueños.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios, a mi familia por el apoyo incondicional a lo largo de mi vida porque siempre lucharon por darme lo mejor para ser un buen ciudadano y un excelente profesional. Porque fueron ellos, quienes contribuyeron también en el cumplimiento de mi mayor anhelo y sueño.

Al Ing. César Leonidas Cancino Rodas, por brindarme su amistad y la oportunidad de asesorarme y guiarme en la elaboración y organización de esta investigación.

Al Ing. Josualdo Villar Quiroz, por su apoyo desinteresado en la elaboración de algunos puntos de mi proyecto de investigación.

INDICE

DEDICATORIA.....	2
AGRADECIMIENTO	3
ÍNDICE DE TABLAS.....	10
INDICE DE FIGURAS.....	12
INDICE DE ECUACIONES	14
INDICE DE GRÁFICOS	16
ANEXOS.....	17
RESUMEN	18
SUMMARY	19
CAPITULO I. INTRODUCCIÓN.....	20
I.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA	20
I.2. ANTECEDENTES.....	22
I.2.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES.....	22
I.2.2. ANTECEDENTES NACIONALES	23
I.2.3. ANTECEDENTES LOCALES.....	25
I.3. BASES TEÓRICAS.....	26
I.3.1. LADRILLO.....	26
I.3.1.1. CLASIFICACIÓN DE LOS LADRILLOS.....	27
I.3.2. MORTERO	29
I.3.3. CONCRETO	29
I.3.4. ACERO DE REFUERZO	30
I.3.5. SISMICIDAD	31
I.3.6. ZONIFICACIÓN.....	33
I.4. ALBAÑILERÍA CONFINADA.....	35
I.4.1. MUROS DE ALBAÑILERÍA	35
I.4.2. ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO.....	35
I.4.3. LOSAS DE PISO Y TECHO	36
I.4.4. CIMENTACIÓN.....	36
I.4.4.1. Perfiles de Suelo.....	36

I.4.4.1.1. Perfil Tipo S3. Suelos Blandos	37
I.4.4.2. Factor de Amplificación Sísmica (C)	37
I.4.5. TIPOS DE FALLA DE LA ALBAÑILERÍA CONFINADA FRENTE AL SISMO. .	38
I.4.5.1. FALLA POR CORTE	40
I.4.5.2. FALLA POR FLEXIÓN	40
I.4.5.3. FALLA POR INTERACCIÓN ENTRE CORTANTE Y FLEXIÓN.....	42
I.4.6. RESISTENCIA A ESFUERZOS	43
I.4.6.1. RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL	43
I.4.6.2. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN.	44
I.5. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA SÍSMICA	44
I.5.1. UNIDADES DE ALBAÑILERÍA	45
I.5.2. DENSIDAD DE MUROS.....	46
I.5.3. COLUMNAS DE CONFINAMIENTO.....	47
I.5.4. REFUERZO HORIZONTAL	47
I.5.5. APERTURAS	47
I.6. MARCO NORMATIVO PERUANO	48
I.6.1. NORMA DISEÑO SISMORRESISTENTE	48
I.6.1.1. Sistema estructural y regularidad de las edificaciones	48
I.6.1.1.1. Categoría de la edificación y factor de uso	48
I.6.1.1.2. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción (R_0)	49
I.6.1.1.3. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas	49
I.6.1.2. Regularidad Torsional	50
I.6.1.3. Periodo fundamental.....	50
I.6.1.4. Fuerza cortante en la base.....	50
I.6.1.5. Desplazamientos laterales	51
I.6.2. DISEÑO ESTRUCTURAL.....	51
I.6.2.1. Resistencia requerida.....	51
I.6.2.2. Resistencia de diseño.....	51
I.6.2.3. Diseño por flexo compresión.....	52
I.6.2.4. Diseño por compresión pura.....	52
I.6.2.5. Diseño del refuerzo para cortante	53

I.6.2.6. Diseño por desplazamiento.....	54
I.6.3. REQUISITOS ESTRUCTURALES ALBAÑILERÍA.....	54
I.6.4. Espesor efectivo (t).....	54
I.6.5. Esfuerzo Axial máximo.....	54
I.6.6. Aplastamiento	55
I.6.7. Densidad de muros.....	55
I.6.7.1. Módulo de elasticidad	56
I.6.8. Diseño sísmico de edificios de albañilería	56
I.6.8.1. Diseño para sismo moderado.....	56
I.6.8.1.1. Sismo moderado	56
I.6.9. Diseño de muros de albañilería.....	56
I.6.9.1. Control de fisuración.....	56
I.6.9.2. Resistencia al agrietamiento diagonal.....	56
I.6.9.3. Diseño para sismo severo	57
I.6.9.3.1. Sismo severo.....	57
I.6.9.4. Fuerzas internas.....	57
I.6.9.5. Diseño de elementos de confinamiento	58
I.6.9.6. Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento	60
I.6.9.6.1. Diseño por compresión.....	60
I.6.9.6.2. Diseño por corte-fricción.....	60
I.6.9.6.3. Cálculo del refuerzo vertical.....	61
I.6.9.6.4. Determinación de los estribos de confinamiento	62
I.6.9.6.5. Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel	62
I.6.9.6.6. Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros ...	63
I.6.10. Diseño de muro ante cargas perpendiculares	64
I.6.10.1. Fuerzas sísmicas de diseño.....	64
I.7. JUSTIFICACIÓN.....	67
I.7.1. Justificación teórica.....	67
I.7.2. Justificación Académica.....	67
I.8. LIMITACIONES.....	67
I.9. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	68

I.9.1. Pregunta general.....	68
I.9.2. Preguntas específicas	68
I.10. OBJETIVOS	68
I.10.1. Objetivo general.....	68
I.10.2. Objetivos específicos.	69
I.11. HIPÓTESIS.....	69
I.11.1. Hipótesis general.....	69
I.11.2. Hipótesis específica.....	69
CAPITULO II. METODOLOGÍA.....	71
II.1. ASPECTOS ÉTICOS.....	71
II.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	71
II.3. POBLACIÓN Y MUESTRA	71
II.3.1. Población.	71
II.3.2. Muestra.	71
II.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.....	72
II.4.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	73
II.4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	73
II.4.3. PROCEDIMIENTO.....	74
CAPITULO III. ANÁLISIS Y RESULTADOS	75
III.1. DISEÑO ESTRUCTURAL CON LA NORMA E.070.....	75
III.1.1. DENSIDAD DE MUROS	75
III.1.2. METRADO DE CARGAS.....	76
III.1.3. ANÁLISIS SÍSMICO.....	80
III.1.3.1. CÁLCULO DEL CENTRO DE MASA DEL EDIFICIO	80
III.1.3.2. PROPIEDADES DE SECCIÓN TRANSFORMADA DE LOS MUROS	80
III.1.4. FUERZAS INERCIALES (FI).....	81
III.1.5. DISTORSIONES INELÁSTICAS E IRREGULARIDADES	81
III.1.5.1. IRREGULARIDAD TORSIONAL	82
III.1.5.2. IRREGULARIDAD DE PISO BLANDO	83
III.1.6. FUERZAS INTERNAS POR SISMO MODERADO	84

III.1.7.	DISEÑO DE MURO 7Y	86
III.1.7.1.	Diseño para sismo moderado	86
III.1.7.2.	Diseño para sismo severo	86
III.1.7.3.	Diseño de columnas de confinamiento	87
III.1.7.4.	Diseño de viga solera.....	91
III.1.8.	DISEÑO DEL MURO 5X.....	93
III.1.9.	DISEÑO POR CARGA SÍSMICA PERPENDICULAR A SU PLANO	99
III.1.9.1.	Capacidad resistente de los arriostres	99
III.1.9.2.	Diseño de alfeizar h=1m.....	100
III.2.	DISEÑO ESTRUCTURAL CON LA PROPUESTA DE NORMA E.070	103
III.2.1.	DENSIDAD DE MUROS	103
III.2.2.	METRADO DE CARGAS.....	104
III.2.3.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	107
III.2.3.1.	CÁLCULO DEL CENTRO DE MASA DEL EDIFICIO	107
III.2.3.2.	PROPIEDADES DE SECCIÓN TRANSFORMADA DE LOS MUROS	108
III.2.4.	FUERZAS INERCIALES	109
III.2.5.	DISTORSIONES INELÁSTICAS E IRREGULARIDADES	109
III.2.5.1.	IRREGULARIDAD TORSIONAL	110
III.2.5.2.	IRREGULARIDAD DE PISO BLANDO	111
III.2.6.	FUERZAS INTERNAS POR SISMO MODERADO	112
III.2.7.	DISEÑO DE MURO 7Y	114
III.2.7.1.	Diseño para sismo moderado	114
III.2.7.2.	Diseño para sismo severo	114
III.2.7.3.	Diseño de columnas de confinamiento	115
III.2.7.4.	Diseño de viga solera.....	119
III.2.8.	DISEÑO DE MURO 5X	120
III.2.9.	DISEÑO POR CARGA SÍSMICA PERPENDICULAR A SU PLANO	126
III.2.9.1.	Capacidad resistente de los arriostres	126
III.2.9.2.	Diseño de alfeizar h=1m primer nivel.....	127
III.2.9.3.	Diseño de alfeizar h=1m segundo nivel.....	129
III.3.	DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	131

III.3.1.	Pre dimensionamiento	131
III.3.1.1.	Metrado de cargas	131
III.3.2.	Conjugación de cargas.....	132
III.3.3.	Momentos de diseño.....	133
III.3.3.1.	Diseño para momento positivo	133
III.3.3.2.	Diseño para momento negativo	134
III.3.4.	Diseño por corte	135
III.3.5.	Diseño por cambios volumétricos	135
III.4.	DISEÑO DE ESCALERA	137
III.4.1.	DISEÑO DEL TRAMO N° 1	137
III.4.2.	DISEÑO DEL TRAMO N° 2.....	143
III.5.	DISEÑO DE CIMENTACIÓN	149
III.5.1.	DATOS DEL SUELO	149
III.5.2.	DATOS DE DISEÑO.....	149
III.5.3.	PESO TOTAL	150
III.5.3.1.	Fuerza resistente (Fr)	151
III.5.3.2.	Fuerza actuante (Fa).....	151
III.5.4.	DISEÑO	151
III.5.4.1.	Extremo Izquierdo	151
III.5.4.2.	Extremo Derecho	152
CAPITULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES		153
IV.1.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.	153
IV.2.	CONCLUSIONES.	154
IV.3.	RECOMENDACIONES	155
CAPITULO V. BIBLOGRAFÍA		157
CAPITULO VI. ANEXOS		159

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla N° 1: Clasificación de unidades de albañilería, Propuesta de Norma E.070.</i>	28
<i>Tabla N° 2: Clasificación de unidades de albañilería, Norma E.070.</i>	28
<i>Tabla N° 3: Factor de suelo "S"</i>	38
<i>Tabla N° 4: Periodo TP y TL</i>	38
<i>Tabla N° 5: Resistencia de la albañilería Mpa (Kg/cm²), Propuesta de Norma E.070.</i>	45
<i>Tabla N° 6: Resistencia de la albañilería Mpa (Kg/cm²), Norma E.070.</i>	45
<i>Tabla N° 7: Categoría de la edificación y factor de uso "U"</i>	48
<i>Tabla N° 8: Sistemas estructurales.</i>	49
<i>Tabla N° 9: Fuerzas internas de columnas de confinamiento.(Norma E.070)</i>	59
<i>Tabla N° 10: Valores del coeficiente de momentos "m", dimensiones críticas "a"</i>	66
<i>Tabla N° 11: Operacionalización de variables.</i>	72
<i>Tabla N° 12: Verificación de la densidad de muros según su distribución. (Norma E.070)</i>	75
<i>Tabla N° 13: Metrado de cargas indirectas en cada muro. (Norma E.070)</i>	76
<i>Tabla N° 14: Cargas directas a nivel de azotea en cada muro. (Norma E.070)</i>	77
<i>Tabla N° 15: Cargas directas de entrepiso en cada muro. (Norma E.070)</i>	78
<i>Tabla N° 16: Cargas de gravedad (Pg), para los muros. (Norma E.070)</i>	79
<i>Tabla N° 17: Propiedades de los muros de albañilería confinada.(Norma E.070)</i>	80
<i>Tabla N° 18: Fuerzas inerciales.(Norma E.070)</i>	81
<i>Tabla N° 19: Desplazamientos laterales y distorsiones inelásticas.(Norma E.070)</i>	81
<i>Tabla N° 20: Desplazamientos del centro de masa. (Norma E.070)</i>	82
<i>Tabla N° 21: Irregularidad torsional. (Norma E.070)</i>	83
<i>Tabla N° 22: Irregularidad de piso blando. (Norma E.070)</i>	83
<i>Tabla N° 23: Fuerzas internas de muros.(Norma E.070)</i>	84
<i>Tabla N° 24. Verificación de muros del primer nivel ante sismo moderado (Norma E.070)</i>	85
<i>Tabla N° 25: Verificación de la densidad de muros según su distribución. (Propuesta de Norma E.070)</i>	103
<i>Tabla N° 26: Metrado de cargas indirectas en cada muro. (Propuesta de Norma E.070)</i>	104
<i>Tabla N° 27: Cargas directas a nivel de azotea en cada muro. (Propuesta de Norma E.070)</i>	105
<i>Tabla N° 28: Cargas directas de entrepiso en cada muro. (Propuesta de Norma E.070)</i>	106
<i>Tabla N° 29: Cargas de gravedad (Pg), para los muros. (Propuesta de Norma E.070)</i>	107

<i>Tabla N° 30: Propiedades de los muros de albañilería confinada.(Propuesta de Norma E.070).....</i>	<i>108</i>
<i>Tabla N° 31: Fuerzas inerciales. (Propuesta de Norma E.070).....</i>	<i>109</i>
<i>Tabla N° 32: Desplazamientos laterales y distorsiones inelásticas.(Propuesta de Norma E.070).....</i>	<i>109</i>
<i>Tabla N° 33: Desplazamientos del centro de masa. (Propuesta de Norma E.070).....</i>	<i>110</i>
<i>Tabla N° 34: Irregularidad torsional. (Propuesta de Norma E.070).....</i>	<i>111</i>
<i>Tabla N° 35: Irregularidad de piso blando. (Propuesta de Norma E.070).....</i>	<i>111</i>
<i>Tabla N° 36: Fuerzas internas de muros en la dirección X para cada caso de sismo.(Propuesta de Norma E.070).....</i>	<i>112</i>
<i>Tabla N° 37. Verificación de muros del primer nivel ante sismo moderado.(Propuesta de Norma E.070)...</i>	<i>113</i>
<i>Tabla N° 38. Verificación de muros del segundo nivel ante sismo moderado. (Norma E.070).....</i>	<i>159</i>
<i>Tabla N° 39. Verificación de muros del tercer nivel ante sismo moderado (Norma E.070).....</i>	<i>160</i>
<i>Tabla N° 40: Verificación de muros del cuarto nivel ante sismo moderado (Norma E.070).....</i>	<i>161</i>
<i>Tabla N° 41: Diseño de muros agrietados del primer nivel dirección X. (Norma E.070).....</i>	<i>162</i>
<i>Tabla N° 42: Diseño de muros agrietados del primer nivel dirección Y. (Norma E.070).....</i>	<i>163</i>
<i>Tabla N° 43: Diseño de muros no agrietados segundo nivel dirección X. (Norma E.070).....</i>	<i>164</i>
<i>Tabla N° 44: Diseño de muros no agrietados segundo nivel dirección Y. (Norma E.070).....</i>	<i>165</i>
<i>Tabla N° 45:Verificación de muros del segundo nivel ante sismo moderado (Propuesta de Norma E.070) .</i>	<i>166</i>
<i>Tabla N° 46.Verificación de muros del tercer nivel ante sismo moderado (Propuesta de Norma E.070)</i>	<i>167</i>
<i>Tabla N° 47: Verificación de muros del cuarto nivel ante sismo moderado (Propuesta de Norma E.070)...</i>	<i>168</i>
<i>Tabla N° 48: Diseño de muros agrietados del primer nivel en la dirección X. (Propuesta de Norma E.70)</i>	<i>169</i>
<i>Tabla N° 49: Diseño de muros agrietados del primer nivel en la dirección Y. (Propuesta de Norma.....</i>	<i>170</i>
<i>Tabla N° 50: Diseño de muros no agrietados segundo nivel dirección X. (Propuesta de Norma E.70).....</i>	<i>171</i>
<i>Tabla N° 51: Diseño de muros no agrietados segundo nivel dirección Y. (Propuesta de Norma E.70)</i>	<i>172</i>
<i>Tabla N° 52: Diseño de cimentación corrida.</i>	<i>174</i>

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura N° 1: Gráfica esfuerzo vs deformación de Manders para concreto confinado y no confinado.</i>	30
<i>Figura N° 2: Diagrama esfuerzo-deformación.</i>	31
<i>Figura N° 3: Cinturón de fuego del Pacífico.</i>	32
<i>Figura N° 4: Mapa Sísmico del Perú para el periodo 1964 y 2011. La magnitud de los sismos se diferencia por el tamaño de los círculos y la profundidad de sus focos por el color de los mismos.</i>	33
<i>Figura N° 5: Zonificación sísmica del Perú.</i>	34
<i>Figura N° 6: Requisitos mínimos para que un muro se considere confinado.</i>	35
<i>Figura N° 7: Edificio de albañilería confinada.</i>	39
<i>Figura N° 8: Falla por corte, debido a la tracción diagonal y deslizamiento (San Bartolomé).</i>	40
<i>Figura N° 9: Falla por flexión, a) aplastamiento de la columna de confinamiento y b) Esquema de Voon e Ingham.</i>	41
<i>Figura N° 10: Falla de flexión de paredes de mampostería confinadas.</i>	42
<i>Figura N° 11: Falla a flexión-corte a) (Hidalgo, Mayes et al. 1978) y b) (Shing, Noland et al. 1989).</i>	43
<i>Figura N° 12: Determinación de las Fuerzas Laterales asociadas al mecanismo de falla por flexión.</i>	44
<i>Figura N° 13: Densidad de pared (d) versus el número de pisos para edificios de mampostería confinada en condiciones de suelo blando en México.</i>	46
<i>Figura N° 14: Refuerzo horizontal continuo anclado en columnas del muro.</i>	47
<i>Figura N° 15: Fuerzas internas en columnas de un muro confinado de un solo paño y en voladizo.</i>	58
<i>Figura N° 16: Procedimiento de tratamiento y análisis de datos.</i>	74
<i>Figura N° 17: Diagrama de interacción muro 5X. (Norma E.070).</i>	96
<i>Figura N° 18. Arriostres de alfeizar H=1m. (Norma E.070)</i>	100
<i>Figura N° 19: Diagrama de iteración muro 5X. (Propuesta de Norma E.070)</i>	123
<i>Figura N° 20: Arriostres de alfeizar H=1m. (Propuesta de Norma E.070)</i>	127
<i>Figura N° 21: Gráfico alternancia de cargas por vigueta.</i>	132
<i>Figura N° 22: Diagrama de momento flector por vigueta.</i>	133
<i>Figura N° 23: Diagrama de fuerza cortante.</i>	135
<i>Figura N° 24: Estructura de escalera</i>	137
<i>Figura N° 25: Datos del cimiento.</i>	149
<i>Figura N° 26: Fuerzas actuantes</i>	150

<i>Figura N° 27: Área tributarias, aligerado paralelo al lado mayor del edificio.</i>	<i>175</i>
<i>Figura N° 28: Distribución de muros del edificio.</i>	<i>176</i>
<i>Figura N° 29: Transformación de secciones en la dirección X.</i>	<i>177</i>
<i>Figura N° 30: Transformación de secciones en la dirección Y.</i>	<i>178</i>
<i>Figura N° 31: Muro 7X – eje 4.</i>	<i>179</i>
<i>Figura N° 32: Muro 6X – eje N°5</i>	<i>179</i>
<i>Figura N° 33: Muro 8X – eje 4.</i>	<i>179</i>
<i>Figura N° 34: Muro 2X y 1X– eje N°9</i>	<i>179</i>
<i>Figura N° 35: Muro 1Y, 5Y y 8Y – eje A</i>	<i>180</i>
<i>Figura N° 36: Muro 2Y, 6Y y 9Y – eje B</i>	<i>180</i>
<i>Figura N° 37: Muro 4Y, 7Y y 11Y – eje D.</i>	<i>181</i>
<i>Figura N° 38: Escalera</i>	<i>181</i>
<i>Figura N° 39: Información proporcionada al SAP 2000 M-1X.</i>	<i>182</i>
<i>Figura N° 40: Información proporcionada al SAP 2000 M-2Y.</i>	<i>182</i>
<i>Figura N° 41: Vivienda en Sap 2000.</i>	<i>183</i>
<i>Figura N° 42: Vista del edificio en la dirección X.</i>	<i>183</i>
<i>Figura N° 43. Vista extruida del edificio en la dirección Y.</i>	<i>184</i>
<i>Figura N° 44: Aplicación de carga a centro de masa más excentricidad en Y.</i>	<i>184</i>
<i>Figura N° 45: Desplazamiento del vértice N°1 del quinto nivel por el sismo Y.</i>	<i>185</i>

INDICE DE ECUACIONES

<i>Ecuación (1). Factor de amplificación sísmica</i>	<i>37</i>
<i>Ecuación (2). Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas</i>	<i>49</i>
<i>Ecuación (3). Periodo fundamental de la estructura.....</i>	<i>50</i>
<i>Ecuación (4). Cortante estático en la base.....</i>	<i>51</i>
<i>Ecuación (5). Resistencias requeridas por cargas muertas y vivas.....</i>	<i>51</i>
<i>Ecuación (6). Resistencia requerida adicionando la carga de sismo.....</i>	<i>51</i>
<i>Ecuación (7). Resistencia requerida adicionando la carga de sismo.....</i>	<i>51</i>
<i>Ecuación (8). Factor de amplificación sísmica</i>	<i>52</i>
<i>Ecuación (9). Momento flector de agrietamiento por flexión.....</i>	<i>53</i>
<i>Ecuación (10). Resistencia nominal al corte</i>	<i>53</i>
<i>Ecuación (11). Resistencia nominal al corte producido por el concreto.....</i>	<i>53</i>
<i>Ecuación (12). Resistencia nominal al corte producido por el acero</i>	<i>53</i>
<i>Ecuación (13). Cuantía vertical</i>	<i>54</i>
<i>Ecuación (14). Resistencia a corte por fricción</i>	<i>54</i>
<i>Ecuación (15). Espesor efectivo para las zonas sísmicas 2 y 3- Norma E.070, Propuesta de Norma E.070.</i>	<i>54</i>
<i>Ecuación (16).Espesor efectivo para la zona sísmica 1- Norma E.070.....</i>	<i>54</i>
<i>Ecuación (17). Esfuerzo axial máximo</i>	<i>54</i>
<i>Ecuación (18).Densidad mínima de muros.....</i>	<i>55</i>
<i>Ecuación (19). Fuerza cortante admisible</i>	<i>56</i>
<i>Ecuación (20).Resistencia al agrietamiento diagonal de unidades de arcilla/concreto</i>	<i>57</i>
<i>Ecuación (21).Resistencia al agrietamiento diagonal de unidades sílico calcáreas.....</i>	<i>57</i>
<i>Ecuación (22). Factor de reducción al corte. (Norma E.070).....</i>	<i>57</i>
<i>Ecuación (23). Factor de reducción al corte. (Propuesta de Noma E.070)</i>	<i>57</i>
<i>Ecuación (24). Fuerza cortante producida por sismo severo.....</i>	<i>58</i>
<i>Ecuación (25).Momento producido por sismo severo</i>	<i>58</i>
<i>Ecuación (26).Área del núcleo confinado</i>	<i>60</i>
<i>Ecuación (27). Área de columnas por corte y fricción.....</i>	<i>61</i>
<i>Ecuación (28). Área del acero vertical por corte y fricción en una columna de confinamiento</i>	<i>61</i>
<i>Ecuación (29). Área del acero vertical por tracción en una columna de confinamiento</i>	<i>61</i>

<i>Ecuación (30). Área del acero vertical u horizontal</i>	<i>61</i>
<i>Ecuación (31). Separación entre estribos.....</i>	<i>62</i>
<i>Ecuación (32). Tracción en viga solera.....</i>	<i>63</i>
<i>Ecuación (33). Área de acero de refuerzo horizontal en viga solera</i>	<i>63</i>
<i>Ecuación (34). Magnitud de carga. (Norma E.070).....</i>	<i>64</i>
<i>Ecuación (35). Magnitud de carga para el primer nivel y sótano. (Propuesta de Norma E.070).....</i>	<i>64</i>
<i>Ecuación (36). Magnitud de carga para el nivel i. (Propuesta de Norma E.070).....</i>	<i>64</i>
<i>Ecuación (37). Momento flector</i>	<i>65</i>

INDICE DE GRÁFICOS

Gráfico N° 1: Comparación de la Norma E.070 entre la Propuesta de Norma E.070. 173

ANEXOS

<i>Anexo N° 1: Plano A-01, Plano arquitectónico.....</i>	<i>186</i>
<i>Anexo N° 2: Plano E-01, detalle conexión de columnas solera-aligerado.(Norma E.070).....</i>	<i>186</i>
<i>Anexo N° 3: Plano E-02, detalle de cimentación.(Norma E.070)</i>	<i>186</i>
<i>Anexo N° 4: Plano E-03, detalle conexión de columnas solera-aligerado.(Propuesta de Norma E.070)....</i>	<i>186</i>
<i>Anexo N° 5: Plano E-02, detalle de cimentación.(Propuesta de Norma E.070)</i>	<i>186</i>

RESUMEN

La presente tesis profesional, tiene como objetivo comparar el diseño estructural de un edificio de cinco niveles destinado al uso de vivienda, ubicado en la provincia de Trujillo, Distrito El Porvenir, Región La Libertad, de tipo albañilería confinada bajo los criterios de la Norma E.070 y la propuesta de Norma E.07. El proyecto se desarrolló sobre un terreno rectangular de aproximadamente 175.50 m^2 , con un área techada de 149.01 m^2 . El análisis del edificio se realizó mediante el modelamiento de pórtico plano, transformando las secciones de concreto en albañilería conectados mediante brazos rígidos analizado en el software SAP2000; la distorsión inelástica máxima es de 0.0021 menor a 0.005, la permisible por la norma; el edificio tiene una resistencia global correcta en ambas normas puesto que son menores a 3 veces la cortante producida por el sismo severo (VE), la variación para el diseño de elementos de confinamiento entre la propuesta de norma y la norma vigente se debe principalmente al factor de reducción de resistencia al corte por esbeltez de la propuesta de norma que es 35% superior al de la norma vigente E.070, que a su vez desencadena el aumento en las fuerzas internas y área transversal de las columnas de confinamiento que varía de 25 cm según la normativa vigente y 35 cm según la propuesta de norma E.0.70; la cimentación tiene un ancho promedio de 0.80 m, con una profundidad de 1.10 m y 0.40 m de sobre cimienta.

Palabras clave: Viga, Columna, Dintel, Albañilería, Sismo, Desplazamiento, Deriva, Pórtico plano.

SUMMARY

The objective of this professional thesis is to compare the structural design of a five-level building for housing use, located in the province of Trujillo, El Porvenir District, La Libertad Region, of confined masonry under the criteria of Standard E .070 and the proposed Standard E.07. The project was developed on a rectangular plot of approximately 175.50 m², with a covered area of 149.01 m². The analysis of the building was carried out by means of the flat portico modeling, transforming the concrete sections into masonry connected by rigid arms analyzed in the SAP2000 software; the maximum inelastic distortion is 0.0021 less than 0.005, the allowable by the standard; the building has a correct global resistance in both standards since they are less than 3 times the shear produced by the severe earthquake (VE), the variation for the design of confinement elements between the proposed standard and the current standard is mainly due to reduction factor of resistance to shear due to slenderness of the proposed standard that is 35% higher than that of the current standard E.070, which in turn triggers the increase in internal forces and cross-sectional area of the confinement columns that varies from 25 cm according to current regulations and 35 cm according to the proposed standard E.0.70; the foundation has an average width of 0.80 m, with a depth of 1.10 m and 0.40 m above the foundation.

Keywords: Beam, Column, Lintel, Masonry, Earthquake, Displacement, Drift, Flat Gantry.

CAPITULO I. INTRODUCCIÓN

I.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA

En el Distrito de El Porvenir, la población construye sus viviendas de albañilería confinada sin tener en cuenta un diseño estructural ni la orientación de un profesional. Aunque es común, por ejemplo, ver que el proyecto es realizado por profesionales en la materia; sin embargo, los propietarios no solicitan la supervisión de estos y dejan la construcción a un albañil, quien confunden el proceso constructivo entre la albañilería confinada y la estructura aporticada. Por tal razón, estas viviendas son altamente vulnerables ante un evento sísmico. (Laucata Luna, 2013, p. 86) Menciona que a menudo se observa que las viviendas autoconstruidas tienen serios problemas como por ejemplo: tabiques sin arriostrar, los parapetos no están diseñados ni arriostrados, problemas de irregularidad, no cuentan con juntas sísmicas, mala distribución y dimensiones inadecuadas de los elementos estructurales, distribución inadecuada de los muros portantes, no cuentan con un estudio de suelos, la cimentación la proyectan para sistema aporticado, entre otros.

La albañilería confinada fue creada por ingenieros italianos después del sismo de 1908 en Sicilia, mientras que en el Perú tiene sus inicios después del terremoto de 1940. En el Perú, los primeros ensayos sobre elementos de albañilería se realizaron en la década de los 70. Tales investigaciones permitieron que en el año 1982 se elabore el primer reglamento de albañilería. (San Bartolomé, 1994, p. 3)

Laucata Luna (2013) menciona que, los distritos de El Porvenir y Víctor Larco son distritos altamente poblados y representativos de Trujillo. En ambos distritos se edifica a través de la construcción informal y el autoconstrucción. Las construcciones informales en Trujillo ante un sismo severo podrían colapsar. De acuerdo a los resultados obtenidos en los reportes de vulnerabilidad. (p. 85)

En tanto SIRAD (2012), menciona que el Perú está ubicado en una región altamente sísmica (Círculo de Fuego del Pacífico), por lo que la provincia de Trujillo, no es ajena a esta

realidad, ya que a través de la historia podemos apreciar que en ella se han producido eventos de esta naturaleza y que, si bien existe un silencio sísmico de aproximadamente 42 años, según especialistas del Instituto Geofísico del Perú (IGP), si en el pasado ocurrió un terremoto, en el futuro volverá a ocurrir otro en el mismo lugar. (p. 1)

El Distrito de El Porvenir presenta una topografía variable. En la zona del continuo urbano podemos distinguir dos sectores bien diferenciados: Alto Trujillo (La Esperanza, El Porvenir, Florencia de Mora y el centro poblado El Milagro) se ubica a una altura de 70 a 190 msnm y presenta una pendiente moderada que varía entre 3° y 8°, siendo más pronunciada en las laderas de los cerros “Cabras”, “Mampuesto” y “El Presidio”; y Bajo Trujillo (Distritos de Trujillo y Víctor Larco Herrera) con una pendiente que varía entre 0° y 1.5°. Por otro lado, las zonas de Alto Trujillo, La Esperanza, El Porvenir y Florencia de Mora cuentan con suelos inestables sujetos al colapso y de baja capacidad admisible. La resistencia portante del terreno en la zona de estudio de Trujillo y las zonas aledañas tienen un promedio de 1Kg/cm² variando entre 0,5Kg/cm² como mínimo en la zona de Buenos Aires hasta 3,5 en la zona del Parque Industrial de Trujillo. (SIRAD, 2012, pp. 10-11)

I.2. ANTECEDENTES.

I.2.1. ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Mientras tanto Sukrawa, Pringgana, & Ratih Yustinaputri (2018) en su artículo científico denominado, modelado de estructura de mampostería confinada y su aplicación para el diseño de edificios de varios pisos, mencionan que la estructura de mampostería confinada (CM) ha sido comúnmente utilizada en la construcción de edificios de un piso en Indonesia. Esta investigación determinó numéricamente el comportamiento de la albañilería confinada y su aplicación como estructura principal de varios pisos de edificios sujetos a carga sísmica. De los modelos de validación, se reveló que, utilizando elementos de concha para paredes de mampostería, hormigón armado, vigas y columnas de unión, el modelo CM imita la curva de deformación de carga del espécimen probado mejor que el que usa elementos de marco y caparazón. La aplicación de la técnica de modelado para el diseño de viviendas de 3 pisos. La construcción de un edificio utilizando un índice de densidad de pared menor que el sugerido en la literatura, resultó en una estructura segura y rígida. La pared se tensa bajo diseño sísmico, la carga aún era menor que la resistencia de la pared y la relación de deriva del modelo fue 0.06%, mucho más pequeño que el límite de 0.2%. El estrés máximo observado en las esquinas de la abertura de la pared, justifica la necesidad de confinamiento a lo largo de esta. (p.7)

Porst (2015) en su investigación, detalla sobre la albañilería confinada para viviendas de bajo costo con resistencia sísmica en India: un método de diseño y análisis, menciona que la albañilería confinada (CM), es una tipología de vivienda viable que es resistente y económica para los países en desarrollo de las regiones sísmicas. En la India, los ladrillos utilizados para construir viviendas, son a menudo de baja resistencia a la compresión, incluso más bajos que el mínimo permitido por el código de mampostería de la India, que es más bajo que el prescrito en otras normas internacionales. Se realizó una experimentación sobre la resistencia de la mampostería en Gujarat, India, para investigar

el efecto de las diferentes calidades de mortero cuando se utilizan ladrillos de baja resistencia. Con resistencia del ladrillo promedio por debajo de 2.5 MPa, un mortero de lodo sin cemento y un mortero con proporción 1:8 de cemento: arena en resistencias de prisma de aproximadamente 41% y 21% mayores, respectivamente; que un mortero con proporción 1:6 de cemento: arena. Esto muestra que un mortero con menos cemento ahorraría costos y daría como resultado una estructura más resistente al construir con ladrillos de esta resistencia. Se presentan observaciones e hipótesis para este comportamiento, pero se recomienda realizar pruebas a mayor escala para comprender mejor este resultado e informar mejores prácticas de construcción que puedan salvar vidas y ahorrar dinero.

I.2.2. ANTECEDENTES NACIONALES

San Bartolomé & Quiun (2004), plantean una técnica de diseño estructural basada en criterios de resistencia y desempeño sísmico, aplicable a las edificaciones de albañilería confinada de mediana altura (hasta cinco pisos). Concluyendo, que el método expuesto de diseño ha sido comprobado con éxito mediante ensayos de laboratorio. La falla estructural por corte es negativa siempre y cuando se adopten precauciones para limitar los desplazamientos laterales inelásticos, proporcionando una adecuada densidad de muros y diseñando a las columnas de confinamiento como última línea resistente, una manera de producir la falla por flexión es mediante la inclusión de refuerzo horizontal, para aportar rigidez a la estructura es apropiado que las vigas de acoplamiento tengan un peralte razonable. (p. 11)

La existencia de programas de cómputo como el SAP2000, permiten modelar y realizar el análisis estructural de edificios mediante técnicas de modelaje simples y sofisticadas, llevó a desarrollar un estudio sobre la sensibilidad de la respuesta sísmica

(variación de desplazamientos y fuerzas internas) proporcionada por cuatro técnicas de modelaje aplicadas sobre un edificio de albañilería armada. Concluyendo que la técnica tradicional de Pórticos Planos, la cual se ha venido usando hasta el momento para el análisis sísmico de edificios de albañilería, proporciona resultados no muy distintos a los generados por el modelo patrón de elementos finitos; inclusive, los resultados se encuentran del lado de la seguridad, por lo que dada su sencillez puede seguirse utilizando la técnica tradicional de modelaje estructural, sin la necesidad de interconectar a los pórticos. (Lazo, San Bartolomé y Muñoz, 2006, pp. 8-9)

Carrasco Zurita y Villanueva Livaque (2019) en la investigación, Modelado estructural y diseño sísmico de una edificación de albañilería confinada de 3, 4 y 5 niveles para la ciudad de Jaén, realizaron el modelado estructural, análisis sísmico y diseño, de una edificación típica de albañilería que ayude a disminuir la autoconstrucción de edificaciones de albañilería confinada en la ciudad de Jaén. El área techada es de 102 m². Primero realizaron el diseño arquitectónico, según la norma A.020. El modelado estructural y análisis sísmico se realizó con el software Etabs con aproximación real del modelo; obteniendo que, el sismo estático es mayor que el sismo dinámico, así concluyen que la estructura es rígida debido a que las derivas inelásticas de 0.000329 en la dirección X y 0.000229 en la dirección Y, son menores a las derivas inelásticas máximas. (pp. 95-96)

Quiroz Cruzado (2016) en su tesis denominada, Comparación del comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar proyectada mediante los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en la ciudad de Cajamarca, evaluó las edificaciones multifamiliares como alternativa de solución frente a los problemas por la demanda de viviendas de mejor calidad, ya sean proyectadas por los sistemas convencionales de albañilería confinada o modernos como muros de ductilidad limitada. Concluyendo que, el comportamiento estructural del sistema de muros de ductilidad limitada contempla menos deformaciones y tiende a ser más rígido; es por eso que, ante sollicitaciones sísmicas su falla

puede ser explosiva, mientras tanto el sistema de muros de albañilería confinada tiende a ser más dúctil como se constató en el análisis, esto se evidencia durante las solicitaciones sísmicas, las deformaciones tienden a ser mucho más pronunciadas y no tienen una falla explosiva. (p. 203)

I.2.3. ANTECEDENTES LOCALES

Jiménez Julián y Julca Abanto (2018) en su tesis para obtener el Título en Ingeniería Civil denominada, Diseño estructural de un edificio de 5 niveles de albañilería confinada, Trujillo - La Libertad, 2018. Proyectan el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de 416m^2 en un terreno relativamente plano, con una capacidad portante de 1.28Kg/cm^2 a la profundidad de 1.50m, realizan el análisis sismorresistente en el programa de cómputo Etabs. Concluyen que las derivas máximas del edificio son de 0.0048 en la dirección X, mientras que en la dirección Y es de 0.003855; menores a la deriva máxima permisible de 0.005, establecido por la norma E.030. Finalmente, el diseño estructural de los elementos de concreto armado del edificio fueron realizados mediante programas como Etabs, SAFE y SAP, obteniendo resultados de manera rápida como las cuantías de acero; contemplado en las normas E.060 y E.050, correspondientes y para el diseño de los muros de albañilería, se siguió los pasos de la norma técnica E.070, permitiendo tener muros dúctiles teniendo una resistencia mayor al corte. (p.115)

Escamillo Rodríguez (2017) en su investigación titulada, diseño estructural de una edificación de albañilería confinada de 8 pisos en la ciudad de Trujillo, La Libertad; analizó el diseño sísmico de una edificación de 8 pisos con albañilería confinada, empleando los criterios y parámetros de resistencia y diseño de la norma técnica E 0.70. Planteó cambiar el modo de falla de los muros de cortante a flexión, amplificando su relación de esbeltez ($\text{Altura/Largo} > 2$). Concluyendo que dicha alteración esencialmente amplía la capacidad de deformación de los muros; es decir, se puede incrementar la deriva de entrepiso de 0.005 a

0.007, para luego examinar estas distorsiones de entrepiso según su desempeño y confirmar si la estructura está preparada para resistir las demandas solicitadas, evaluar hasta dónde puede llegar su capacidad sin perturbar su seguridad estructural. (p.132)

Con los antecedentes descritos, la presente investigación se propone realizar el diseño de un edificio de cinco niveles, en el Distrito de El Porvenir. Dicha investigación abarcará todos los aspectos normativos para el diseño de edificios de albañilería confinada mediante la norma vigente y la propuesta de norma (E.070), teniendo como premisa que al contar con edificaciones que satisfagan con las necesidades de la población y sean construidas bajo la supervisión de un profesional, lograremos edificaciones más seguras. Se evaluarán los desplazamientos máximos, periodos fundamentales y diseño de elementos estructurales; para que se tomen acciones futuras. Tomando como premisa que las estructuras no deben sufrir daño ante sismos leves, resistan sismos moderados con daño reparable en elementos no estructurales, y resistan sismos severos sin colapsar, aunque con daño estructural importante.

I.3. BASES TEÓRICAS.

I.3.1. LADRILLO

Entre los productos de arcilla que se obtienen a través de cocción, comúnmente conocidos como cerámicas, se encuentra el denominado ladrillo; el cual está morfológicamente definido como un paralelepípedo rectangular, manufacturado con una mezcla porosa. La principal materia prima utilizada para la producción de ladrillos es la arcilla, que está constituida estructuralmente en base a sílice, alúmina y agua; además de cantidades variables de hierro y otros materiales alcalinos. Las partículas de estos materiales son capaces de absorber higroscópicamente hasta el 70% en peso, de agua. Debido a esta característica, es que la arcilla, que en estado seco presenta un aspecto terroso, hidratada adquiere la plasticidad necesaria para ser moldeada. Durante la fase de

endurecimiento (mediante secado o cocción), el material arcilloso adquiere características de notable solidez, con una disminución de masa (de alrededor de 5 a 15%) en proporción a su plasticidad inicial. De todos modos, en este documento se detalla más sobre las propiedades y características de las arcillas. (Mella, 2004)

I.3.1.1. CLASIFICACIÓN DE LOS LADRILLOS.

De acuerdo a la Norma ITINTEC 331.017, los ladrillos se clasifican en 5 tipos:

TIPO I. Estos ladrillos tienen una resistencia y durabilidad muy baja; son aptos para ser empleados bajo condiciones de exigencias mínimas (viviendas de 1 o 2 pisos), evitando el contacto directo con la lluvia o el suelo.

TIPO II. En esta categoría clasifican los ladrillos de baja resistencia y durabilidad; son aptos para usarse bajo condiciones de servicio moderadas (no deben estar en contacto directo con la lluvia, suelo o agua).

TIPO III. Son ladrillos de mediana resistencia y durabilidad, aptos para emplearse en construcciones sujetas a condiciones de bajo intemperismo.

TIPO IV. Estos ladrillos son de alta resistencia y durabilidad, aptos para ser utilizados bajo condiciones de servicio rigurosas. Pueden estar sujetos a condiciones de intemperismo moderado, en contacto con lluvias intensas, suelo y agua.

TIPO V. Tienen una resistencia y durabilidad elevada, son aptos para emplearse en condiciones de servicio muy rigurosas, pueden estar sujetos a condiciones de intemperismo similares al TIPO IV.

Tabla N° 1: Clasificación de unidades de albañilería, Propuesta de Norma E.070.

CLASE DE UNIDAD DE ALBAÑILERÍA PARA FINES ESTRUCTURALES					
CLASE	VARIACIÓN DE LA DIMENSIÓN (máxima en porcentaje)			ALABEO (máximo en mm)	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN f'_b mínimo en MPa (kg/cm ²) sobre área bruta.
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm		
LADRILLO I	± 8	± 6	± 4	10	4.9(50)
LADRILLO II	± 7	± 6	± 4	8	6.9(70)
LADRILLO III	± 5	± 4	± 3	6	9.3(95)
LADRILLO IV	± 4	± 3	± 2	4	12.7(130)
LADRILLO V	± 3	± 2	± 1	2	17.6(180)

Fuente: Propuesta de Norma E-070.

Elaboración: Propuesta de Norma E-070.

Tabla N° 2: Clasificación de unidades de albañilería, Norma E.070.

CLASE DE UNIDAD DE ALBAÑILERÍA PARA FINES ESTRUCTURALES					
CLASE	VARIACIÓN DE LA DIMENSIÓN (máxima en porcentaje)			ALABEO (máximo en mm)	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN f'_b mínimo en MPa (kg/cm ²) sobre área bruta.
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm		
LADRILLO I	± 8	± 6	± 4	10	4.9(50)
LADRILLO II	± 7	± 6	± 4	8	6.9(70)
LADRILLO III	± 5	± 4	± 3	6	9.3(95)
LADRILLO IV	± 4	± 3	± 2	4	12.7(130)
LADRILLO V	± 3	± 2	± 1	2	17.6(180)
BLOQUE P(1)	± 4	± 3	± 2	4	4.9(50)
BLOQUE NP(2)	± 7	± 6	± 4	8	2.0(20)

Fuente: Norma E-070.

Elaboración: Norma E-070.

I.3.2. MORTERO

Norma técnica E.070 (2006), “El mortero está constituido por una mezcla de aglomerantes y agregado fino a los cuales se añade una máxima cantidad de agua, que proporcione una mezcla trabajable y adherencia, pero sin segregación de la misma” (p.15).

“Las características más importantes que se deben tener en cuenta de este material son la adherencia y deformabilidad, dejando en segundo plano la resistencia a compresión” (Miranda y Tena 1999).

I.3.3. CONCRETO

Rivva (1998), define al concreto como un material artificial compuesto, el cual consiste en un medio ligante, denominado pasta, dentro del que se encuentran embebidas partículas de un medio denominado agregado. La pasta es el resultado de la combinación química del cemento y el agua.

El concreto por lo general se encuentra en los extremos de los muros de albañilería confinada, precisamente en las columnas y vigas de confinamiento, estos son los que dan la estabilidad y la ductilidad a los muros de albañilería. Para el cálculo de las curvas constitutivas de esfuerzo vs deformación. (J.B.Mander, M.J:priestley & R.Park,1988)

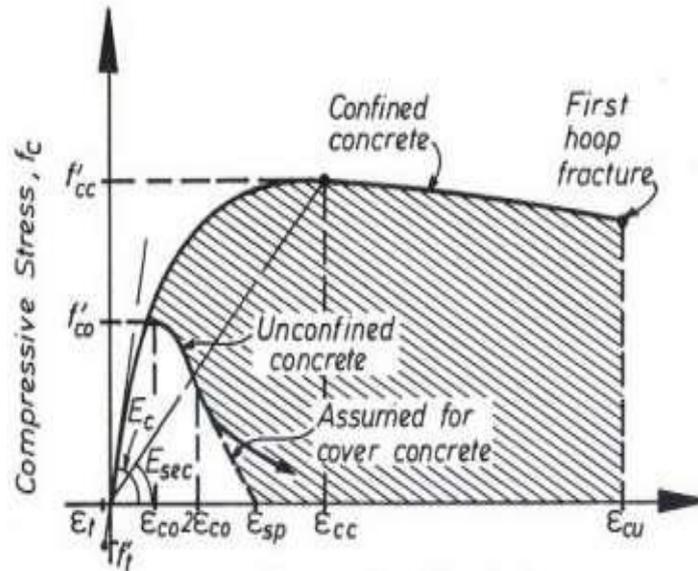


Figura N° 1: Gráfica esfuerzo vs deformación de Manders para concreto confinado y no confinado.

Fuente: J.B. Mander, M. J. Priestley and R. Park. (1988). *Theoretical stress-strain model for Confined concrete*. ASCE, I, pp 1804-1825.

I.3.4. ACERO DE REFUERZO

San Bartolomé (1994) afirma que, “el acero a utilizar debe ser corrugado y con un escalón de fluencia definido, permitiéndose el uso de acero liso (pero no trefilado) para los estribos” (p.36).

La propiedad más importante del acero de refuerzo para los miembros de concreto armado, es la deformación del acero que sufre ante los distintos niveles de carga axial. Esta propiedad es estudiada mediante el uso de diagramas esfuerzo deformación, en el cual se grafica la deformación unitaria que sufre una barra de acero corrugado para una fuerza unitaria denominada esfuerzo; en esta curva se presenta distintas zonas de comportamiento del acero dependiendo de la intensidad de la carga aplicada. (Tocto, 2019, p.65)

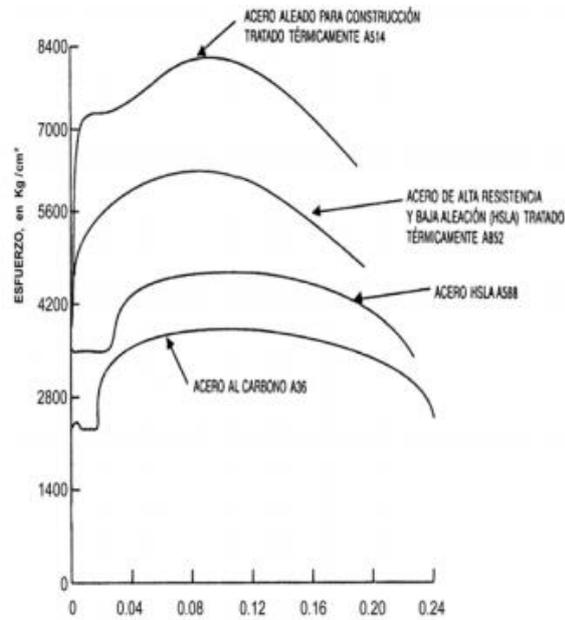


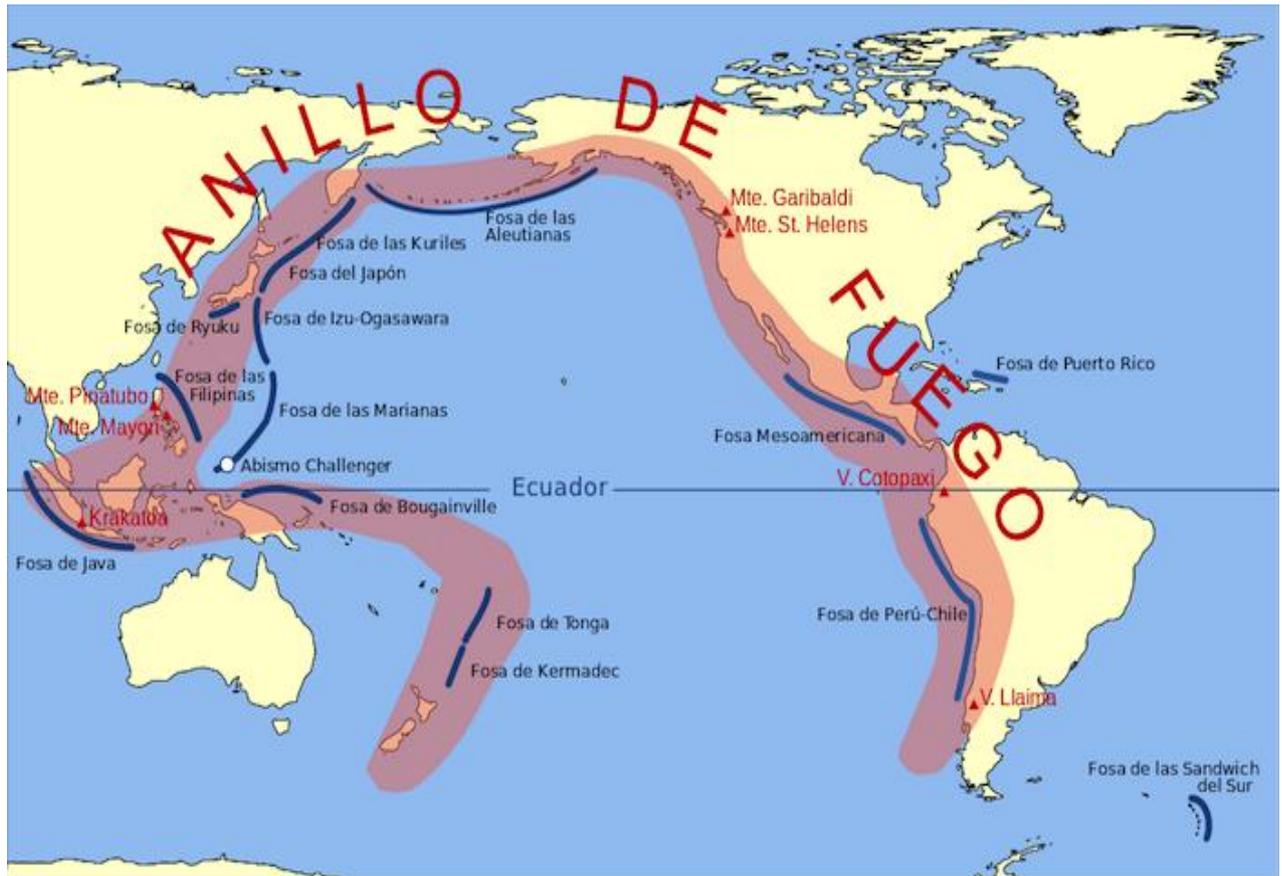
Figura N° 2: Diagrama esfuerzo-deformación.

Fuente: Manual de diseño de estructuras de acero de Roger L. Brockenbrough S. Merrit.

1.3.5. SISMICIDAD

Es la actividad sísmica en un área particular durante un periodo de tiempo, o la cantidad de energía liberada en forma de ondas sísmicas. La representación de la sismicidad deberá tener en cuenta no solo los eventos registrados; sino también, su dimensión, frecuencia, distribución espacial, su modo de ocurrencia y las características del terreno donde se producen o se propagan. El territorio peruano está situado por encima del Cinturón de Fuego del Pacífico, donde ocurre más del 80% de los sismos que afectan y están relacionados a la subducción de la placa Oceánica de Nazca, que se introduce bajo la placa Continental Sudamericana, a razón de 9cm/año. (Kuroiwa, 2002).

El Cinturón de Fuego, es el resultado directo de la tectónica de placas y del movimiento y colisión de las placas de la corteza terrestre. Casi la totalidad de los 18 terremotos en el mundo, se producen en los bordes de las placas tectónicas y como se verá luego, las características de cada sismo dependen del tipo de borde. Geo-enciclopedia, web: (<http://www.geoenciclopedia.com/cinturon-de-fuego-del-pacifico/>) (Fig. N°1).



*Figura N° 3: Cinturón de fuego del Pacífico.
Fuente: (geo-enciclopedia, s.f.).*

El Perú no es ajeno a dichos eventos sísmicos, ya que se encuentra ubicado en el Cinturón de Fuego del Pacífico; según lo registrado el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI, 2006), sismos ocurridos a lo largo de la historia del Perú, como el registrado el 15 de agosto de 2007 alcanzando una magnitud de 7.9 MW, en el departamento de Ica.

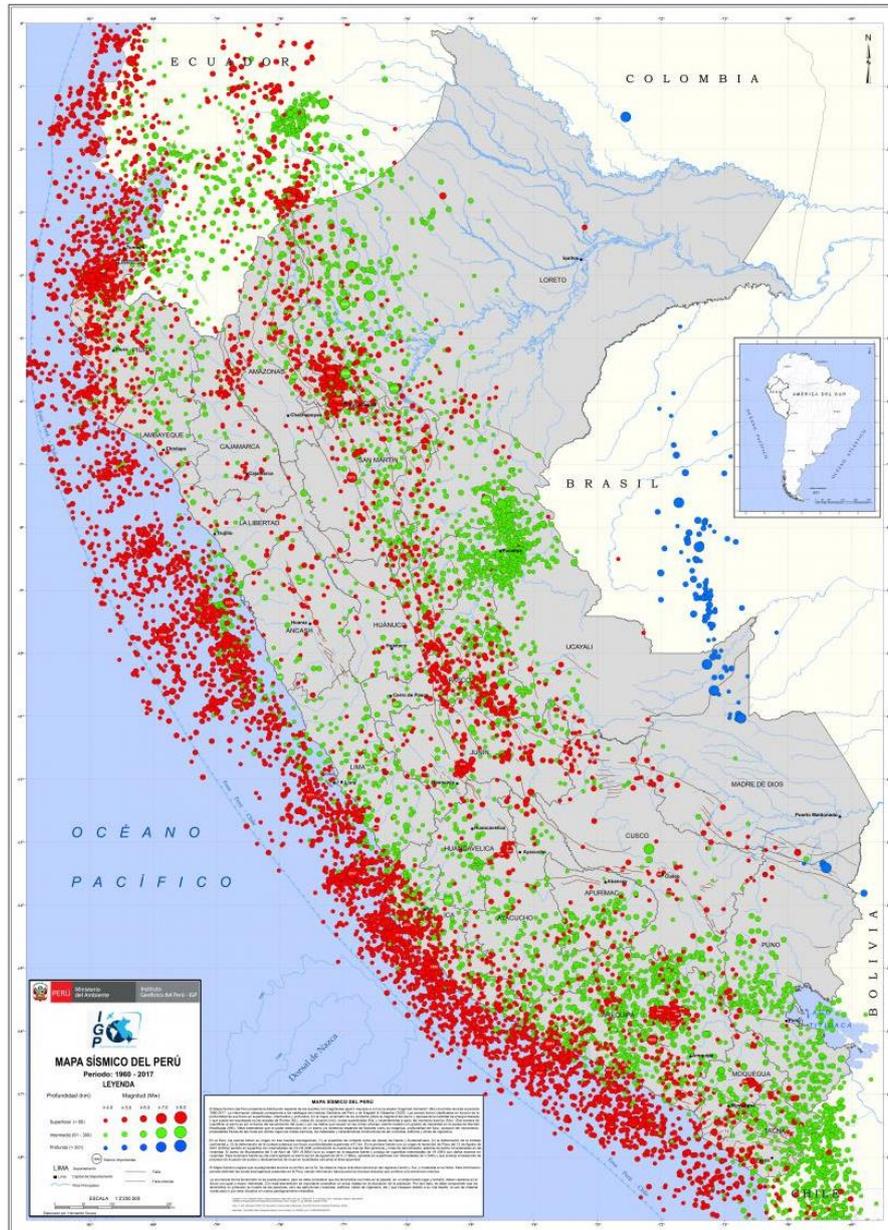


Figura N° 4: Mapa Sísmico del Perú para el periodo 1964 y 2011. La magnitud de los sismos se diferencia por el tamaño de los círculos y la profundidad de sus focos por el color de los mismos.

Elaboración: (Tavera, 2011).

I.3.6. ZONIFICACIÓN.

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de éstos con la distancia epicentro; así como, en la información geotectónica. (Norma E.030, 2018, p. 10)



Figura N° 5: Zonificación sísmica del Perú
Fuente: (RNE, 2016).

I.4. ALBAÑILERÍA CONFINADA

San Bartolomé (1994) afirma que, la albañilería confinada se caracteriza por estar constituida por un muro de albañilería simple enmarcado por una cadena de concreto armado, vaciada con posterioridad a la construcción del muro. Generalmente, se emplea una conexión dentada entre la albañilería y las columnas; esta conexión, es más bien una tradición peruana, ya que en Chile se utiliza una conexión prácticamente a ras, que tuvo un buen comportamiento en el terremoto de 1985. (p. 27)

I.4.1. MUROS DE ALBAÑILERÍA.

Transmite la carga de gravedad desde la losa de arriba hacia abajo cimentación. Las paredes actúan como paneles de refuerzo, que resisten las fuerzas sísmicas horizontales, estas deben estar confinadas por vigas de hormigón y columnas de sujeción, para asegurar desempeño satisfactorio en caso de terremoto. (Svetlana Brzev, 2007)

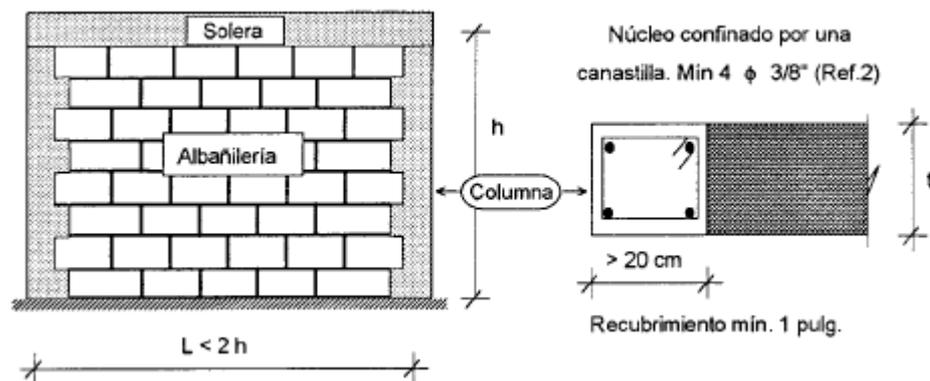


Figura N° 6: Requisitos mínimos para que un muro se considere confinado.
Fuente: Construcciones de albañilería, Angel San Barolomé (1994).

I.4.2. ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO

Proporcionan sujeción a las paredes de mampostería y los protege de la desintegración completa, incluso en grandes terremotos. Los elementos resisten

las cargas de gravedad y tienen un papel importante para garantizar la estabilidad vertical de un edificio en un terremoto. (Svetlana Brzev, 2007)

I.4.3. LOSAS DE PISO Y TECHO

Transmiten cargas de gravedad y soportes laterales a las paredes. En un terremoto, las losas se comportan como vigas horizontales y se llaman diafragmas. La banda del zócalo, transmite la carga desde las paredes hasta los cimientos, también protege las paredes de la planta baja del asentamiento excesivo en condiciones de suelo blando.

I.4.4. CIMENTACIÓN

Torres Gomez (2019) en su investigación, menciona que la cimentación es la base que sirve de sustento o soporte al edificio. Se calcula, diseña y proyecta teniendo en consideración varios factores; tales como, la resistencia del suelo (terreno), las cargas propias del edificio y otras cargas que inciden en ella, tales como el efecto del viento o el peso de la nieve sobre las superficies compuestas a los mismos. (p.30)

I.4.4.1. Perfiles de Suelo

Los perfiles de suelo, se clasifican teniendo en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s), o alternativamente el promedio ponderado de los N_{60} , obtenidos mediante un ensayo estándar de penetración (SPT) para suelos granulares o el promedio ponderado de la resistencia al corte no drenado (S_u) para suelos cohesivos. Estas propiedades, deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. Para los suelos granulares, se calcula N_{60}

considerando solo los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos cohesivos, la resistencia al corte no drenado (S_u) se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo. (Norma E.030, 2018, p. 12)

I.4.4.1.1. Perfil Tipo S3. Suelos Blandos

A este tipo de perfil, corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte \bar{V}_s , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:

c.1) Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT \bar{V}_s , entre 15 y 50.

c.2) Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada, \bar{S}_u entre 50 kPa (0,5 kg/cm²) y 100 kPa (1 kg/cm²) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

I.4.4.2. Factor de Amplificación Sísmica (C)

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones.

$$T < T_P \quad C = 2.5$$

$$T_P < T < T_L \quad C = 2.5 (T_P/T)$$

$$T > T_L \quad C = 2.5 (T_P \times T_L)/T^2 \quad (1).$$

T es el período, este coeficiente se interpreta como, el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto de la aceleración en el suelo.

Tabla N° 3: Factor de suelo "S"

ZONA	SUELO			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z1	0.80	1.00	1.05	1.10
Z2	0.80	1.00	1.15	1.20
Z3	0.80	1.00	1.20	1.40
Z4	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente: Norma E.030 (2018)

Tabla N° 4: Periodo TP y TL

	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _P (S)	0.3	0.4	0.6	1.0
T _L (S)	3.0	2.5	2.0	1.6

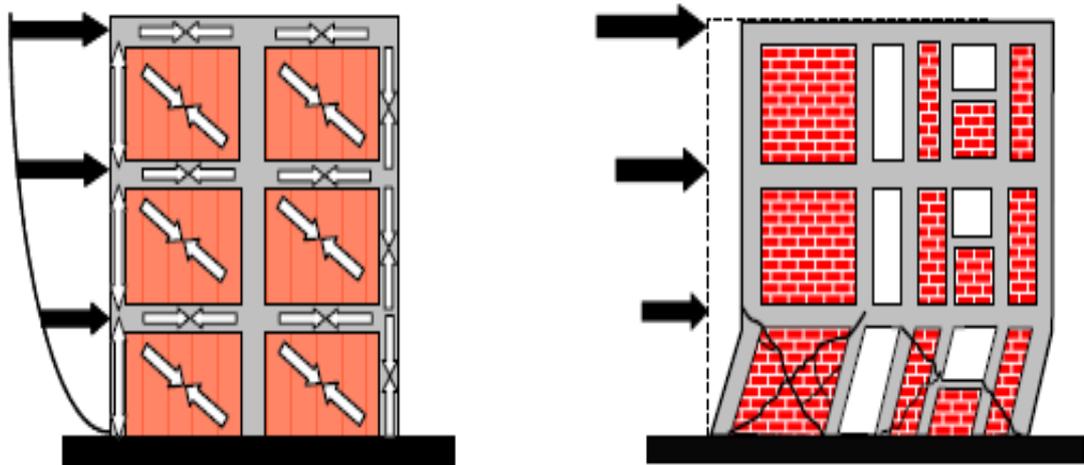
Fuente: Norma E.030 (2018)

I.4.5. TIPOS DE FALLA DE LA ALBAÑILERÍA CONFINADA FRENTE AL SISMO.

Un edificio de mampostería confinada sometido a terremotos, puede ser modelado como armadura vertical, tal como se muestra en la Figura 8 (a). Los muros de mampostería actúan como puntales diagonales sometidos a compresión, mientras que los elementos de confinamiento de hormigón armado actúan en tensión y/o compresión, dependiendo de la dirección de las fuerzas sísmicas laterales. Este modelo es apropiado antes que ocurran las grietas en las paredes. Posteriormente, el agrietamiento es concentrado en la planta baja y se producen deformaciones laterales significativas. Debajo terremoto o severo temblor de tierra, el colapso de los edificios de mampostería confinada, puede tomar lugar debido al suave efecto de piso

similar al observado en marcos RC con rellenos de mampostería, como se muestra en la Figura 8 (b). Este comportamiento fue confirmado por estudios experimentales. (Alcocer, 2004, p.40)

“El comportamiento asociado con el efecto de piso suave, es proporcionar refuerzo horizontal en paredes de mampostería para mejorar su resistencia al corte” (Schultz, 1994).



(A)
 Modelo de armadura vertical.

(B)
 Colapso en la planta baja.

Figura N° 7: Edificio de albañilería confinada.

Fuente: (SVETLANA BRZEV, Earthquake-Resistant Confined Masonry, 2007).

Estudios de investigación centrados en la resistencia a la carga lateral de paredes de mampostería confinadas, (Tomazevic y Klemenc, 1997; Tomazevic, 1999; Yoshimura et al., 2004) identificaron siguientes modos de falla característicos de muros de mampostería confinada:

- Modo de falla de corte,
- Modo de falla por flexión.

I.4.5.1. FALLA POR CORTE

En una falla por corte, es posible que primero se originen fisuras por flexión (incluso el refuerzo vertical puede entrar en fluencia) degradando la rigidez, pero no la capacidad de carga. Luego se producen las grietas diagonales y a partir de ese instante, el muro se desplaza manteniendo su capacidad de carga (la curva cortante-desplazamiento se vuelve plana); posteriormente, se trituran la región central de la albañilería, y los extremos del muro. Produciéndose finalmente una severa degradación de resistencia. (San Bartolomé, 1994, p. 67)



Figura N° 8: Falla por corte, debido a la tracción diagonal y deslizamiento (San Bartolomé).

Fuente: Ángel San Bartolomé. (2005). Comentarios de la norma técnica de edificaciones E0.70. Perú: SENCICO.

I.4.5.2. FALLA POR FLEXIÓN

Debe entenderse que la falla principal es aquella donde se acumulan las mayores grietas, originando una fuerte degradación tanto de la resistencia como de la rigidez. Esto es, en una falla por flexión es posible que previamente se hayan formado pequeñas fisuras diagonales por corte (controladas por el refuerzo horizontal); sin

embargo, las grietas principales se encuentran localizadas en la parte inferior del muro, y la degradación de la resistencia. (San Bartolomé, 1994, p. 66)

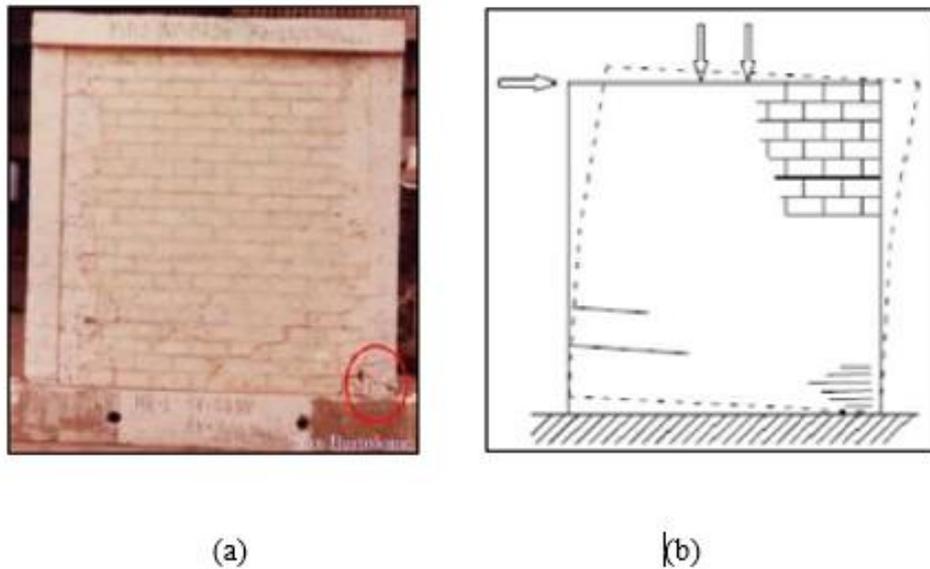


Figura N° 9: Falla por flexión, a) aplastamiento de la columna de confinamiento y b) Esquema de Voon e Ingham.

Fuente: a) San Bartolomé. (2005). Visita Virtual al Laboratorio de estructuras de la PUCP. PUCP, I, pp 1-56. Y b) Eric Espinosa (2013). Diseño sismoresistente de edificios altos de mampostería (Tesis de Maestría). Universidad Nacional Autónoma de México, México.

La falla de flexión causada por cargas laterales en el plano, se caracteriza por grietas horizontales en las juntas del lecho de mortero en la tensión lado de la pared (Yoshimura. 2004).

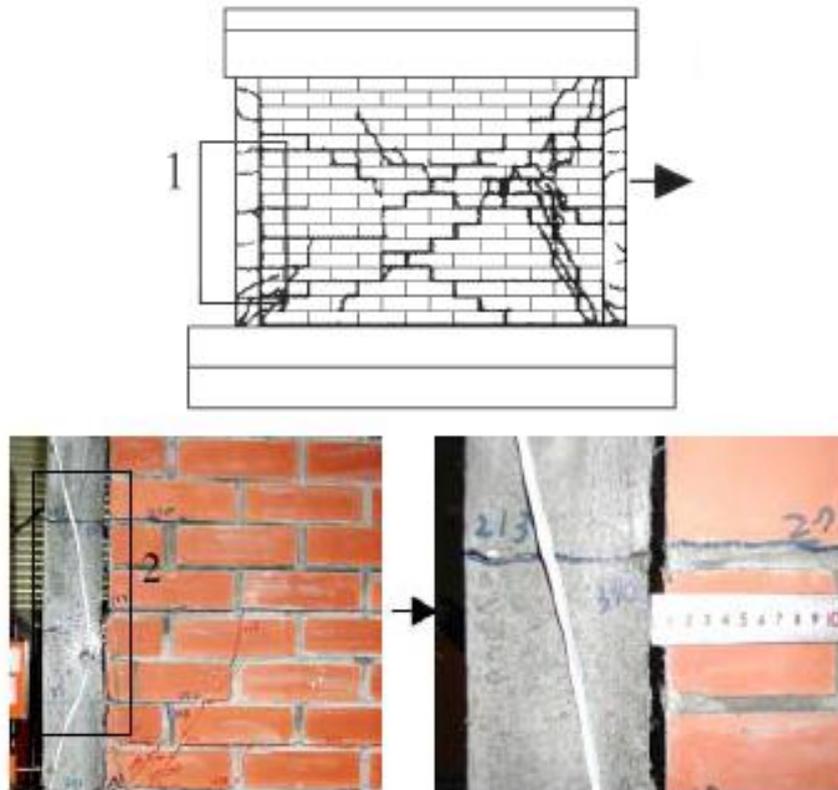


Figura N° 10: Falla de flexión de paredes de mampostería confinadas.

Fuente: Yoshimura, K., Kikuchi, K., Kuroki, M., Nonaka, H., Kim, K.T., Wangdi, R., and Oshikata, A. (2004). Experimental Study For Developing Higher Seismic Performance of Brick Masonry Walls.

I.4.5.3. FALLA POR INTERACCIÓN ENTRE CORTANTE Y FLEXIÓN

Esta falla se caracteriza por la formación de grietas horizontales, seguido del inicio de la fluencia del refuerzo vertical de la columna de confinamiento en la zona de tracción del muro y también por el aplastamiento de los elementos en la zona de compresión, y a la vez se forman grietas diagonales en panel del muro. (Espinosa y Terán, 2008)

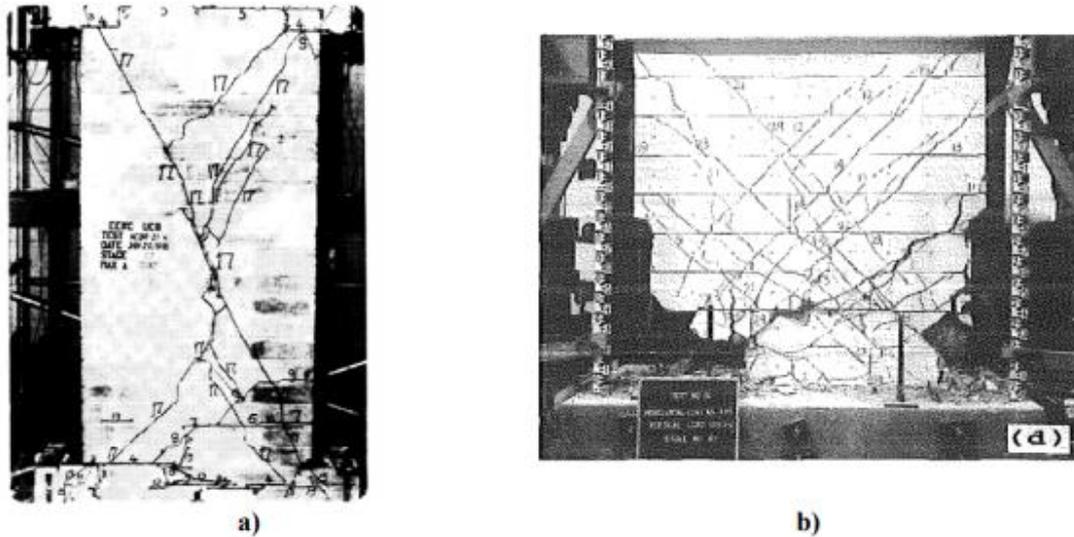


Figura N° 11: Falla a flexión-corte a) (Hidalgo, Mayes et al. 1978) y b) (Shing, Noland et al. 1989).

Fuente: Eric Fernando Espinosa Cazarín, *Diseño Sismoresistente de Edificios Altos de Mampostería*, 2013.

I.4.6. RESISTENCIA A ESFUERZOS

Rodríguez (2018) menciona que, la resistencia a los esfuerzos, ya sea al cortante o a la flexión de los muros, está gobernada por su configuración; es decir, por el armado de refuerzo, calidad del ladrillo y su geometría. La norma peruana nos da una ecuación de cuanto es lo que resiste un muro al cortante; sin embargo, no especifica cuanto es su momento resistente. Para el cálculo del momento resistente, se hacen algunas simplificaciones y aproximaciones, que nos dan una tentativa de cuánto podría ser este, en cualquier muro de albañilería confinada. (p.30)

I.4.6.1. RESISTENCIA AL AGRIETAMIENTO DIAGONAL

La resistencia al corte se predice usando fórmulas experimentales, existen maneras teóricas de evaluar la capacidad de flexión. Una forma aproximada de obtener el cortante (V máx.) asociado al mecanismo de falla

por flexión, consiste en aplicar el principio del trabajo virtual, donde debe entenderse que el refuerzo horizontal es capaz de soportar "V máx.", a fin de que pueda desarrollarse ese mecanismo. (San Bartolomé, 1994, p. 68)

I.4.6.2. RESISTENCIA A LA FLEXIÓN.

Mientras que San Bartolomé (1994), afirma que la capacidad resistente a flexión está proporcionada por el refuerzo vertical existente en el muro (incluyendo parte del refuerzo del muro ortogonal); el peralte y refuerzo de las vigas de borde (coplanares y ortogonales al plano del muro en análisis); y, la magnitud de la carga vertical actuante sobre el muro (incluyendo la carga tributaria del muro transversal). En tanto que, la resistencia al corte (en el caso de los muros reforzados) está proporcionada por la resistencia de la albañilería en sí, con una baja influencia del refuerzo horizontal. (p. 68)

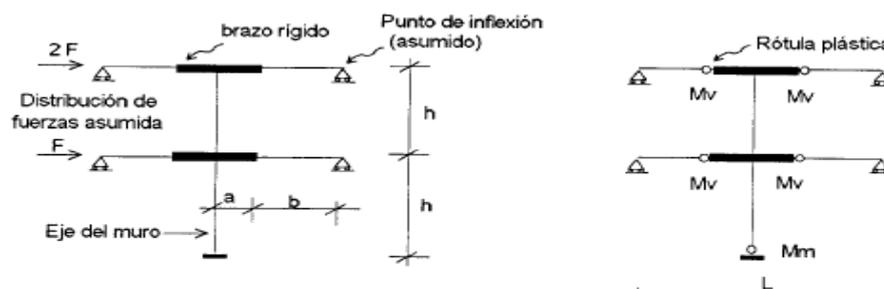


Figura N° 12: Determinación de las Fuerzas Laterales asociadas al mecanismo de falla por flexión.

Fuente: Ángel San Bartolomé, "Construcciones de Albañilería, (1994)

I.5. FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESISTENCIA SÍSMICA

San Bartolomé (1994) indica que, los muros ubicados en el perímetro del edificio son los que más aportan rigidez torsional a la estructura, y todo aquel que absorba más del 10% de la cortante basa sísmica, estos deberán ser

reforzados. Al respecto, la norma E-070 especifica que como mínimo un 70% de los muros que conforman el edificio deben ser reforzados. (p.78)

1.5.1. UNIDADES DE ALBAÑILERÍA

Alcocer & Klingner (1994) mencionan que, “la resistencia a la carga lateral de paredes de mampostería confinadas, dependerá de la resistencia de las unidades de mampostería y el mortero utilizado”. (p.128)

Tabla N° 5: Resistencia de la albañilería Mpa (Kg/cm²), Propuesta de Norma E.070.

RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA Mpa (kg / cm ²)				
Materia prima	Denominación	Unidad <i>fb</i>	Pilas <i>fm</i>	Muretes <i>V'm</i>
Arcilla	Clase I - Artesanal	4.9 (50)	3.4 (35)	0.5 (5.1)
	Clase II - Artesanal	6.9 (70)	3.9 (40)	0.55 (5.6)
	Clase III - Artesanal	9.3 (95)	4.6 (47)	0.64 (6.5)
	Clase IV - Industrial	12.7 (130)	6.4 (65)	0.79 (8.1)
	Clase IV - Industrial	17.6 (180)	8.3 (85)	0.9 (9.2)
Concreto	Industrial portante	17.5 (178)	7 (71)	0.44 (4.5)
Sílice-cal	Industrial portante	12.6 (129)	10.1 (103)	0.93 (9.5)

Fuente: Propuesta de Norma E-070.

Elaboración: Propuesta de Norma E-070.

Tabla N° 6: Resistencia de la albañilería Mpa (Kg/cm²), Norma E.070.

RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERÍA Mpa (kg / cm ²)				
Materia prima	Denominación	Unidad <i>fb</i>	Pilas <i>fm</i>	Muretes <i>V'm</i>
Arcilla	King Kong Artesanal	5.4 (55)	3.4 (35)	0.5 (5.1)
	King Kong Industrial	14.2 (145)	6.4 (65)	0.8 (8.1)
	Rejilla Industrial	21.1 (215)	8.3 (85)	0.9 (9.2)
Sílice-cal	King Kong Normal	15.7 (160)	10.8 (110)	1 (9.7)
	Dédalo	14.2 (145)	9.3 (95)	1 (9.7)
	Estándar y mecano (*)	14.2 (145)	10.8 (110)	0.9 (9.2)
Concreto	Bloque Tipo P (*)	4.9 (50)	7.3 (74)	0.8 (8.6)
		6.4 (65)	8.3 (85)	0.9 (9.2)
		7.4 (75)	9.3 (95)	1 (9.7)
		8.3 (85)	11.8 (120)	1.1 (10.9)

Fuente: Norma E-070.

Elaboración: Norma E-070.

I.5.2. DENSIDAD DE MUROS.

Brzev (2007) en su trabajo de investigación menciona que, se puede determinar como el área transversal de las paredes en cada dirección principal dividida por el área total del piso del edificio. En México, se desarrolló un procedimiento simplificado para determinar la densidad de pared requerida para edificios, en los que la resistencia sísmica de la pared se rige por los efectos de corte (Meli, 1994). Por lo que, después del terremoto 1985, el código requirió un aumento del 40% en el diseño de resistencia sísmica; esto resultó, en un aumento significativo en la pared. Como un ejemplo, para un edificio de cinco pisos en la Ciudad de México, ahora es requerido proporcionar una densidad de pared de alrededor del 6% en cada dirección, mientras que en las áreas de mayor riesgo sísmico (el estado de Guerrero), este valor es cercano al 10%. (p. 35)

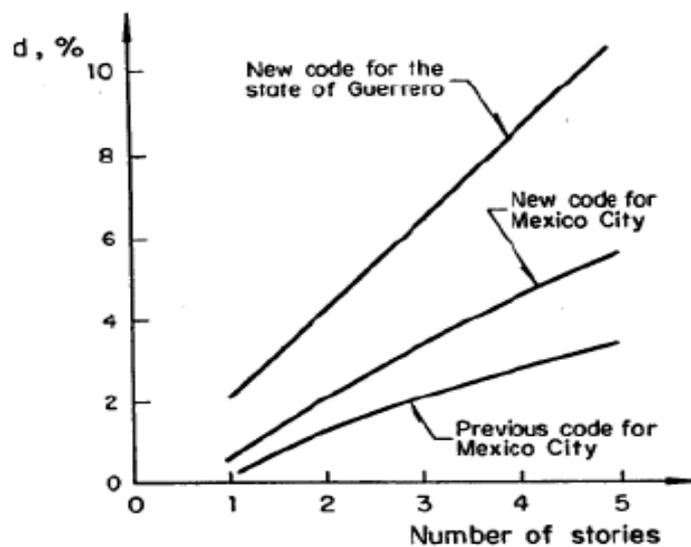


Figura N° 13: Densidad de pared (d) versus el número de pisos para edificios de mampostería confinada en condiciones de suelo blando en México.
Fuente: Svetlana Brzev, "Earthquake-Resistant Confined Masonry Construction", 2007.

I.5.3. COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

Alcocer (2006) afirma que, las columnas de amarre influyen significativamente en la ductilidad y estabilidad de las paredes de mampostería confinadas agrietadas; también menciona que, el efecto de las columnas de unión en el aumento de la resistencia lateral de estructuras de mampostería confinada, ha sido reconocido recientemente. (p.55)

I.5.4. REFUERZO HORIZONTAL

El refuerzo suele ser no provisto en paredes de mampostería. Sin embargo, en la construcción de cuatro a cinco pisos en Perú, hay una tendencia a proporcionar refuerzo de la junta horizontal en forma de uno o dos cables tendidos en las juntas de lecho de mortero. El tipo de acero utilizado para el refuerzo horizontal influye en su efectividad para aumentar Resistencia al corte de mampostería. (Casabonne, 1994, p.115)

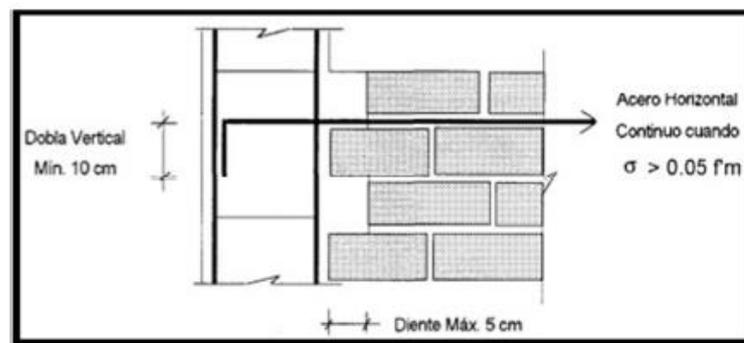


Figura N° 14: Refuerzo horizontal continuo anclado en columnas del muro.
Fuente: (San Bartolomé Á. , 1994).

I.5.5. APERTURAS

Svetlana Brzev (2007) afirma que, “cuando el área de apertura es menor al 10% del área total de la pared, la resistencia de carga lateral de la pared no es significativamente reducido en comparación con una pared sólida” (p.17).

I.6. MARCO NORMATIVO PERUANO

I.6.1. NORMA DISEÑO SISMORRESISTENTE

I.6.1.1. Sistema estructural y regularidad de las edificaciones

I.6.1.1.1. Categoría de la edificación y factor de uso

Según Norma E.030 (2018), “Las edificaciones se clasifican en cuatro categorías de acuerdo a la importancia y uso”.

Tabla N° 7: Categoría de la edificación y factor de uso “U”

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
A Edificaciones esenciales	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. - Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - Edificios que almacenen archivos e información esencial.	1.5
B Edificaciones importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1
D Edificaciones temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: Norma E.030 (2018)

Elaboración: Propia

Nota 1: Las nuevas edificaciones de categoría A1, tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Sino se utiliza este aislamiento en

las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1,5. Nota 2: En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.

(Norma E.030, 2018, p. 7)

I.6.1.1.2. Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción (R_0)

Los sistemas estructurales, se clasifican según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis. Cuando en la dirección de análisis, la edificación presente más de un sistema estructural, se toma el menor coeficiente R_0 que corresponda. (Norma E.030, 2018, p. 7)

Tabla N° 8: *Sistemas estructurales*

Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción R_0 (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera	7(**)

Fuente: Norma E.030, (2018)

Elaboración: Propia

I.6.1.1.3. Coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, se determina como el producto del coeficiente R_0 y de las irregularidades en planta y en altura. (Norma E.030, 2018, p. 8)

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad (2).$$

I.6.1.2. Regularidad Torsional

Las estructuras regulares, no presentan las irregularidades en su configuración resistente a cargas laterales. Las estructuras irregulares estructurales, se pueden dar en altura o en planta. (Quiroz Cruzado, 2016, p. 55).

- Respetar las restricciones respecto a las irregularidades extremas.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el factor R de reducción de fuerzas sísmicas.

I.6.1.3. Periodo fundamental

El periodo fundamental de vibración para cada dirección se estima con la siguiente expresión:

$$T = \frac{hn}{C_t} \quad (3).$$

C_t : Para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales, y muros de ductilidad limitada

I.6.1.4. Fuerza cortante en la base

La norma E.030 (2018) señala que, para el análisis de estructuras regulares, la fuerza cortante en la base se deberá determinar con la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z U C S}{R} P \quad (4).$$

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

“La Norma E.030, en el artículo 16.3, nos indica que el peso de la edificación (de Categoría C), se calcula adicionando a la carga permanente de la edificación un 25% de la carga viva o sobrecarga” (Quiroz Cruzado, 2016, p. 56)

I.6.1.5. Desplazamientos laterales

La Norma E.030 (2018) señala que, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. (p.11)

I.6.2. DISEÑO ESTRUCTURAL

I.6.2.1. Resistencia requerida

$$U = 1.4 cm + 1.7 cv \quad (5).$$

$$U = 1.25 (cm + cv) \pm cs \quad (6).$$

$$U = 0.9Cm \pm Cs \quad (7).$$

I.6.2.2. Resistencia de diseño

La norma señala que, la resistencia de diseño deberá tomarse como la resistencia nominal (resistencia proporcionada considerando el acero realmente colocado) multiplicada por un factor de reducción de resistencia. Este factor de reducción de resistencia, se proporciona para tomar en cuenta la variabilidad de la resistencia del concreto y acero, las

diferencias de las dimensiones indicadas en los planos con la construcción real, y las simplificaciones de las ecuaciones que utilizamos para predecir la resistencia. (Quiroz Cruzado, 2016, p. 61)

El factor de reducción de resistencia Φ .

1. Para flexión sin carga axial $\Phi=0.90$
2. Para flexión con carga axial de compresión $\Phi=0.70$
3. Para cortante sin o con torsión $\Phi=0.85$

I.6.2.3. Diseño por flexo compresión

Las solicitaciones de P_u y M_u , se consiguen de las combinaciones de cargas obtenidas en las tablas de resultados de cada muro. Conocidos los valores de f'_c , f_y y las dimensiones del muro, se colocó el refuerzo distribuido mínimo vertical por requerimientos de las fuerzas cortantes; se definieron los diagramas de interacción para describir completamente la resistencia a flexo compresión. Se verificó que los valores (P_u , M_u) quedaran dentro de dicho diagrama. Si la distribución del acero en los extremos de los muros era insuficiente, se aumentó la cuantía de acero hasta que se cumpla que los puntos de las cargas (P_u , M_u) estén dentro del diagrama de interacción. (Quiroz Cruzado, 2016, p. 64)

I.6.2.4. Diseño por compresión pura

$$\Phi P_n = 0.55 \Phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k L_c}{32h} \right)^2 \right] \quad (8).$$

Donde:

$\Phi=0.70$

El factor K para muros arriostrados en la parte superior e inferior con el fin de evitar el desplazamiento lateral.

a) Restringidos contra la rotación en uno en ambos extremos0.8

b) No restringidos contra la rotación en ambos extremos.....1.0

Para muros no arriostrados con el fin de evitar el desplazamiento lateral.....2.0

$$\frac{Mcr Y}{I} - \frac{P}{A} = 2\sqrt{f'c} \quad (9).$$

I.6.2.5. Diseño del refuerzo para cortante

La Norma E.060, (2009) señala que “el diseño las secciones transversales sometidos a fuerza cortante deben basarse según la expresión” (p.75).

$$Vu \leq \phi Vn$$

$$Vu \geq Vua \left(\frac{Mn}{Mu} \right)$$

Dónde:

Vu: Es la resistencia requerida por corte en la sección analizada.

Vn: Es la resistencia nominal al corte de la sección.

ϕ : Factor de reducción por flexión.

Y donde la resistencia nominal Vn está conformada por:

$$Vn = Vc + Vs \quad (10).$$

$$Vc = 0.53 \sqrt{f'c} Acw \quad (11).$$

$$Vs = Asw \rho h fy \quad (12).$$

d: peralte de la sección sometida a corte

s: espaciamiento de los estribos.

ρ_h = cuantía de refuerzo horizontal

La cuantía de refuerzo vertical par cortante no deber ser menor que:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{hm}{lm} \right) (\rho_v - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (13).$$

La resistencia nominal en cualquier sección horizontal para cortante en el plano del muro no debe tomarse mayor que:

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'c} A_c$$

I.6.2.6. Diseño por desplazamiento

El refuerzo vertical distribuido en el alma del muro debe asegurar una adecuada resistencia al corte por fricción. Podrá incluirse la compresión neta permanente (N_u), a través del plano de cortante como aditiva a la fuerza en el refuerzo.

$$\phi V_n = \phi \mu (N_u + A_v f_y) \quad (14).$$

I.6.3. REQUISITOS ESTRUCTURALES ALBAÑILERÍA

I.6.4. Espesor efectivo (t).

$$t \geq \frac{h}{20} \quad (15).$$

$$t \geq \frac{h}{25} \quad (16).$$

I.6.5. Esfuerzo Axial máximo

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L * t} \leq 0.2 f'c \left[1 - \left(\frac{h}{35 t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'c \quad (17).$$

Donde “L” es la longitud total del muro (incluyendo el peralte de las columnas para el caso de los muros confinados). De no cumplirse esta expresión, habrá que mejorar la calidad de la albañilería ($f'm$), aumentar el espesor del muro, transformando en concreto armado o ver la manera de reducir la magnitud de la carga axial. (Norma técnica E.070, 2006, p. 32; Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 12)

I.6.6. Aplastamiento

Cuando existan cargas de gravedad concentradas que actúen en el plano de la albañilería, el esfuerzo axial de servicio producido por dicha carga no deberá sobrepasar a $0,375 f'm$. En estos casos, para determinar el área de compresión se considerará, un ancho efectivo igual al ancho sobre el cual actúa la carga concentrada, más dos veces el espesor efectivo del muro medido a cada lado de esta. (Norma técnica E.070, 2006, p. 32; Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 12; Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 23)

I.6.7. Densidad de muros

$$\frac{\sum L \cdot t}{\text{Area de la planta}} \geq \frac{ZUSN}{56} \quad (18).$$

De no cumplirse la densidad, podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros o agregarse placas de concreto armado; en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación E_c / E_m , donde E_c y E_m , son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería, respectivamente. (Norma técnica E.070, 2006, p. 32; Propuesta de norma, E.070, P. 26)

I.6.7.1. Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad (E_m) y el módulo de corte (G_m) para este sistema estructural son:

- Ladrillos de arcilla: $E_m = 500 f'm$
- Ladrillos sílico-calcáreas: $E_m = 600 f'm$
- Ladrillos de concreto vibrado: $m = 700 f'm$
- Para todo tipo de ladrillos de albañilería: $G_m = 0.4E_m$.

I.6.8. Diseño sísmico de edificios de albañilería

I.6.8.1. Diseño para sismo moderado

I.6.8.1.1. Sismo moderado

“Es aquél que proporciona fuerzas de inercia equivalentes a la mitad de los valores producidos por el sismo severo”. (Norma técnica E.070, 2006, p. 36; Propuesta de norma, E.070, P. 26).

I.6.9. Diseño de muros de albañilería.

I.6.9.1. Control de fisuración.

“Tiene el propósito evitar que los muros bajo la acción de los sismos moderados, que son las más constantes en territorio peruano. Para todos los muros de albañilería deberá verificarse que encada entrepiso” (Norma técnica E.070, 2006, p. 39).

$$V_e = 0.55V_m \quad (19).$$

I.6.9.2. Resistencia al agrietamiento diagonal.

“La resistencia al corte (V_m) de los muros de albañilería confinada se calculará en cada nivel”. (Norma técnica E.070, 2006, p. 39)

$$V_m = 0,5 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0,23Pg \quad (20).$$

$$V_m = 0.35 v'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23Pg \quad (21).$$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{VeL}{Me} \leq 1 \quad (22).$$

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{L}{0.8H} \leq 1 \quad (23).$$

I.6.9.3. Diseño para sismo severo

El diseño del muro confinado frente al sismo severo contempla el diseño de los elementos de confinamiento, vigas y columnas de amarre; de tal forma que, sean capaces de soportar las fuerzas cortantes y el momento flector en el plano del muro, al momento que este alcance su máxima capacidad (Propuesta de norma, E.070, p. 29).

I.6.9.3.1. Sismo severo

"Tipo de sismo establecido por la NTE E.030 empleando un coeficiente de reducción de la sollicitación sísmica $R = 3$ " (Norma técnica E.070, 2006, p. 36; Propuesta de norma, E.070, p. 26).

I.6.9.4. Fuerzas internas

Las fuerzas internas para el diseño de los elementos de confinamiento (vigas y columnas) frente al Sismo Severo en cada entrepiso "i" se definen como: V_{ui} y M_{ui} ; y se obtienen amplificando los valores obtenidos del análisis elástico, ante el Sismo Moderado (V_{ei} , M_{ei}) por la relación cortante de agrietamiento diagonal (V_{mI}) entre cortante

producido por el “sismo moderado” (V_{ei}), ambos en el primer piso. El factor de amplificación no deberá ser menor que dos ni mayor que tres. (Norma técnica E.070, 2006, p. 41; Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 29)

$$V_{ui} = V_{ei} \cdot \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \quad (24).$$

$$M_{ui} = M_{ei} \cdot \frac{V_{ml}}{V_{el}} \quad (25).$$

I.6.9.5. Diseño de elementos de confinamiento

El diseño de los elementos de confinamiento (vigas y columnas) ante la fuerza sísmica en el plano, se realizará asumiendo que los muros son de sección rectangular ($L.t$). Las columnas pertenecientes a dos muros ortogonales entre sí, se diseñarán con los mayores valores de fuerza proveniente del análisis independiente de ambos muros. (Propuesta de norma E.070, p.30)

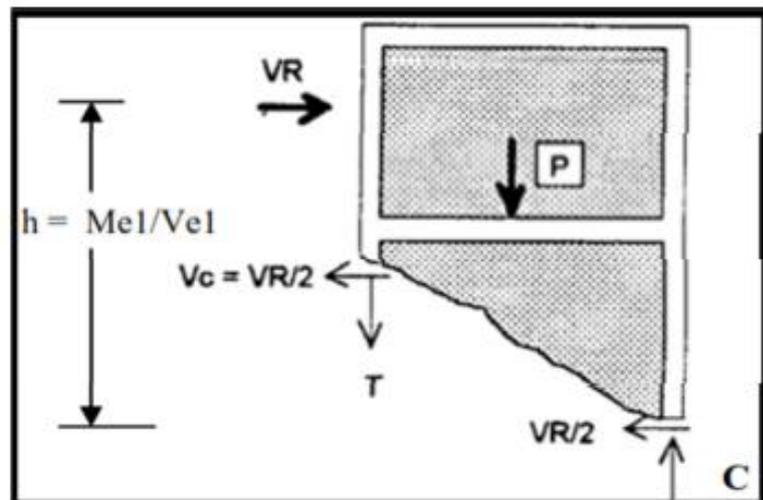


Figura N° 15: Fuerzas internas en columnas de un muro confinado de un solo paño y en voladizo

Fuente: San Bartolomé (1994)

Tabla N° 9: Fuerzas internas de columnas de confinamiento.(Norma E.070)

FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	V_c (Fuerza cortante)	T (Tracción)	C (Compresión)
Interior	$\frac{Vm1. Lm}{L(Nc + 1)}$	$Vm1. \frac{h}{L} - Pc$	$Pc - \frac{Vm1. h}{2L}$
Externa	$1.5 \frac{Vmi. Lm}{L(Nc + 1)}$	$F - Pc$	$Pc + F$

Fuente: Norma E.070; Propuesta de Norma E.070.

Elaboración: Propia.

Donde:

$$M = Mu1 - \frac{1}{2} \cdot Vm1. h \text{ ("h" es la altura del primer nivel).}$$

$F = \frac{M}{L}$ Fuerza axial en las columnas extremas producidas por "M"

Nc = Cantidad de columnas (en muros de un paño $Nc = 2$).

Lm = Longitud del paño mayor 0,5 L, lo que sea mayor (en muros de un paño $Lm = L$).

Pc = Es el total sumada de las cargas verticales ($CM + CV$) siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento, mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado de la columna, y carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria. (Norma técnica E.070, 2006, p. 43; (Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 30).

I.6.9.6. Determinación de la sección de concreto de la columna de confinamiento

“El área de la sección de las columnas, será la mayor de las que proporcione el diseño por compresión o el diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de la columna (15 t) en cm²” (Norma técnica E.070, 2006, p. 43; Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 30).

I.6.9.6.1. Diseño por compresión

“El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna está arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso” (Norma técnica E.070, 2006, p. 43; Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 31).

$$A_n = A_s + \frac{\frac{C}{\phi} - A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot \delta \cdot f'_c} \quad (26).$$

Donde:

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

$\delta = 0.8$, para columnas sin muros transversales

$\delta = 1$, para columnas confinadas por muros transversales.

I.6.9.6.2. Diseño por corte-fricción

“La sección transversal (A_{cf}) de las columnas de confinamiento, se diseñará para soportar la acción de corte

fricción” (Norma técnica E.070, 2006, p. 43; Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 31).

$$Acf = \frac{Vc}{0.2 \cdot f'c \cdot \phi} \geq Ac \geq 15t(cm^2) \quad (27).$$

Donde:

$$\phi = 0.85.$$

I.6.9.6.3. Cálculo del refuerzo vertical.

El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; adicionalmente, desarrollará por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocarán 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical (A_s), será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción (A_{sf}) y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}). (Norma técnica E.070, 2006, p. 44; Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 31)

$$A_{sf} = \frac{Vc}{fy \cdot \mu \cdot \phi} \quad (28).$$

$$A_{st} = \frac{T}{fy \cdot \phi} \quad (29).$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.1 \cdot f'c \cdot Ac}{fy} \quad (30).$$

Dónde:

El factor de reducción de resistencia es $\Phi = 0.85$.

El coeficiente de fricción es: $\mu = 0.8$ para juntas sin tratamiento y $\mu = 1.0$ para juntas en la que se haya eliminado la lechada de cemento y sea intencionalmente rugosa.

I.6.9.6.4. Determinación de los estribos de confinamiento

Los estribos de las columnas de confinamiento, deberán ser estribos cerrados con gancho a 135, estribos de 1 de vuelta o zunchos con ganchosa 180o. En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o 1.5 d, deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos (s) entre estribos. (Norma técnica E.070, 2006, p. 44; Propuesta de Norma E.070, p.32).

$$S1 = \frac{Av \cdot fy}{0.3tn \cdot f'c \left(\frac{Ac}{An - 1} \right)} \quad (31).$$

$$S2 = \frac{Av \cdot fy}{0.12tn \cdot f'c}$$

$$S3 = \frac{d}{4} \geq 5cm$$

$$S4 = 10cm$$

Donde:

d: es el peralte de la columna,

tn: es el espesor del núcleo confinado

Av: es la suma de las ramas paralelas del estribo.

I.6.9.6.5. Diseño de las vigas soleras correspondientes al primer nivel

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

$$T_s = V_m \cdot 1. \frac{L_m}{2L} \quad (32).$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 \cdot f'_c \cdot A_{cs}}{f_y} \quad (33).$$

Donde:

$$\phi = 0,9$$

A_{cs} = área de la sección transversal de la solera.

El área de la sección transversal de la solera (A_{cs}), será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal (A_s), pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En la solera, se colocará estribos mínimos: Φ 6mm, 1 @ 50, 4 @ 100, r @ 250 mm. (Norma técnica E.070, 2006, p. 45)

I.6.9.6.6. Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

Todo muro confinado cuyo cortante bajo sismo severo sea mayor o igual a su resistencia al corte ($V_u \geq V_m$), o que tenga un esfuerzo a compresión axial producido por la carga gravitacional considerando toda la sobrecarga, $\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t}$, mayor o igual que $0,5 \cdot f_m$, deberá llevar refuerzo horizontal continuo anclado a las columnas de confinamiento.

La cuantía del acero de refuerzo horizontal será:

$$\rho = \frac{A_s}{(s \cdot t)} \geq 0.001. \text{ Las varillas de refuerzo penetrarán en las}$$

columnas de confinamiento por lo menos 125 mm y terminarán

con gancho a 90º vertical de 100 mm de longitud. (Norma técnica E.070, 2006, p. 41; Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 34)

I.6.10. Diseño de muro ante cargas perpendiculares

Los muros no portantes; cercos, tabiques y parapetos en edificaciones con o sin diafragma rígido, deberán verificarse para las acciones perpendiculares a su plano provenientes de acciones sísmicas. Los muros portantes, cuyas columnas de confinamiento estén separadas una distancia centro a centro mayor a dos veces la distancia entre arriostres horizontales, o mayor que 5 m, deberán verificarse para las acciones perpendiculares a su plano provenientes de acciones sísmicas. (Norma técnica E.070, 2006, p. 52; Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 60)

I.6.10.1. Fuerzas sísmicas de diseño

“El paño de albañilería se supondrá que actúa como una losa simplemente apoyada en sus arriostres, sujeta a cargas sísmicas uniformemente distribuidas” (Norma técnica E.070, 2006, p. 52; Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 60).

$$w = 0.8 Z . C . S . C1 Y e \quad (34).$$

$$w = 0.4 Z . U . S . P e \quad (35).$$

$$w = 0.3 \frac{F_i}{P_i} C1 P e \quad (36).$$

Donde:

Z = factor de zona especificado en la NTE E.030. Diseño sismorresistente

U = factor de importancia especificado en la NTE E.030. Diseño

Sismorresistente

S = factor de amplificación del suelo especificado en la NTE E.030.

Diseño Sismorresistente

C1 = 2 Para muros y tabiques dentro de una edificación y 3 para parapetos, especificado en la NTE E.030. Diseño Sismorresistente.

Fi = fuerza sísmica horizontal en el nivel i.

Pi = peso del nivel i.

Pe = peso del muro por unidad de área (incluyendo tarrajeos)

Para la obtención del momento debido a la flexión perpendicular al plano del muro, se emplearán procedimientos basados en teorías elásticas y líneas potenciales de falla. El momento flector distribuido por unidad de longitud (M_s , en kg-m/m), producido por la carga sísmica "w". (Norma técnica E.070, 2006, p. 53; Propuesta de Norma E.070, 2019, p. 60).

$$M_s = m \cdot w \cdot a^2 \quad (37).$$

Donde:

m = coeficiente de momento (adimensional) indicado en la Tabla 10.

a = dimensión crítica del paño de albañilería (ver la Tabla 10), en metros.

Tabla N° 10: Valores del coeficiente de momentos “m”, dimensiones críticas “a”

CASI 1. MURO CON CUATRO BORDES CONFINADOS									
a =	Menor dimensión								
b/a =	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	3.0	∞	
m =	0.0479	0.0627	0.0755	0.0862	0.0948	0.1017	0.118	0.125	
CASI 2. MURO CON TRES BORDES CONFINADOS									
b/a =	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.5	2.0	∞
m =	0.060	0.074	0.087	0.097	0.106	0.112	0.0128	0.132	0.133
CASI 2. MURO ARRIOSRTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES									
b/a =	Altura de muro								
m =	0.125								
CASI 2. MURO EN VOLADIZO									
b/a =	Altura del muro								
m =	0.125								

Fuente: Norma técnica E.070, 2006, pág. 53

Elaboración: Propia

I.7. JUSTIFICACIÓN.

I.7.1. Justificación teórica.

El Perú está expuesto a la ocurrencia de un evento sísmico de gran magnitud; en tal sentido, la presente investigación se centrará en el análisis y diseño de un edificio de albañilería confinada de cinco niveles, para luego a llevar a cabo el diseño de los elementos estructurales, dando al edificio la suficiente rigidez, basado en las normas E.020; E.030; E.060; E.070 y la propuesta de norma E.070 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Este estudio, tiene el propósito de determinar qué implicancias tiene la aplicación de la Norma E.070 vigente y la Propuesta de Norma E.070, en el análisis y diseño estructural de un edificio de albañilería confinada, por lo que los resultados obtenidos permitirán a los ingenieros y estudiantes de ingeniería civil, conocer las variaciones en la cantidad, dimensiones y refuerzo de los elementos de confinamiento.

I.7.2. Justificación Académica

Este estudio, tiene el propósito de mostrarles a los estudiantes de ingeniería civil, la importancia de desarrollar un buen análisis y diseño estructural de los edificios de albañilería confinada, tomando en consideración la Normativa Vigente y la Propuesta de Norma E-070 y evidenciar las variaciones entre ambas normas.

I.8. LIMITACIONES.

Por la naturaleza de la investigación la limitación principal es que se realizará en función a lo que indica la Norma y Propuesta de Norma E.070, es decir, el cálculo de las sollicitaciones se determinará a través del análisis lineal.

Con la presente investigación no se pretende demostrar si el edificio es capaz de resistir las fuerzas de un sismo, lo que se busca es comparar los diferentes parámetros que resultan luego de aplicar la Normativa vigente y La propuesta de Norma E-070.

I.9. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

I.9.1. Pregunta general

- ¿La Propuesta de Norma E.070 es más conservadora que la normativa vigente, en el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de cinco niveles, en el distrito de El Porvenir, Trujillo-2020?

I.9.2. Preguntas específicas

- ¿En qué medida varían las solicitaciones de diseño en el análisis de un edificio de albañilería confinada de cinco niveles en el Distrito de El Porvenir-2020, aplicando la Normativa E.070 vigente y la Propuesta de Norma E.070?
- ¿Los elementos estructurales de confinamiento con la Propuesta de Norma E.070, tienen mayor sección transversal y acero de refuerzo, que la Norma E.070 vigente?

I.10. OBJETIVOS

I.10.1. Objetivo general

Comparar la normativa vigente E.070 y la Propuesta de Norma E.070, en el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de cinco niveles, en el distrito de El Porvenir, Trujillo-2020.

I.10.2. Objetivos específicos.

- Realizar la estructuración cumpliendo con los requisitos expresados en la norma E.020 y verificar el cumplir con los requerimientos de la Norma E.030.
- Realizar la comparación de solicitudes de diseño en el análisis de un edificio de albañilería confinada de cinco niveles en el Distrito de El Porvenir-2020, aplicando la Normativa E.070 vigente y la Propuesta de Norma E.070.
- Realizar la comparación entre la Norma E.070 vigente y la propuesta de Norma E.070, de la sección transversal y acero de refuerzo de elementos de confinamiento.
- Elaborar planos estructurales de losa aligerada, escalera, cimentación y los elementos de confinamiento, con la propuesta de Norma E.070 y la normativa vigente.

I.11. HIPÓTESIS

I.11.1. Hipótesis general

La propuesta de Norma E.070 es más conservadora que la norma vigente, en el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada de cinco niveles, en el distrito de El Porvenir, Trujillo-2020.

I.11.2. Hipótesis específica

- Se realizó la estructuración cumpliendo con los requisitos expresados en la norma E.020 y se verificó el cumplimiento con los requerimientos de la Norma E.030.
- Las solicitudes de diseño, en un edificio de albañilería confinada de cinco niveles en el Distrito de El Porvenir-2020, aplicando la Normativa

E.070 vigente son menores en 20% que con la aplicación de la Propuesta de Norma E.070.

- La aplicación de la Propuesta de Norma E.070, aumenta en un 15% la sección transversal y acero de refuerzo de los elementos de confinamiento, que con la aplicación de la Norma E.070 vigente.

CAPITULO II. METODOLOGÍA

II.1. ASPECTOS ÉTICOS

La presente investigación respeta la normativa APA vigente, respetando los derechos de los autores.

La información recolectada en la aplicación de la investigación, será tratada de manera prudente, sin alterar ningún resultado encontrado.

II.2. TIPO DE INVESTIGACIÓN

Para la presente investigación se empleó el método Descriptivo-
Aplicativo; es decir, describir y analizar la variable en estado natural y describirla tal cual fue encontrada.

II.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

II.3.1. Población.

La población son todas las viviendas de albañilería confinada de uso viviendas del distrito El Porvenir, localizadas en la zona 4 según la norma E.030 (Diseño Sismorresistente, 2019) del reglamento nacional de edificaciones.

II.3.2. Muestra.

La técnica de muestreo es no probabilística, escogiéndose como el edificio de albañilería confinada de uso viviendas multifamiliares del distrito El Porvenir, localizado en la zona 4 según la norma E.030 (Diseño Sismorresistente, 2019) del reglamento nacional de edificaciones.

II.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS.

Tabla N° 11: Operacionalización de variables.

VARIABLE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍTEMS
Variable independiente				
Normativa de albañilería E.070	Las Normas Técnicas Peruanas son documentos que establecen las especificaciones de calidad de los productos, procesos y servicios. Existen también NTP's sobre terminología, métodos de ensayo, muestreo, envase y rotulado que se complementan entre sí. (MINAGRI, 2019)	Norma vigente E.070	Densidad de muros	adimensional
			Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez	adimensional
		Propuesta de Norma E.070	Acero de refuerzo horizontal	cm ²
			Sección transversal de confinamiento	cm ²
			Carga sísmica uniforme	Kg/cm ²
Variable dependiente				
Diseño estructural	Diseño de acuerdo a las normas que regulen las construcciones sismorresistente, y que debe ser capaz de resistir; además, de las fuerzas que le impone su uso, sismos fuertes, presentando daños mínimos, pero sin colapso. (Rochel, 2018)	Análisis estructural	Estimación del peso	Tn
			Periodo fundamental se vibración	seg
		Diseño de elementos estructurales	Fuerza cortante en la base	Tn
			Fuerzas inerciales	Tn
			Diseño de losa aligerada	Planos
			Diseño de escalera	planos
			Diseño de cimentación	planos

Fuente: Elaboración propia

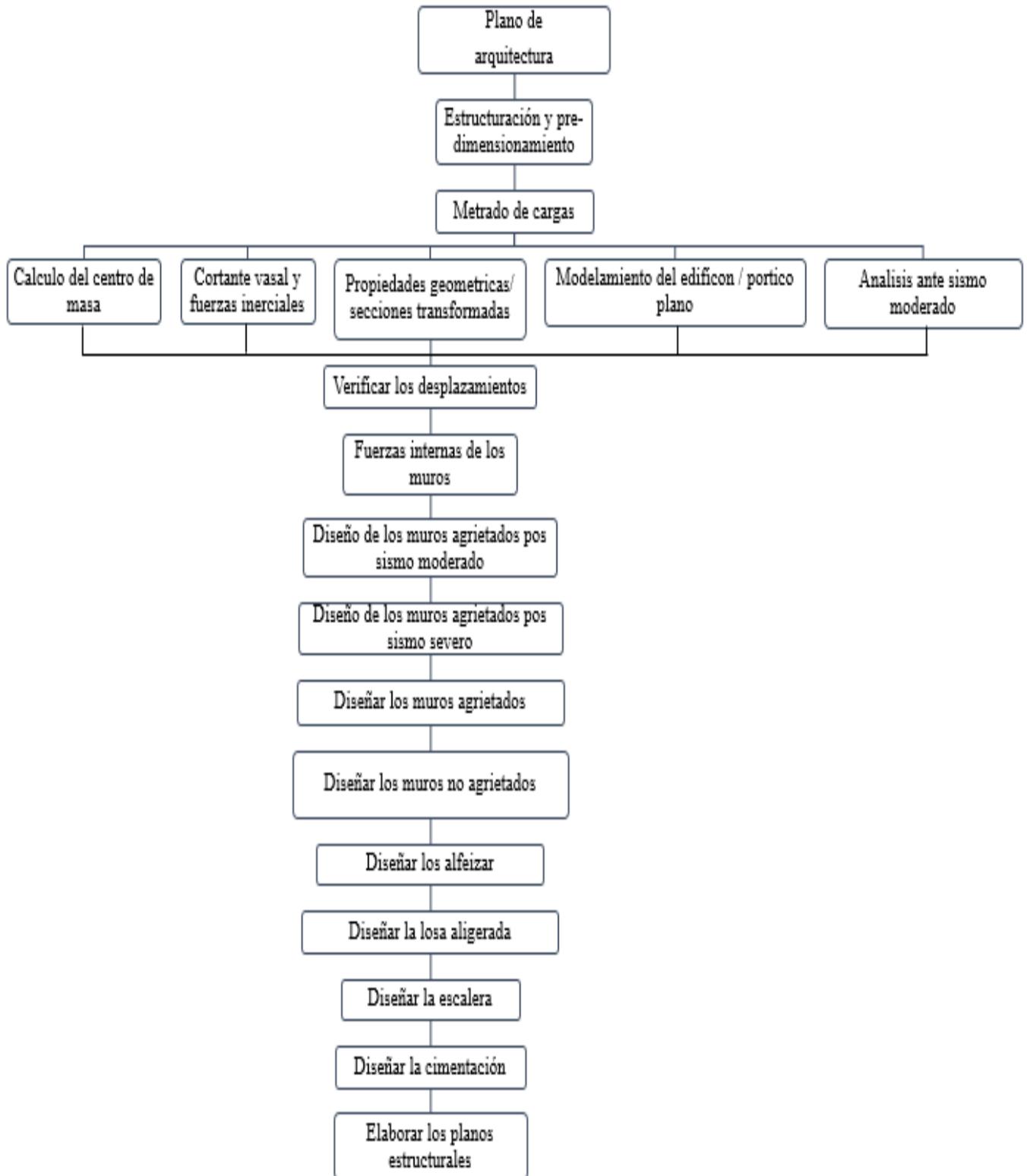
II.4.1. TÉCNICAS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Para esta investigación se usará la técnica de revisión documental. Debido a que existe abundante información teórica, la cual es necesaria, para realizar el diseño estructural de un edificio de albañilería confinada. Para ello, se tuvo acceso a un plano arquitectónico de una vivienda multifamiliar de 05 niveles en el Distrito El Porvenir, Trujillo, La Libertad. Se recogerá información del Reglamento Nacional de Edificaciones, en específico de las normas de metrado de cargas (E.020), Diseño Sismorresistente (E.030), Diseño de Concreto Armado (E.060), Albañilería (E.070) y la Propuesta de Norma E.070 Albañilería. Con toda la información recabada del Reglamento Nacional de Edificaciones, se realizará el análisis en el programa SAP2000, con la finalidad de contrastar con lo establecido en las normas.

II.4.2. INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

Los instrumentos de recolección de datos para la presente investigación serán: fichas de resumen y cuadros de registro. Mediante estos instrumentos, se procesará la información contemplando los parámetros de las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones, trabajos de investigación y los resultados extraídos del programa computacional SAP200.

II.4.3. PROCEDIMIENTO



*Figura N° 16: Procedimiento de tratamiento y análisis de datos.
 Fuente: Elaboración propia.*

CAPITULO III. ANÁLISIS Y RESULTADOS

III.1. DISEÑO ESTRUCTURAL CON LA NORMA E.070

III.1.1. DENSIDAD DE MUROS

Tabla N° 12: Verificación de la densidad de muros según su distribución. (Norma E.070)

Dirección X					Dirección Y				
Muro	L (m)	N° de muros	t(m)	Ac m ²	Muro	L (m)	N° de muros	t(m)	Ac m ²
1 X	3.55	2	0.13	0.462	1 Y	2.10	2	0.13	0.273
2 X	4.25	2	0.13	0.553	2 Y	3.95	2	0.13	0.514
3 X	3.20	2	0.13	0.416	3 Y	3.95	2	0.13	0.514
4 X	2.75	2	0.13	0.358	4 Y	3.55	2	0.13	0.462
5 X	3.20	1	0.79	2.528	5 Y	3.10	1	0.13	0.403
6 X	4.60	1	0.13	0.598	6 Y	4.15	1	0.79	3.294
7 X	3.20	1	0.79	2.528	7 Y	8.55	1	0.13	1.112
$\sum (Ac Nm)/AP =$				0.062	$\sum (Ac Nm)/AP =$				0.056
ZUSN/56 =				0.046	ZUSN/56 =				0.046

Fuente: Elaboración propia

En la dirección X los muros 5X y 7X, en la dirección Y el muro 6Y, todos estos muros son placas de concreto armado por lo que se debe emplear $t = t_c (E_c / E_m)$.

III.1.2. METRADO DE CARGAS

Tabla N° 13: Metrado de cargas indirectas en cada muro. (Norma E.070)

Muro	Piso típico			Azotea	
	Área T. (m ²)	Carga muerta (Kg)	Carga viva (Kg)	Carga muerta (Kg)	Carga viva (Kg)
1 X	2.22	889.20	444.60	889.20	222.30
2 X	3.31	1,323.12	661.56	1,323.12	330.78
3 X	7.25	2,900.44	1,450.22	2,900.44	725.11
4 X	8.59	3,436.28	1,718.14	3,436.28	859.07
5 X	5.97	3,117.44	1,570.00	3,117.44	785.00
6 X	7.20	2,955.60	1,479.00	2,955.60	739.50
7 X	5.97	3,117.44	1,570.00	3,117.44	785.00
1 Y	5.42	2,169.44	1,084.72	2,169.44	542.36
2 Y	7.70	3,079.84	1,539.92	3,079.84	769.96
3 Y	9.09	3,634.40	1,817.20	3,634.40	908.60
4 Y	3.66	1,463.28	731.64	1,463.28	365.82
5 Y	1.23	490.76	245.38	490.76	122.69
6 Y	12.07	5,418.84	2,718.54	5,418.84	1,359.27
7 Y	12.96	5,182.08	2,591.04	5,182.08	1,295.52
TOTAL		58,074.16	29,069.96	58,074.16	14,534.98

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 14: Cargas directas a nivel de azotea en cada muro. (Norma E.070)

Cargas Directas					Carga indirecta PD		
Zona	Muro	Puerta	Alf h=1.00	Alf h=1.80	Carga directa	0.25	Pi (kg)
Muro	391.20	93.60	93.60	93.60			
	607.20	96.00	168.00				
	484.80		144.00				
	772.80						
	Longitudes de influencia					PL	
1X	3.55			0.6	1,445	945	2,390
2X	4.25		0.85	0.6	1,798	1,406	3,204
3X	3.20	0.45	1.87		1,563	3,082	4,644
4X	2.75	1.79	1.00		1,341	3,651	4,992
5X	3.20	0.90	1.87		1,904	3,314	5,218
6X	4.60				1,800	3,140	4,940
7X	3.20	0.45	1.87		1,862	3,314	5,176
1Y	2.10		0.85		901	2,305	3,206
2Y	3.95	0.90			1,629	3,272	4,975
2Y	3.95	0.77			73		
3Y	3.95	0.45	1.63		1,860	3,862	5,722
4Y	3.55		1.18		1,586	1,555	3,141
5Y	3.10	0.45			1,255	521	1,776
6Y	4.15	0.90			2,096	5,759	8,052
6Y	4.15	2.05			197		
7Y	8.55		2.00		3,532	5,506	9,038

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 15: Cargas directas de entepiso en cada muro. (Norma E.070)

Cargas Directas						Carga indirecta PD	Pi(kg)	
Zona	Muro	Puerta	Alf h=1.00	Alf h=1.80	Escalera			Carga directa
Muro	720	93.60	367.626	586.81	1030	0.25		
	1,152.00	96.00	442.03		400			
	907.2		418.03					
	1,483.20							
	Longitudes de influencia					PL		
1 X	3.55			0.60		2,908	1,000	3,908
2 X	4.25		0.85	0.60		3,725	1,489	5,213
3 X	3.20	0.45	1.87			3,126	3,263	6,389
4 X	2.75	1.79	1.00			2,519	3,866	6,385
5 X	3.20	0.90	1.87		1.24	5,162	3,510	8,672
6 X	4.60					3,312	3,325	6,637
7 X	3.20	0.45	1.87		2.47	6,516	3,510	10,026
1 Y	2.10		0.85			1,824	2,441	4,265
2 Y	3.95	0.90				2,928	3,465	6,467
2 Y	3.95	0.77				73		
3 Y	3.95	0.45	1.63			3,604	4,089	7,693
4 Y	3.55		1.18			3,075	1,646	4,722
5 Y	3.10	0.45				2,274	552	2,826
6 Y	4.15	0.90				3,849	6,098	10,144
6 Y	4.15	2.05				197		
7 Y	8.55		2.00			7,040	5,830	12,870

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 16: Cargas de gravedad (Pg), para los muros. (Norma E.070)

MURO		Carga por nivel		Carga acumulada Pg				
Muro	L (m)	Azotea	Piso típico	Piso 5	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1
1 X	3.55	2,390	3,908	2,390	6,298	10,207	14,115	18,023
2 X	4.25	3,204	5,213	3,204	8,417	13,630	18,843	24,056
3 X	3.20	4,644	6,389	4,644	11,033	17,422	23,810	30,199
4 X	2.75	4,992	6,385	4,992	11,377	17,761	24,146	30,531
5 X	3.20	5,218	8,672	5,218	13,890	22,563	31,235	39,907
6 X	4.60	4,940	6,637	4,940	11,577	18,215	24,852	31,489
7 X	3.20	5,176	10,026	5,176	15,202	25,227	35,253	45,279
1 Y	2.10	3,206	4,265	3,206	7,471	11,736	16,001	20,267
2 Y	3.95	4,975	6,467	4,975	11,442	17,908	24,375	30,841
3 Y	3.95	5,722	7,693	5,722	13,415	21,108	28,801	36,494
4 Y	3.55	3,141	4,722	3,141	7,862	12,584	17,306	22,027
5 Y	3.10	1,776	2,826	1,776	4,602	7,429	10,255	13,081
6 Y	4.15	8,052	10,144	8,052	18,196	28,340	38,485	48,629
7 Y	8.55	9,038	12,870	9,038	21,908	34,778	47,648	60,517
PESO TOTAL (Kg)				98,747.47	240,006	381,265	522,524	663,782

Fuente: Elaboración propia.

III.1.3. ANÁLISIS SÍSMICO

III.1.3.1. CÁLCULO DEL CENTRO DE MASA DEL EDIFICIO

$$C_m = \frac{\sum P \cdot x}{\sum P}$$

$$C_{mx} = 4.41$$

$$C_m = \frac{\sum P \cdot y}{\sum P}$$

$$C_{my} = 9.72$$

Para sismo Ex+= 4.86

Para sismo Ex-= 3.96

Para sismo Ey+= 10.69

Para sismo Ey-= 8.74

III.1.3.2. PROPIEDADES DE SECCIÓN TRANSFORMADA DE LOS MUROS

Tabla N° 17: Propiedades de los muros de albañilería confinada.(Norma E.070)

MURO	Xcg (m)	A1 (m2)	A2 (m2)	I3 (m4)	MURO	Ycg (m)	A1 (m2)	A3 (m2)	I2 (m4)
1 X	1.749	0.862	0.462	1.655	1 Y	1.232	0.549	0.273	0.350
2 X	2.416	0.846	0.553	2.007	2 Y	1.689	0.809	0.514	1.679
3 X	1.375	0.692	0.416	0.970	3 Y	1.738	0.785	0.514	1.615
4 X	1.375	0.532	0.358	0.525	4 Y	1.529	0.742	0.462	1.261
5 X	1.600	0.416	0.382	0.355	5 Y	1.345	0.735	0.403	0.935
6 X	2.585	1.105	0.598	3.917	6 Y	2.075	0.540	0.506	0.774
7 X	1.600	0.416	0.382	0.355	7 Y	4.273	1.524	1.112	9.859

Fuente: Elaboración propia.

III.1.4. FUERZAS INERCIALES (FI)

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

$$V = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.05}{6} \times 663,782.41$$

$$V = 130,682.16 \text{ Kg}$$

Tabla N° 18: Fuerzas inerciales.(Norma E.070)

PISO	PI	HI	PI*HI	PI*HI/ΣPI*HI	SISMO MODERADO		SISMO SEVERO
					FI	VI	VI
5 PISO	98,747.47	13	1,283,717.05	0.26	33846.627	33846.627	67,693.25
4 PISO	141,258.74	10.4	1,469,090.85	0.30	38734.214	72580.841	145,161.68
3 PISO	141,258.74	7.8	1,101,818.14	0.22	29050.660	101631.501	203,263.00
2 PISO	141,258.74	5.2	734,545.43	0.15	19367.107	120998.608	241,997.22
1 PISO	141,258.74	2.6	367,272.71	0.07	9683.553	130682.162	261,364.32
			ΣPI*HI=	4,956,444.18	130,682.162		

Fuente: Elaboración propia.

III.1.5. DISTORSIONES INELÁSTICAS E IRREGULARIDADES

Tabla N° 19: Desplazamientos laterales y distorsiones inelásticas.(Norma E.070)

PISO	VERTICE N°1			VERTICE N°3			Δ-max (m)
	D (m)	d (m)	Δ (m)	D (m)	d (m)	Δ (m)	
PISO 5	0.0043	0.0010	0.0017	0.0051	0.0011	0.0020	0.0050
PISO 4	0.0033	0.0010	0.0017	0.0040	0.0012	0.0021	0.0050
PISO 3	0.0023	0.0010	0.0017	0.0028	0.0012	0.0020	0.0050
PISO 2	0.0014	0.0009	0.0015	0.0016	0.0010	0.0017	0.0050
PISO 1	0.0005	0.0005	0.0009	0.0006	0.0006	0.0010	0.0050

Fuente: Elaboración propia.

Como se puede apreciar, la máxima distorsión inelástica se encuentra en el vértice N°3 en el segundo nivel con un valor de 0.0021, menor a las permitidas por la Norma E.0.30; por lo tanto, el edificio cuenta con una rigidez adecuada.

Tabla N° 20: Desplazamientos del centro de masa. (Norma E.070)

NIVEL	D. Absoluto (m)	D. Relativo (m)	Δ (max)
PISO 5	0.0065	0.0015	0.00145
PISO 4	0.0050	0.0016	0.00155
PISO 3	0.0035	0.0015	0.00152
PISO 2	0.0020	0.0013	0.00126
PISO 1	0.0007	0.0007	0.00071

Fuente: Elaboración propia.

III.1.5.1. IRREGULARIDAD TORSIONAL

$$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.2 \frac{\Delta_{CM}}{h_i}$$

Quinto Nivel

$$\frac{0.0072}{2.6} > 1.20 \times \frac{0.0065}{2.6}$$

$$0.0028 > 0.0030$$

Cuarto Nivel

$$\frac{0.0077}{2.6} > 1.20 \times \frac{0.0070}{2.6}$$

$$0.0030 > 0.0032$$

Tercer Nivel

$$\frac{0.0076}{2.6} > 1.20 \times \frac{0.0068}{2.6}$$

$$0.0029 > 0.0031$$

Segundo Nivel

$$\frac{0.0064}{2.6} > 1.20 \times \frac{0.0057}{2.6}$$

$$0.0025 > 0.0026$$

Primer Nivel

$$\frac{0.0036}{2.6} > 1.20 \times \frac{0.003200}{2.6}$$

$$0.0014 > 0.0015$$

Regular

Tabla N° 21: Irregularidad torsional. (Norma E.070)

PISO	Δ_i (m)	$1.2 \times (\Delta_{CM})$	Condición
Nivel 5	0.0028	0.0030	Regular
Nivel 4	0.0030	0.0032	Regular
Nivel 3	0.0029	0.0031	Regular
Nivel 2	0.0025	0.0026	Regular
Nivel 1	0.0014	0.0015	Regular

Fuente: Elaboración propia.

III.1.5.2. IRREGULARIDAD DE PISO BLANDO

Cuarto Nivel			Tercer Nivel		
$\frac{0.0077}{2.6}$	≥ 1.4	$\frac{0.0072}{2.6}$	$\frac{0.0076}{2.6}$	≥ 1.4	$\frac{0.0077}{2.6}$
0.0030	\geq	0.0039	0.0029	\geq	0.0041
	Regular			Regular	
Segundo Nivel			Primer Nivel		
$\frac{0.0064}{2.6}$	≥ 1.4	$\frac{0.0076}{2.6}$	$\frac{0.0036}{2.6}$	≥ 1.4	$\frac{0.0064}{2.6}$
0.0025	\geq	0.0041	0.0014	\geq	0.0034
	Regular			Regular	

Tabla N° 22: Irregularidad de piso blando. (Norma E.070)

PISO	Δ_i (m)	$1.4 \times (\Delta_{i+1})$	Condición
Nivel 4	0.0030	0.0039	Regular
Nivel 3	0.0029	0.0041	Regular
Nivel 2	0.0025	0.0041	Regular
Nivel 1	0.0014	0.0034	Regular

Fuente: Elaboración propia.

III.1.6. FUERZAS INTERNAS POR SISMO MODERADO

Tabla N° 23: Fuerzas internas de muros.(Norma E.070)

MURO	PISO 1		PISO 2		PISO 3		PISO 4		PISO 5	
	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)
1 X	5,393.96	25,343.47	4,788.96	14,857.15	3,551.92	6,988.01	3,119.15	4,462.01	1,100.45	3,153.65
2 X	6,486.14	30,478.51	5,799.30	17,909.32	3,861.10	8,452.80	3,194.25	5,405.77	1,426.54	3,846.39
3 X	6,059.77	28,354.98	5,414.36	13,570.08	4,073.69	8,189.52	2,365.85	2,843.53	1,893.77	1,473.12
4 X	4,328.86	16,480.67	3,752.12	9,105.30	3,085.40	4,688.64	2,479.97	2,173.32	2,153.65	1,780.76
5 X	10,724.67	74,676.85	9,847.46	60,825.27	6,030.29	42,663.48	5,045.20	28,951.43	3,823.17	17,977.74
6 X	7,357.95	57,167.57	6,991.79	28,036.90	4,501.64	19,858.25	1,817.80	8,154.00	1,414.62	4,726.29
7 X	11,847.47	88,648.56	10,072.73	61,808.65	6,845.82	46,715.13	6,587.90	35,381.87	5,585.20	23,957.49
1 Y	5,335.13	25,066.10	3,936.66	11,507.51	3,664.01	6,797.13	3,145.25	3,374.26	2,486.47	1,105.34
2 Y	10,035.55	61,598.59	9,494.84	29,761.86	8,880.77	25,263.70	6,705.93	11,390.19	3,913.40	2,546.18
3 Y	8,270.50	62,563.85	7,345.64	27,060.54	5,476.70	21,961.87	3,038.00	7,722.46	190.05	236.74
4 Y	6,926.15	49,860.48	5,779.90	31,852.49	4,238.86	16,824.76	2,349.01	5,803.72	359.87	935.66
5 Y	7,345.64	35,117.59	6,769.37	29,665.05	6,230.14	16,696.37	4,739.35	6,972.17	2,797.05	1,236.78
6 Y	15,286.11	97,072.70	12,981.71	85,235.16	11,870.09	69,454.66	9,410.87	24,292.27	8,908.34	12,094.43
7 Y	25,094.14	173,393.59	17,429.28	105,292.13	14,897.38	97,284.46	8,520.38	56,651.07	5,950.38	22,897.61

Fuente: Software SAP 2000.

Elaboración: propia

Tabla N° 24. Verificación de muros del primer nivel ante sismo moderado (Norma E.070)

DISEÑO DE MUROS AGRIETADOS PRIMER NIVEL												VE = 261.36 Tn
MURO	L (m)	t (cm)	Pg (Tn)	Ve (Tn)	Me (Tn)	α	Vm (Tn)	0.55 Vm	Ve<0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu (Tn)	Mu (Tn-m)
1 X	3.55	0.13	18.02	5.39	25.34	0.76	18.35	10.09	No Agrietado	3.00	16.18	76.03
2 X	4.25	0.13	24.06	9.74	59.99	0.69	20.97	11.53	No Agrietado	2.15	20.94	128.98
3 X	3.2	0.13	30.20	6.06	28.35	0.68	18.40	10.12	No Agrietado	3.00	18.18	85.06
4 X	2.75	0.13	30.53	4.33	16.48	0.72	17.45	9.60	No Agrietado	3.00	12.99	49.44
5 X	3.2	0.13	39.91	10.72	74.68		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	13.41	93.35
6 X	4.6	0.13	31.49	7.36	57.17	0.59	21.53	11.84	No Agrietado	2.93	21.56	167.50
7 X	3.2	0.13	45.28	11.85	88.65		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	14.81	110.81
1 Y	2.1	0.13	20.27	5.34	24.50	0.46	9.75	5.36	No Agrietado	2.00	10.67	49.00
2 Y	3.95	0.13	30.84	10.04	61.60	0.64	20.40	11.22	No Agrietado	2.03	20.37	125.05
3 Y	3.95	0.13	36.49	8.27	62.56	0.52	19.21	10.57	No Agrietado	2.32	19.19	145.15
4 Y	3.55	0.13	22.03	6.93	49.86	0.49	14.22	7.82	No Agrietado	2.05	14.20	102.21
5 Y	3.1	0.13	13.08	7.35	35.12	0.65	13.62	7.49	No Agrietado	2.00	14.69	70.24
6 Y	4.15	0.13	48.63	15.29	97.07		30.26	16.64	No Agrietado	1.25	19.11	121.34
7 Y	8.55	0.13	60.52	25.09	173.39	1.00	58.93	32.41	No Agrietado	2.35	58.97	407.47

$$\sum Vm = 448.51 \text{ Tn}$$

Fuente: Elaboración propia

Descripción: La resistencia global del edificio es correcta con un valor de 1.72 VE menor a 3VE

III.1.7. DISEÑO DE MURO 7Y

III.1.7.1. Diseño para sismo moderado

Longitud del muro $L=8.55$ m

Carga axial de gravedad $P_g= 60510.488\text{Kg}$

Resistencia al corte de unidades de albañilería

Fuerza resistente al corte de muretes de albañilería, $V_m= 8.06$

$$V_m = 0.5V_m \alpha x t x L + 0.23P_g$$

$$V_m = 58934.77 \text{ Kg}$$

Cálculo del factor de resistencia al corte.

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e L}{M_e} \leq 1$$

$$\alpha = 1.00$$

Fuerza cortante admisible

$$V_e \leq 0.55V_m$$

$$V_e = 25,094.14 \text{ Kg}$$

$$0.55V_m = 32414.12 \text{ Kg}$$

$$32414.12 \text{ Kg} \geq 25,094.14 \text{ Kg}$$

El muro 7Y no se fisura ante el sismo moderado.

III.1.7.2. Diseño para sismo severo

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

$$\frac{V_{m1}}{V_{e1}} = \frac{58,934.77}{25,094.14}$$

$$\frac{V_{m1}}{V_{e1}} = 2.35$$

Fuerza cortante última ante sismo severo

$$V_u = V_e \left(\frac{V_{m1}}{V_{e1}} \right)$$

$$V_u = 25094.14 \times 2.35$$

$$V_u = 58971.23 \text{ Kg}$$

Momento flector último ante sismo severo

$$M_u = M_e \left(\frac{V_{m1}}{V_{e1}} \right)$$

$$M_u = 173393.59 \times \frac{58,934.77}{25,094.14}$$

$$M_u = 407474.94 \text{ Kg-m}$$

III.1.7.3. Diseño de columnas de confinamiento

$$M = M_u - \left(\frac{V_m}{2} h \right)$$

$$M = 407474.9365 - \frac{58,934.77}{2} \times 2.6$$

$$M = 330859.73 \text{ Kg-m}$$

Fuerza axial

$$F = \left(\frac{M}{L} \right)$$

$$F = \frac{330859.73 \text{ Kg-m}}{8.55 \text{ m}}$$

$$F = 38697.04 \text{ Kg}$$

Carga axial

$$P_c = \left(\frac{P_g}{N_c} \right)$$

$$Pc = \frac{60517.488 \text{ Kg}}{5}$$

$$Pc = 12103.498 \text{ Kg}$$

Cortante en columna

$$Vc = \frac{1.5 * Vm * Lm}{(L(Nc + 1))}$$

$$Vc = \frac{1.5 \times 58934.77224 \times 1.71}{8.55 \times 5 + 1}$$

$$Vc = \frac{151167.6908}{51.30}$$

$$Vc = 2946.74 \text{ Kg}$$

Tracción en columna

$$T = (F - Pc)$$

$$T = 38697.04475 - 12,103.50$$

$$T = 26593.55 \text{ Kg}$$

Compresión en columna

$$C = (f + Pc)$$

$$C = 38697.04475 + 12,103.50$$

$$C = 50800.54 \text{ Kg}$$

Vamos a utilizar $A_s = 8.33 \text{ cm}^2$

Factor de confinamiento de la columna por acción de muros transversales. $\delta=1$

Área del núcleo de concreto

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

$$A_n = 8.33 + \frac{50800.54235 - 8.33 \times 4200}{0.85 \times 1 \times 175}$$

$$A_n = 8.33 + \frac{37,586.20}{148.75}$$

$$A_n = 261.01 \text{ cm}^2$$

Área de una columna de confinamiento por corte-fricción

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 f'_c \phi} \geq 15t \geq A_c$$

Donde $\phi = 0.85$

$$A_{cf} = \frac{2,946.74}{0.20 \times 175.00 \times 0.85}$$

$$A_{cf} = \frac{2,946.74}{29.75}$$

$$A_{cf} = 99.05 \text{ cm}^2 \leq 195.00$$

Dimensiones de columna de confinamiento

$$D = \frac{A_n \text{ o } A_{cf}}{tr}$$

Donde $r=0.02m$

$$D = \frac{261.01}{0.13 - 0.02}$$

$$D = \frac{261.01}{11.000}$$

$$D = 24.00$$

Por lo tanto, la columna tendrá las siguientes dimensiones

$$A_c = 13.00 \times 25.00$$

Área del núcleo de concreto

$$A_c = 325 \text{ cm}^2$$

Área de una columna de confinamiento por corte-fricción.

$$A_n = 189 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima

$$A_{smin} = \frac{0.1 f'_c A_c}{f_y}$$

$$A_{smin} = \frac{0.10 \times 175.00 \times 325}{4200}$$

$$A_{smin} = \frac{5,687.50}{4200}$$

$$A_{smin} = 1.35$$

Por lo tanto, vamos a utilizar $A_s = 8.33 \text{ cm}^2$ **5 ϕ 1/2" + 1 ϕ 5/8"**

Determinación de los estribos de confinamiento

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

$$S_1 = \frac{0.32 \times 4200}{0.3 \times 11 \times 175 - 325.00}$$

$$S_1 = \frac{2,660.21}{415.56}$$

$$S_1 = 6.40 \text{ cm}$$

$$S2 = \frac{Avfy}{0.12tnf'c}$$

$$S2 = \frac{0.32 \times 4200}{0.12 \times 11 \times 175}$$

$$S2 = \frac{1,330.11}{231}$$

$$S2 = 11.52 \text{ cm}$$

$$S3 = \frac{d}{4}$$

$$S3 = \frac{25.00 \text{ cm}}{4}$$

$$S3 = 6.25 \text{ cm}$$

$$S4 = 10.00 \text{ cm}$$

Zona de confinamiento

$$Z = 1.5 \times D$$

$$Z = 1.50 \times 0.25$$

$$Z = 37.50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, vamos a utilizar una zona de confinamiento de $Z=0.45\text{m}$

La distribución de estribos es **9Ø1/4" @5cm+Resto @25 cada extremo**

III.1.7.4. Diseño de viga solera

Área de acero requerida

$$Ts = \frac{1}{2} \times \frac{Vm Lm}{L}$$

$$Ts = \frac{1.00}{2} \times \frac{58934.77 \times 1.71}{8.55}$$

$$T_s = \frac{100,778.46}{17.1}$$

$$T_s = 5893.48 \text{ Kg}$$

Área de acero requerida

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y}$$

Donde $\phi = 0.90$

$$A_s = \frac{5,893.48}{0.90 \times 4200}$$

$$A_s = \frac{5,893.48}{3780}$$

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, utilizamos **$A_s = 2.88 \text{ cm}^2$** **4 $\phi 3/8''$**

III.1.8. DISEÑO DEL MURO 5X

Esbeltez	:	Altura total / Longitud de muro
	:	13/3.20
Esbeltez	:	4.06
Área axial bruta	:	4160 cm ²
Momento de inercia de la sección bruta	:	35,498,666.67 cm ⁴
Resistencia nominal del concreto	:	f _c = 175 Kg/cm ²
Fuerzas internas	:	

pg	Ve	Me
39.35 Tn	10.72 Tn	74.68 Tn-m

Las situaciones más críticas para determinar el refuerzo vertical, es cuando actúa carga vertical mínima (FC = 0.9) y momento flector máximo (FC = 1.25), mientras que por flexo compresión la situación más crítica se presenta cuando la carga axial es máxima (FC = 1.25); de este modo, las combinaciones de cargas últimas son:

Pu	Vu	Mu
35.92 Tn	13.41 Tn	93.35 Tn-m
Pu	Vu	Mu
49.88 Tn	13.41 Tn	93.35 Tn-m

Diseño por Compresión pura:

$$P_u = 1.4C_M + 1.7C_v$$

$$P_u = 1.4 \times 37.75 + 1.7 \times 8.64$$

$$P_u = 67.53 \text{ Tn}$$

$$P_u \leq \phi P_n = 0.55 \phi f'_c A \left[1 - \left(\frac{kh}{32t} \right)^2 \right]$$

Donde $K=1$ $h=2.6$ $t=0.13$

$$67.53 \text{ Tn} \leq 0.55 \times 0.70 \times 175.00 \times 4,160.00 \left| 1 - \frac{2.60}{4.16} \right| \quad 2$$

$$67.53 \text{ Tn} \leq 170.80 \text{ Tn} \quad \text{cumple}$$

Dimensiones de los elementos de borde

$$2t \text{ o } 0.1l$$

$$2t = 26$$

$$0.1L = 40.625$$

Por lo tanto, la dimensión será: **40 x 13**

Momento flector de agrietamiento por flexión

$$\frac{McrY}{I} - \frac{P}{A} = 2\sqrt{f'c}$$

$$Mcr = \left| 2 \times 175.00^{1/2} + \frac{49884.25 \text{ Kg}}{4,160.00} \right| \times \frac{35,498,666.67}{160.00}$$

$$Mcr = 85.31 \text{ Tn-m}$$

De acuerdo a la Norma E.060, la sección deberá soportar un momento flector por lo menos igual a:

$$M = 1.2 \text{ MCR}$$

$$M = 1.2 \times 85.31 \text{ Tn-m}$$

$$M = 102.37 \text{ Tn-m}$$

Se puede apreciar que M_u es menor que M ; por lo tanto, tomaremos M por ser el mayor, para el diseño de refuerzo vertical.

Determinación del refuerzo vertical y del momento flector

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$\sigma = \frac{49884.25 \text{ Kg}}{4160 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma = 11.99 \text{ Kg/cm}^2$$

"Es menor que el 10% de $f'c$ (17.5 kg/cm²), para el diseño por flexo compresión se utilizará un factor de reducción de resistencia $f = 0.9$. El refuerzo a concentrar en los extremos (A_s) puede obtenerse inicialmente de la expresión:"

$$AsfyD + \frac{1}{2}PuL \geq \frac{Mu}{\phi}$$

Donde

$$\phi = 0.90, D = 2.56 \text{ m}$$

$$As = \frac{\left| \frac{102.37}{0.9} - \frac{35.92 \times 3.20}{2} \right|}{4.2 \times 2.56}$$

$$As = \frac{113.74 - 57.47}{10.752}$$

$$As = 5.23 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, vamos a utilizar:

4	$\phi 1/2''$	As= 6.50 cm ²
2	$\phi 3/8''$	

Acero vertical

$$\rho_v = 0.0025 \times b \times d$$

$$Asv = 0.0025 \times 100 \times 13.00$$

$$Asv = 3.25 \text{ cm}^2$$

Calculamos la separación del refuerzo vertical.

$$S = \frac{A_v}{A_{sh}}$$

$$S = \frac{0.50}{3.25}$$

$$S = 0.15 \text{ m}$$

Por lo tanto, vamos a utilizar $\phi 8\text{mm} @ 15.00 \text{ cm}$

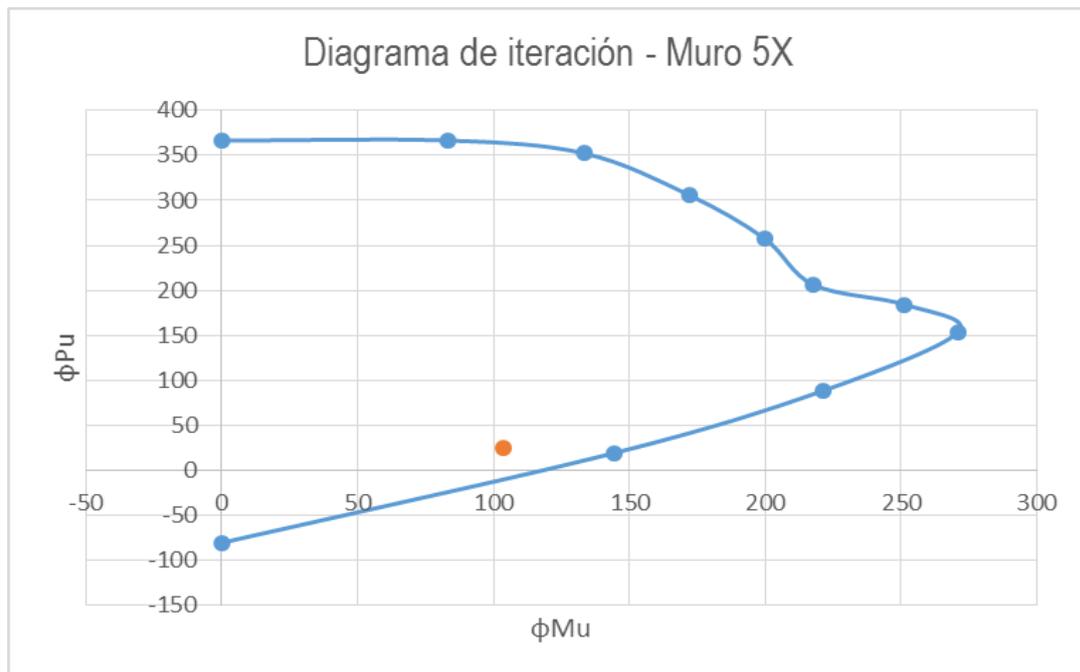
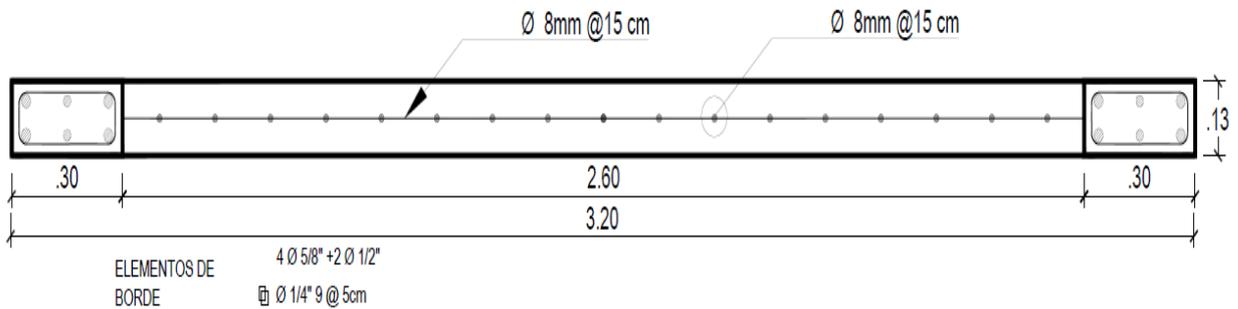


Figura N° 17: Diagrama de interacción muro 5X. (Norma E.070)

Del diagrama de interacción, obtenemos un momento nominal de 196.58 Tn-m

Determinación del refuerzo Horizontal

$$V_u = 1.25 V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}$$

$$V_u = 1.25 \times 13.41 \times \frac{196.58 \text{ Tn-m}}{93.35 \text{ Tn-m}}$$

$$V_u = 16.76 \times 2.11$$

$$V_u (\text{Diseño}) = 35.36 \text{ Tn}$$

Resistencia nominal

$$V_c = A \alpha \sqrt{f'c}$$

Para muros esbeltos $H_m/L > 2.5$ $\alpha = 0.53$

$$V_c = 4160 \text{ cm}^2 \times 0.53 \times 175^{1/2}$$

$$V_c = 29.17 \text{ Tn}$$

$$V_s = \rho A f_y$$

si $V_u > 0.5 \phi V_c$ utilizar cuantía mínima 0.0025

$$V_s = 4160 \text{ cm}^2 \times 0.0025 \times 4200$$

$$V_s = 43.68 \text{ Tn}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 29.17 + 43.68$$

$$V_n = 72.85 \text{ Tn}$$

Este valor no debe ser mayor que $2.6 A f'c^{1/2}$

$$V_n < 2.6 A \sqrt{f'c}$$

$$72.85 \text{ Tn} < 2.6 \times 4160 \text{ cm}^2 \times 175^{1/2}$$

$$72.85 \text{ Tn} < 143.08 \text{ Tn}$$

Por lo tanto, se toma $V_n = 72.85 \text{ Tn}$

Este valor no debe ser mayor que $2.6 A f'c^{1/2}$

$$V_n < 2.6 A \sqrt{f'c}$$

$$72.85 \text{ Tn} < 2.6 \times 4160 \text{ cm}^2 \times 175^{1/2}$$

$$72.85 \text{ Tn} < 143.08 \text{ Tn}$$

Por lo tanto, se toma $V_n = 72.85 \text{ Tn}$

Cuantía mínima de refuerzo horizontal

$$\phi V_n > V_u$$

Donde $\phi = 0.85$

$$0.85 \times 72.85 \text{ Tn} > 35.36 \text{ Tn}$$

$$61.92 \text{ Tn} > 35.36 \text{ Tn}$$

Por lo que se cumple la condición

Calculamos área de acero horizontal

$$A_{sh} = 0.0025 \times 100 \times 13.00$$

$$A_{sh} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Calculamos la separación del refuerzo vertical.

$$S = \frac{A_v}{A_{sh}}$$

$$S = \frac{0.50}{3.25}$$

$$S = 0.15 \text{ m}$$

Por lo tanto, vamos a utilizar $\phi 8\text{mm} @ 15.00 \text{ cm}$

Verificación de la necesidad de confinar los bordes

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M y}{I}$$

$$Y = \frac{3.20}{2}$$

$$Y = 160 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{49.19 \text{ Tn}}{4160 \text{ cm}^2} + \frac{9828.23 \text{ kg-cm} \times 160 \text{ cm}}{35,498,666.67 \text{ cm}^4}$$

$$\sigma = 0.01 + \frac{1,572,516.60}{35,498,666.67}$$

$\sigma = 0.06 \text{ Kg/cm}^2$, Es menor que $0.20 f'c$, por lo que no es necesario confinar los extremos.

III.1.9. DISEÑO POR CARGA SÍSMICA PERPENDICULAR A SU PLANO

III.1.9.1. Capacidad resistente de los arriostres

Analizamos a la columneta CL1

$$T = A_s f_y$$

$$T = 0.32 \times 4200$$

$$T = 1,344 \text{ Kg}$$

Igualando la tracción a la compresión

$$C = 0.85 f'c B a$$

$$T = C$$

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

$$1,344 = 0.85 \times 175 \times 10 \times a$$

$$a = 0.90 \text{ cm}$$

Peralte efectivo

$$d = t - r$$

$$r = 3 \text{ cm}$$

$$d = 13 - 3$$

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

Momento flector resistente

$$M = \phi T(d - a/2)$$

$$\phi = 0.9$$

$$M = 0.9 \times 2100 \times \left| 10 - \frac{0.90}{2} \right|$$

$$M = 11,550 \text{ Kg-cm}$$

Resistencia a corte del concreto

$$V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} B d$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_c = 0.85 \times 0.53 \times 175 \times 10 \times 10$$

$$V_c = 595.96 \text{ Kg}$$

III.1.9.2. Diseño de alfeizar h=1m

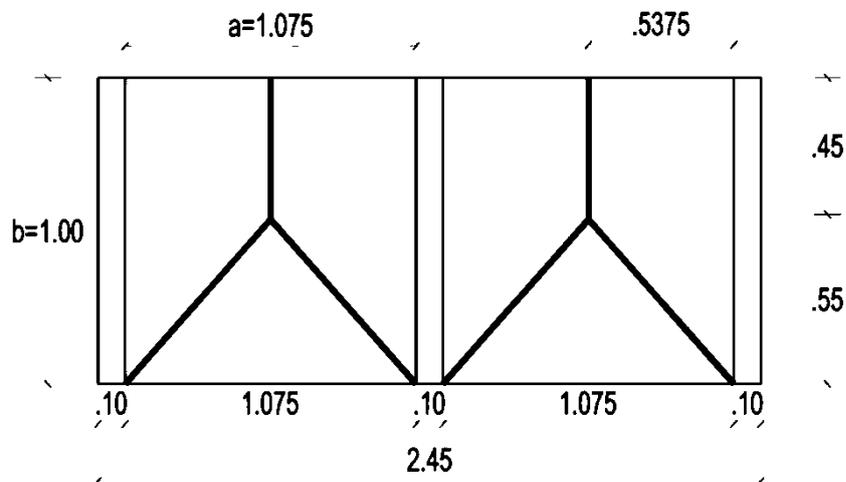


Figura N° 18. Arriostres de alfeizar H=1m. (Norma E.070)

Carga sísmica de servicio

$$w = 0.8 Z U C_1 \lambda e$$

$$w = 0.8 \times 0.45 \times 1 \times 1.3 \times \lambda \times e$$

$$w = 0.468 \times \lambda \times e$$

Revisión de la albañilería

$$w_a = 0.468 \times \lambda \times e$$

$$w_a = 0.468 \times 0.0274$$

$$w_a = 0.01282 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión de la albañilería $a = 107.5 \text{ cm}$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$b/a = 100 / 107.5$$

$$b/a = 0.930 \text{ cm}$$

$$M_s = mwa^2$$

$$M_s = 0.106 \times 0.0128 \times 107.50^2$$

$$M_s = 15.71 \text{ Kg-cm/cm}$$

Esfuerzo de tracción actuante

$$f_m = \frac{6M_s}{t^2} < 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_m = \frac{6 \times 15.71}{13^2}$$

$$f_m = 0.56 \text{ Kg/cm}^2 < 1.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Revisión de arriostres

$$w_1 = wab^2$$

$$w_1 = 1.25 \times 0.01282 \times 2 \times 53.75$$

$$w_1 = 1.723 \text{ Kg/cm}$$

$$w_2 = wab^2$$

$$w_2 = 1.25 \times 0.468 \times 0.035 \times 10$$

$$w_2 = 0.206 \text{ Kg/cm}$$

$$M_u = 1.723 \times 45 \times \left(\frac{45}{2} + \frac{55}{2} \right) + \frac{1}{2} \times 1.723 \times 55 \times \frac{2}{3} \times 55 + 0.206 \times 100 \times 50$$

$$M_u = 6,009.37 + 1,737.48 + 1029.6$$

$$M_u = 8,776 \text{ Kg-cm} \quad \text{Usar C11}$$

$$V_u = 1.723 \times 45 \times + \frac{1.723}{2} \times 55 + \frac{0.206}{100}$$

$$V_u = 77.54 + 47.39 + 20.59$$

$$V_u = 145.52 \text{ Kg} \quad \text{No necesita estribos}$$

Para el caso más crítico, en los servicios higiénicos, el grosor de la junta sísmica entre los alféizares y los muros portantes, puede obtenerse multiplicando la máxima distorsión inelástica por la altura del alféizar.

$$g = 0.005 \times 180 = 0.9 \text{ cm; usar tecnopor de } 3/8'' \text{ de espesor}$$

III.2. DISEÑO ESTRUCTURAL CON LA PROPUESTA DE NORMA E.070

III.2.1. DENSIDAD DE MUROS

Tabla N° 25: Verificación de la densidad de muros según su distribución. (Propuesta de Norma E.070)

Dirección X					Dirección Y				
Muro	L (m)	N° de muros	t(m)	Ac m ²	Muro	L (m)	N° de muros	t(m)	Ac m ²
1 X	3.55	2	0.13	0.462	1 Y	2.10	2	0.13	0.273
2 X	4.25	2	0.13	0.553	2 Y	3.95	2	0.13	0.514
3 X	3.20	2	0.13	0.416	3 Y	3.95	2	0.13	0.514
4 X	2.75	2	0.13	0.358	4 Y	3.55	2	0.13	0.462
5 X	3.20	1	0.79	2.528	5 Y	3.10	1	0.13	0.403
6 X	4.60	1	0.13	0.598	6 Y	4.15	1	0.79	3.294
7 X	3.20	1	0.79	2.528	7 Y	8.55	1	0.13	1.112
$\Sigma (AcNm)/AP =$				0.062	$\Sigma (AcNm)/AP =$				0.056
ZUSN/56 =				0.046	ZUSN/56 =				0.046

Fuente: Elaboración propia

En la dirección X los muros 5X y 7X, en la dirección Y el muro 6Y, todos estos muros son placas de concreto armado por lo que se debe emplear $t = t_c (E_c / E_m)$.

III.2.2. METRADO DE CARGAS

Tabla N° 26: *Metrado de cargas indirectas en cada muro. (Propuesta de Norma E.070)*

Muro	Piso típico			Azotea	
	Área T. (m ²)	Carga muerta (Kg)	Carga viva (Kg)	Carga muerta (Kg)	Carga viva (Kg)
1 X	2.22	889.20	444.60	889.20	222.30
2 X	3.31	1,323.12	661.56	1,323.12	330.78
3 X	7.25	2,900.44	1,450.22	2,900.44	725.11
4 X	8.59	3,436.28	1,718.14	3,436.28	859.07
5 X	5.97	3,117.44	1,570.00	3,117.44	785.00
6 X	7.20	2,955.60	1,479.00	2,955.60	739.50
7 X	5.97	3,117.44	1,570.00	3,117.44	785.00
1 Y	5.42	2,169.44	1,084.72	2,169.44	542.36
2 Y	7.70	3,079.84	1,539.92	3,079.84	769.96
3 Y	9.09	3,634.40	1,817.20	3,634.40	908.60
4 Y	3.66	1,463.28	731.64	1,463.28	365.82
5 Y	1.23	490.76	245.38	490.76	122.69
6 Y	12.07	5,418.84	2,718.54	5,418.84	1,359.27
7 Y	12.96	5,182.08	2,591.04	5,182.08	1,295.52
TOTAL		58,074.16	29,069.96	58,074.16	14,534.98

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 27: Cargas directas a nivel de azotea en cada muro. (Propuesta de Norma E.070)

Cargas Directas					Carga indirecta PD		
Zona	Muro	Puerta	Alf h=1.00	Alf h=1.80	Carga directa	Pi (kg)	
Muro	391.20	93.60	93.60	93.60			0.25
	607.20	96.00	168.00				
	484.80		144.00				
	772.80						
	Longitudes de influencia				PL		
1 X	3.55			0.6	1,445	945	2,390
2 X	4.25		0.85	0.6	1,798	1,406	3,204
3 X	3.20	0.45	1.87		1,563	3,082	4,644
4 X	2.75	1.79	1.00		1,341	3,651	4,992
5 X	3.20	0.90	1.87		1,904	3,314	5,218
6 X	4.60				1,800	3,140	4,940
7 X	3.20	0.45	1.87		1,862	3,314	5,176
1 Y	2.10		0.85		901	2,305	3,206
2 Y	3.95	0.90			1,629	3,272	4,975
2 Y	3.95	0.77			73		
3 Y	3.95	0.45	1.63		1,860	3,862	5,722
4 Y	3.55		1.18		1,586	1,555	3,141
5 Y	3.10	0.45			1,255	521	1,776
6 Y	4.15	0.90			2,096	5,759	8,052
6 Y	4.15	2.05			197		
7 Y	8.55		2.00		3,532	5,506	9,038

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 28: Cargas directas de entrepiso en cada muro. (Propuesta de Norma E.070)

Cargas Directas						Carga indirecta PD	Pi(kg)	
Zona	Muro	Puerta	Alf h=1.00	Alf h=1.80	Escalera			
Muro	720	93.60	367.626	586.81	1030	Carga directa	0.25	
	1,152.00	96.00	442.03		400			
	907.2		418.03					
	1,483.20							
	Longitudes de influencia						PL	
1 X	3.55			0.60		2,908	1,000	3,908
2 X	4.25		0.85	0.60		3,725	1,489	5,213
3 X	3.20	0.45	1.87			3,126	3,263	6,389
4 X	2.75	1.79	1.00			2,519	3,866	6,385
5 X	3.20	0.90	1.87		1.24	5,162	3,510	8,672
6 X	4.60					3,312	3,325	6,637
7 X	3.20	0.45	1.87		2.47	6,516	3,510	10,026
1 Y	2.10		0.85			1,824	2,441	4,265
2 Y	3.95	0.90				2,928	3,465	6,467
2 Y	3.95	0.77				73		
3 Y	3.95	0.45	1.63			3,604	4,089	7,693
4 Y	3.55		1.18			3,075	1,646	4,722
5 Y	3.10	0.45				2,274	552	2,826
6 Y	4.15	0.90				3,849	6,098	10,144
6 Y	4.15	2.05				197		
7 Y	8.55		2.00			7,040	5,830	12,870

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 29: Cargas de gravedad (Pg), para los muros . (Propuesta de Norma E.070)

MURO		Carga por nivel		Carga acumulada Pg				
Muro	L (m)	Azotea	Piso típico	Piso 5	Piso 4	Piso 3	Piso 2	Piso 1
1 X	3.55	2,390	3,908	2,390	6,298	10,207	14,115	18,023
2 X	4.25	3,204	5,213	3,204	8,417	13,630	18,843	24,056
3 X	3.20	4,644	6,389	4,644	11,033	17,422	23,810	30,199
4 X	2.75	4,992	6,385	4,992	11,377	17,761	24,146	30,531
5 X	3.20	5,218	8,672	5,218	13,890	22,563	31,235	39,907
6 X	4.60	4,940	6,637	4,940	11,577	18,215	24,852	31,489
7 X	3.20	5,176	10,026	5,176	15,202	25,227	35,253	45,279
1 Y	2.10	3,206	4,265	3,206	7,471	11,736	16,001	20,267
2 Y	3.95	4,975	6,467	4,975	11,442	17,908	24,375	30,841
3 Y	3.95	5,722	7,693	5,722	13,415	21,108	28,801	36,494
4 Y	3.55	3,141	4,722	3,141	7,862	12,584	17,306	22,027
5 Y	3.10	1,776	2,826	1,776	4,602	7,429	10,255	13,081
6 Y	4.15	8,052	10,144	8,052	18,196	28,340	38,485	48,629
7 Y	8.55	9,038	12,870	9,038	21,908	34,778	47,648	60,517
PESO TOTAL (Kg)				98,747.47	240,006	381,265	522,524	663,782

Fuente: Elaboración propia.

III.2.3. ANÁLISIS SÍSMICO

III.2.3.1. CÁLCULO DEL CENTRO DE MASA DEL EDIFICIO

$$Cm = \frac{\sum P \cdot x}{\sum P}$$

$$Ex = 0.45$$

$$Ey = 0.98$$

$$C_{mx} = 4.41$$

$$C_m = \frac{\sum P \cdot y}{\sum P}$$

$$C_{my} = 9.72$$

Para sismo Ex+=	4.86
Para sismo Ex-=	3.96
Para sismo Ey+=	10.69
Para sismo Ey-=	8.74

III.2.3.2. PROPIEDADES DE SECCIÓN TRANSFORMADA DE LOS MUROS

Tabla N° 30: Propiedades de los muros de albañilería confinada. (Propuesta de Norma E.070)

MURO	Xcg (m)	A1 (m2)	A2 (m2)	I3 (m4)	MURO	Ycg (m)	A1 (m2)	A3 (m2)	I2 (m4)
1 X	1.749	0.862	0.462	1.655	1 Y	1.232	0.549	0.273	0.350
2 X	2.416	0.846	0.553	2.007	2 Y	1.689	0.809	0.514	1.679
3 X	1.375	0.692	0.416	0.970	3 Y	1.738	0.785	0.514	1.615
4 X	1.375	0.532	0.358	0.525	4 Y	1.529	0.742	0.462	1.261
5 X	1.600	0.416	0.382	0.355	5 Y	1.345	0.735	0.403	0.935
6 X	2.585	1.105	0.598	3.917	6 Y	2.075	0.540	0.506	0.774
7 X	1.600	0.416	0.382	0.355	7 Y	4.273	1.524	1.112	9.859

Fuente: Elaboración propia.

III.2.4. FUERZAS INERCIALES

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

$$V = \frac{0.45 \times 1 \times 2.5 \times 1.05}{6} \times 663,782.41$$

$$V = 130,682.16 \text{ Kg}$$

Tabla N° 31: Fuerzas inerciales. (Propuesta de Norma E.070)

PISO	PI (kg)	HI (m)	PI*HI	PI*HI/∑PI*HI	SISMO MODERADO		SISMO SEVERO
					FI	VI	VI
5 PISO	98,747.47	13	1,283,717.05	0.26	33846.627	33846.627	67,693.25
4 PISO	141,258.74	10.4	1,469,090.85	0.30	38734.214	72580.841	145,161.68
3 PISO	141,258.74	7.8	1,101,818.14	0.22	29050.660	101631.501	203,263.00
2 PISO	141,258.74	5.2	734,545.43	0.15	19367.107	120998.608	241,997.22
1 PISO	141,258.74	2.6	367,272.71	0.07	9683.553	130682.162	261,364.32
∑PI*HI=			4,956,444.18		130,682.162		

Fuente: Elaboración propia.

III.2.5. DISTORSIONES INELÁSTICAS E IRREGULARIDADES

Tabla N° 32: Desplazamientos laterales y distorsiones inelásticas.(Propuesta de Norma E.070)

PISO	H (m)	VERTICE N°1			VERTICE N°3			Δ-max (m)
		D (m)	d (m)	Δ (m)	D (m)	d (m)	Δ (m)	
PISO 5	13 m	0.0041	0.0010	0.0016	0.0052	0.0011	0.0020	0.0050
PISO 4	10.4 m	0.0032	0.0009	0.0016	0.0040	0.0012	0.0021	0.0050
PISO 3	7.8 m	0.0023	0.0009	0.0016	0.0028	0.0012	0.0021	0.0050
PISO 2	5.2 m	0.0013	0.0008	0.0014	0.0016	0.0010	0.0018	0.0050
PISO 1	2.6 m	0.0005	0.0005	0.0009	0.0006	0.0006	0.0010	0.0050

Fuente: Elaboración propia.

Se aprecia que, la máxima distorsión inelástica se encuentra en el vértice N° 3, en el segundo nivel con un valor de 0.0021, menor a las permitidas por la Norma E.0.30; por tanto, el edificio cuenta con una rigidez adecuada.

Tabla N° 33: Desplazamientos del centro de masa. (Propuesta de Norma E.070)

NIVEL	D. Absoluto (m)	D-Relativo (m)	Δ (max)
PISO 5	0.0065	0.0015	0.00145
PISO 4	0.0050	0.0016	0.00155
PISO 3	0.0035	0.0015	0.00152
PISO 2	0.0020	0.0013	0.00126
PISO 1	0.0007	0.0007	0.00071

Fuente: Elaboración propia.

III.2.5.1. IRREGULARIDAD TORSIONAL

$$\frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.2 \frac{\Delta_{CM}}{h_i}$$

Quinto Nivel		Cuarto Nivel	
$\frac{0.0071}{2.6} > 1.20 \times \frac{0.0065}{2.6}$		$\frac{0.0077}{2.6} > 1.20 \times \frac{0.0070}{2.6}$	
0.0027 > 0.0030		0.0029 > 0.0032	
Tercer Nivel		Segundo Nivel	
$\frac{0.0076}{2.6} > 1.20 \times \frac{0.0068}{2.6}$		$\frac{0.0063}{2.6} > 1.20 \times \frac{0.0057}{2.6}$	
0.0029 > 0.0031		0.0024 > 0.0026	
Primer Nivel			
	$\frac{0.0036}{2.6} > 1.20 \times \frac{0.0032}{2.6}$		
	0.0014 > 0.0015		

Tabla N° 34: Irregularidad torsional. (Propuesta de Norma E.070)

PISO	Δ_i (m)	1.2 x (Δ_{CM})	Condición
Nivel 5	0.0027	0.0030	Regular
Nivel 4	0.0029	0.0032	Regular
Nivel 3	0.0029	0.0031	Regular
Nivel 2	0.0024	0.0026	Regular
Nivel 1	0.0014	0.0015	Regular

III.2.5.2. IRREGULARIDAD DE PISO BLANDO

Cuarto Nivel			Tercer Nivel		
$\frac{0.0077}{2.6}$	≥ 1.4	$\frac{0.0071}{2.6}$	$\frac{0.0076}{2.6}$	≥ 1.4	$\frac{0.0077}{2.6}$
0.0029	\geq	0.0038	0.0029	\geq	0.0041
Segundo Nivel			Primer Nivel		
$\frac{0.0063}{2.6}$	≥ 1.4	$\frac{0.0076}{2.6}$	$\frac{0.0036}{2.6}$	≥ 1.4	$\frac{0.0063}{2.6}$
0.0024	\geq	0.0041	0.0014	\geq	0.0034

Tabla N° 35: Irregularidad de piso blando. (Propuesta de Norma E.070)

PISO	Δ_i (m)	1.4 x (Δ_{i+1})	Condición
Nivel 4	0.0029	0.0038	Regular
Nivel 3	0.0029	0.0041	Regular
Nivel 2	0.0024	0.0041	Regular
Nivel 1	0.0014	0.0034	Regular

Fuente: Elaboración propia.

III.2.6. FUERZAS INTERNAS POR SISMO MODERADO

Tabla N° 36: Fuerzas internas de muros en la dirección X para cada caso de sismo. (Propuesta de Norma

E.070)

MURO	PISO 1		PISO 2		PISO 3		PISO 4		PISO 5	
	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)
1 X	5,393.96	25,343.47	4,788.96	14,857.15	3,551.92	6,988.01	3,119.15	4,462.01	1,100.45	3,153.65
2 X	6,486.14	30,478.51	5,799.30	17,909.32	3,861.10	8,452.80	3,194.25	5,405.77	1,426.54	3,846.39
3 X	6,059.77	28,354.98	5,414.36	13,570.08	4,073.69	8,189.52	2,365.85	2,843.53	1,893.77	1,473.12
4 X	4,328.86	16,480.67	3,752.12	9,105.30	3,085.40	4,688.64	2,479.97	2,173.32	2,153.65	1,780.76
5 X	10,724.67	74,676.85	9,847.46	60,825.27	6,030.29	42,663.48	5,045.20	28,951.43	3,823.17	17,977.74
6 X	7,357.95	57,167.57	6,991.79	28,036.90	4,501.64	19,858.25	1,817.80	8,154.00	1,414.62	4,726.29
7 X	11,847.47	88,648.56	10,072.73	61,808.65	6,845.82	46,715.13	6,587.90	35,381.87	5,585.20	23,957.49
1 Y	5,335.13	25,066.10	3,936.66	11,507.51	3,664.01	6,797.13	3,145.25	3,374.26	2,486.47	1,105.34
2 Y	10,035.55	61,598.59	9,494.84	29,761.86	8,880.77	25,263.70	6,705.93	11,390.19	3,913.40	2,546.18
3 Y	8,270.50	62,563.85	7,345.64	27,060.54	5,476.70	21,961.87	3,038.00	7,722.46	190.05	236.74
4 Y	6,926.15	49,860.48	5,779.90	31,852.49	4,238.86	16,824.76	2,349.01	5,803.72	359.87	935.66
5 Y	7,345.64	35,117.59	6,769.37	29,665.05	6,230.14	16,696.37	4,739.35	6,972.17	2,797.05	1,236.78
6 Y	15,286.11	97,072.70	12,981.71	85,235.16	11,870.09	69,454.66	9,410.87	24,292.27	8,908.34	12,094.43
7 Y	25,094.14	173,393.59	17,429.28	105,292.13	14,897.38	97,284.46	8,520.38	56,651.07	5,950.38	22,897.61

Fuente: Software SAP 2000.

Elaboración: propia

Tabla N° 37. Verificación de muros del primer nivel ante sismo moderado.(Propuesta de Norma E.070)

DISEÑO DE MUROS AGRIETADOS PRIMER NIVEL											VE = 261.36 Tn	
MURO	L (m)	t (cm)	Pg (Tn)	Ve (Tn)	Me (Tn)	α	Vm (Tn)	0.55 Vm	Ve<0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu (Tn)	Mu (Tn-m)
1 X	3.55	0.13	18.02	5.39	25.34	1.00	22.84	12.56	No Agrietado	3.00	16.18	76.03
2 X	4.25	0.13	24.06	9.74	59.99	1.00	27.91	15.35	No Agrietado	2.87	27.95	172.17
3 X	3.2	0.13	30.20	6.06	28.35	1.00	23.79	13.08	No Agrietado	3.00	18.18	85.06
4 X	2.75	0.13	30.53	4.33	16.48	1.00	21.50	11.83	No Agrietado	3.00	12.99	49.44
5 X	3.2	0.13	39.91	10.72	74.68		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	13.41	93.35
6 X	4.6	0.13	31.49	7.36	57.17	1.00	31.46	17.30	No Agrietado	3.00	22.07	171.50
7 X	3.2	0.13	45.28	11.85	88.65		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	14.81	110.81
1 Y	2.1	0.13	20.27	5.34	25.07	1.00	15.72	8.65	No Agrietado	2.95	15.74	73.94
2 Y	3.95	0.13	30.84	10.04	61.60	1.00	27.89	15.34	No Agrietado	2.78	27.90	171.24
3 Y	3.95	0.13	36.49	8.27	62.56	1.00	29.19	16.05	No Agrietado	3.00	24.81	187.69
4 Y	3.55	0.13	22.03	6.93	49.86	1.00	23.76	13.07	No Agrietado	3.00	20.78	149.58
5 Y	3.1	0.13	13.08	7.35	35.12	1.00	19.33	10.63	No Agrietado	2.63	19.32	92.36
6 Y	4.15	0.13	48.63	15.29	97.07		30.26	16.64	No Agrietado	1.25	19.11	121.34
7 Y	8.55	0.13	60.52	25.09	173.39	1.00	58.93	32.41	No Agrietado	2.35	58.97	407.47
$\Sigma Vm = 571.85$ Tn												

Fuente: Propia

Descripción: La resistencia global del edificio es correcta puesto que es inferior a 2.19 VE menor a 3VE.

III.2.7. DISEÑO DE MURO 7Y

III.2.7.1. Diseño para sismo moderado

Longitud del muro $L=8.55$ m

$P_g =$ cargas directas de azotea + cargas directas de piso típico

$P_g = 12,757.85$ kg + $47,320.84$ kg

Carga axial de gravedad $P_g= 60078.6984$ Kg

Resistencia al corte de unidades de Albañilería

Fuerza resistente al corte de muretes de albañilería, $V_m= 8.06$ Kg/cm²

$$V_m = 0.5V_{m\alpha} \times t \times L + 0.23P_g$$

$$V_m= 58624.10$$
 Kg

Cálculo del factor de resistencia al corte.

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{L}{0.8H} \leq 1$$

$$\alpha= 1.00$$

Fuerza cortante admisible

$$V_e \leq 0.55V_m$$

$$V_e = 25,094.14$$
 Kg

$$0.55V_m = 32414.12$$
 Kg

$$32414.12 \text{ Kg} \geq 25,094.14 \text{ Kg}$$

El muro 7Y, no se fisura ante sismo moderado

III.2.7.2. Diseño para sismo severo

Factor de amplificación para sismo severo

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

$$\underline{V_{m1}} = \underline{58,934.77 \text{ kg}}$$

$$\frac{V_{m1}}{V_{e1}} = \frac{25,094.14 \text{ kg}}{2.35}$$

Fuerza cortante última ante sismo severo

$$V_u = V_e \left(\frac{V_{m1}}{V_{e1}} \right)$$

$$V_u = 25094.14 \times 2.35$$

$$V_u = 58971.23 \text{ Kg}$$

Momento flector último ante sismo severo

$$M_u = M_e \left(\frac{V_{m1}}{V_{e1}} \right)$$

$$M_u = 163646.02 \times \frac{58,624.10}{28,571.54}$$

$$M_u = 335474.341 \text{ Kg-m}$$

III.2.7.3. Diseño de columnas de confinamiento

$$M = M_u - \left(\frac{V_m}{2 * h} \right)$$

$$M = 407474.9365 - \frac{58,934.77}{2} \times 2.6$$

$$M = 330859.73 \text{ Kg-m}$$

Fuerza axial

$$F = \left(\frac{M}{L} \right)$$

$$F = \frac{330859.73 \text{ Kg-m}}{8.55 \text{ m}}$$

$$F = 38697.04 \text{ Kg}$$

Carga axial

$$P_c = \left(\frac{P_g}{N_c} \right)$$

$$P_c = \frac{60517.488 \text{ Kg}}{5}$$

$$P_c = 12103.498 \text{ Kg}$$

Cortante en columna

$$V_c = \frac{1.5 * V_m * L_m}{(L(N_c + 1))}$$

$$V_c = \frac{1.5 \times 58934.77224 \times 1.71}{8.55 \times 5 + 1}$$

$$V_c = \frac{151167.6908}{51.30}$$

$$V_c = 2946.74 \text{ Kg}$$

Tracción en columna

$$T = (F - P_c)$$

$$T = 38697.04475 - 12,103.50$$

$$T = 26593.55 \text{ Kg}$$

Compresión en columna

$$C = (f + P_c)$$

$$C = 38697.04475 + 12,103.50$$

$$C = 50800.54 \text{ Kg}$$

Vamos a utilizar $A_s = 8.33 \text{ cm}^2$

Factor de confinamiento de la columna por acción de muros transversales. $\delta = 1$

Área del núcleo de concreto

$$A_n = A_s + \frac{C}{\phi} - A_s f_y$$

$$0.85 \delta f'_c$$

$$A_n = 8.33 + \frac{50800.54235 - 8.33 \times 4200}{0.85 \times 175}$$

$$A_n = 8.33 + \frac{37,586.20}{148.75}$$

$$A_n = 261.01 \text{ cm}^2$$

Área de una columna de confinamiento por corte-fricción.

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 f'_c \phi} \geq 15t \geq A_c$$

Donde $\phi = 0.85$

$$A_{cf} = \frac{2,946.74}{0.20 \times 175.00 \times 0.85}$$

$$A_{cf} = \frac{2,946.74}{29.75}$$

$$A_{cf} = 99.05 \text{ cm}^2 \geq 195.00$$

Dimensiones de columna de confinamiento

$$D = \frac{A_{cf}}{tr}$$

Donde $r = 0.02m$

$$D = \frac{261.01}{0.13 - 0.02}$$

$$D = \frac{261.01}{11.000}$$

$$D = 24.00$$

Por lo tanto, la columna tendrá las siguientes dimensiones:

$$A_c = 13.00 \text{ cm} \times 25.00 \text{ cm}$$

Área del núcleo de concreto

$$A_{c f} = 325 \text{ cm}^2$$

Área de una columna de confinamiento por corte-fricción.

$$A_n f = 189 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínima

$$A_{smin} = \frac{0.1 f'_c A_c}{f_y}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.10 \times 175.00 \times 325}{4200}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{5,687.50}{4200}$$

$$A_{s \text{ min}} = 1.35$$

Por lo tanto, vamos a utilizar $A_s = 8.33 \text{ cm}^2$ **5 ϕ 1/2" + 1 ϕ 5/8"**

Determinación de los estribos de confinamiento

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

$$S_1 = \frac{0.32 \times 4200}{0.3 \times 11 \times 175 \times \frac{325.00}{189.00}}$$

$$S_1 = \frac{2,660.21}{415.56}$$

$$S_1 = 6.40 \text{ cm}$$

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

$$S_2 = \frac{0.32 \times 4200}{0.12 \times 11 \times 175}$$

$$S_2 = \frac{1,330.11}{231}$$

$$S_2 = 11.52 \text{ cm}$$

$$S_3 = \frac{d}{4}$$

$$S3 = \frac{25.00 \text{ cm}}{4}$$

$$S3 = 6.25 \text{ cm}$$

$$S4 = 10.00 \text{ cm}$$

Zona de confinamiento

$$Z = 1.5 \times D$$

$$Z = 1.50 \times 0.25$$

$$Z = 37.50 \text{ cm}$$

Por lo tanto, vamos a utilizar una zona de confinamiento de $Z=0.45\text{m}$

La distribución de estribos es **9Ø1/4" @5cm+Resto @25 cada extremo**

III.2.7.4. Diseño de viga solera

Tracción en la viga solera

$$T_s = \frac{1}{2} \times \frac{V_m L_m}{L}$$

$$T_s = \frac{1.00}{2} \times \frac{58934.77 \times 1.71}{8.55}$$

$$T_s = \frac{100,778.46}{17.1}$$

$$T_s = 5893.48 \text{ Kg}$$

Área de acero requerida

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y}$$

Donde $\phi = 0.90$

$$A_s = \frac{5,893.48}{0.90 \times 4200}$$

$$A_s = \frac{5,893.48}{3780}$$

$$A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, utilizamos **$A_s = 2.88 \text{ cm}^2$** **4 Ø3/8"**

III.2.8. DISEÑO DE MURO 5X

Esbeltez	:	Altura total / Longitud de muro
	:	13/3.20
Esbeltez	:	4.06
Área axial bruta	:	4160 cm ²
	:	35,498,666.67
Momento de inercia de la sección bruta	:	cm ⁴
Resistencia nominal del concreto	:	f'c= 175 Kg/cm ²
Fuerzas internas	:	

pg	Ve	Me
39.35 Tn	10.72 Tn	74.68 Tn-m

Las situaciones más críticas para determinar el refuerzo vertical, es cuando actúa carga vertical mínima (FC = 0.9) y momento flector máximo (FC = 1.25), mientras que por flexo compresión la situación más crítica se presenta cuando la carga axial es máxima (FC = 1.25); de este modo, las combinaciones de cargas últimas son:

Pu	Vu	Mu
0.9 x Pg	Ve x 1.25	Me x 1.25
35.92 Tn	13.41 Tn	93.35 Tn-m

Pu	Vu	Mu
Pg x 1.25	Ve x 1.25	Ve x 1.25
49.88 Tn	13.41 Tn	93.35 Tn-m

Diseño por compresión pura

$$P_u = 1.4C_m + 1.7C_v$$

$$P_u = 1.4 \times 37.75 + 1.7 \times 8.64$$

$$P_u = 67.53 \text{ Tn}$$

De acuerdo a la Norma E.060 $\phi = 0.70$

$$Pu \leq \phi Pn = 0.55\phi f'cA \left[1 - \left(\frac{kh}{32t} \right)^2 \right]$$

Donde $K=1$ $h=2.6$ $t=0.13$

$$67.53 \text{ Tn} \leq 0.55 \times 0.70 \times 175.00 \times 4,160.00 \left[1 - \frac{2.60}{4.16} \right]^2$$

$$67.53 \text{ Tn} \leq 170.80 \text{ Tn} \quad \text{cumple}$$

Dimensiones de los elementos de borde

$$2t \text{ o } 0.1l$$

$$\begin{array}{l} 2t = 26 \\ 0.1L = 40.625 \end{array}$$

Por lo tanto, la dimensión será: **40 x 13**

Momento flector de agrietamiento por flexión

$$\frac{McrY}{I} - \frac{P}{A} = 2\sqrt{f'c}$$

$$Mcr = \left| 2 \times 175.00^{1/2} + \frac{49884.25\text{Kg}}{4,160.00} \right| \times \frac{35,498,666.67}{160.00}$$

$$Mcr = 85.31 \text{ Tn-m}$$

De acuerdo a la Norma E.060, la sección deberá soportar un momento flector por lo menos igual a:

$$M = 1.2 \text{ MCR}$$

$$M = 1.2 \times 85.31 \text{ Tn-m}$$

$$M = 102.37 \text{ Tn-m}$$

Se puede apreciar que M_u es menor que M por lo tanto tomaremos M , por ser el mayor, para el diseño de refuerzo vertical

Determinación del refuerzo vertical y del momento flector

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$\sigma = \frac{49884.25 \text{ Kg}}{4160 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma = 11.99 \text{ Kg/cm}^2$$

"Es menor que el 10% de $f'c$ (17.5 kg/cm²), para el diseño por flexo compresión se utilizará un factor de reducción de resistencia $f = 0.9$. El refuerzo a concentrar en los extremos (A_s) puede obtenerse inicialmente de la expresión:"

$$A_s f_y D + \frac{1}{2} P_u L \geq \frac{M_u}{\phi}$$

Donde:

$$\phi = 0.90, D = 2.56 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{102.37}{0.9} - \frac{35.92 \cdot 3.20}{2} \Bigg/ 4.2 \times 2.56$$

$$A_s = \frac{113.74 - 57.47}{10.752}$$

$$A_s = 5.23 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, vamos a utilizar:

4	$\phi 1/2''$	As= 6.50 cm ²
2	$\phi 3/8''$	

Acero vertical

$$\rho_v = 0.0025 \times b \times d$$

$$A_{sv} = 0.0025 \times 100 \times 13.00$$

$$A_{sv} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Calculamos la separación del refuerzo vertical.

$$S = \frac{A_v}{A_{sh}}$$

$$S = \frac{0.50}{3.25}$$

$$S = 0.15 \text{ m}$$

Por lo tanto, vamos a utilizar $\phi 8\text{mm} @ 15.00 \text{ cm}$

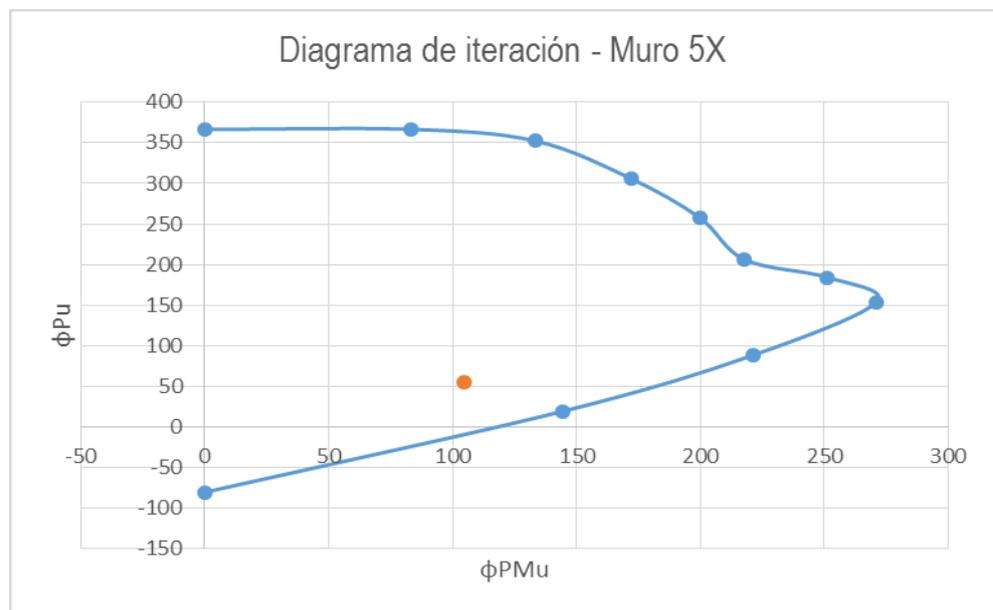
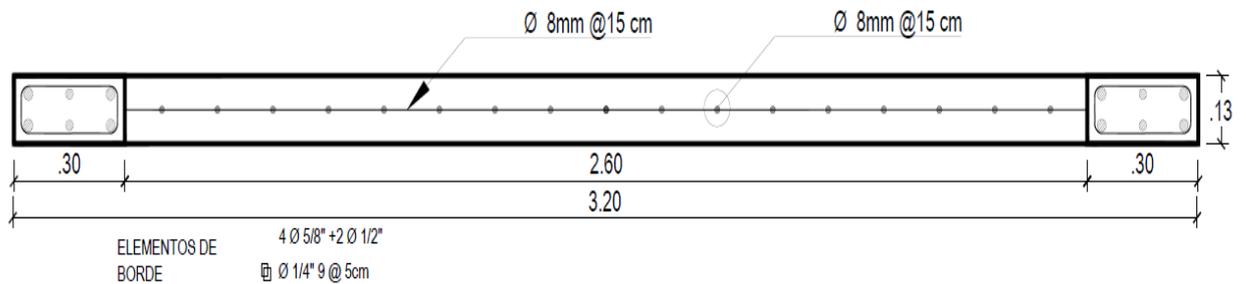


Figura N° 19: Diagrama de iteración muro 5X. (Propuesta de Norma E.070)

Del diagrama de iteración, obtenemos un momento nominal de 196.58Tn-m

Determinación del refuerzo Horizontal

$$V_u = 1.25V_{ua} \frac{M_n}{M_{ua}}$$

$$V_u = 1.25 \times 13.41 \times \frac{196.58 \text{ Tn-m}}{93.35 \text{ Tn-m}}$$

$$V_u = 16.76 \times 2.11$$

$$V_u \text{ (Diseño)} = 35.36 \text{ Tn}$$

Resistencia nominal

$$V_c = A\alpha\sqrt{f'c}$$

Para muros esbeltos $H_m/L > 2.5$ $\alpha = 0.53$

$$V_c = 4160 \text{ cm}^2 \times 0.53 \times 175^{1/2}$$

$$V_c = 29.17 \text{ Tn}$$

$$V_s = \rho A f_y$$

si $V_u > 0.5 \phi V_c$ utilizar cuantía mínima 0.0025

$$V_s = 4160 \text{ cm}^2 \times 0.0025 \times 4200$$

$$V_s = 43.68 \text{ Tn}$$

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = 29.17 + 43.68$$

$$V_n = 72.85 \text{ Tn}$$

Este valor no debe ser mayor que $2.6A\sqrt{f'c}$

$$V_n < 2.6A\sqrt{f'c}$$

$$72.85 \text{ Tn} < 2.6 \times 4160 \text{ cm}^2 \times 175^{1/2}$$

$$72.85 \text{ Tn} < 143.08 \text{ Tn}$$

Por lo tanto, se toma $V_n = 72.85 \text{ Tn}$

Cuantía mínima de refuerzo horizontal

$$\phi V_n > V_u$$

Donde $\phi = 0.85$

$$0.85 \times 72.85 \text{ Tn} > 35.36 \text{ Tn}$$

$$61.92 \text{ Tn} > 35.36 \text{ Tn}$$

Por lo que, se cumple la condición.

Calculamos área de acero horizontal

$$A_{sh} = 0.0025 \times 100 \times 13.00$$

$$A_{sh} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Calculamos la separación del refuerzo vertical.

Por lo tanto, vamos a utilizar $\phi 8\text{mm} @ 15.00 \text{ cm}$

Verificación de la necesidad de confinar los bordes

$$C \geq \frac{L_m}{600 \left(\frac{\sigma_u}{h_m} \right)}$$

$$\sigma_u / h_m \geq 0.005$$

$$\sigma_u / h_m \geq \frac{0.03249}{13 \text{ m}}$$

$$\sigma_u / h_m \geq 0.0025$$

Profundidad del eje neutro $C = 0.45$

$$0.45 \geq \frac{3.2 \text{ m}}{600 \times 0.005}$$

$0.45 \geq 1.07 \text{ m}$ No es necesario confinar los extremos.

$$\sigma_c \geq 0.20 \sqrt{f_c}$$

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M y}{I}$$

$$Y = \frac{3.20}{2}$$

$$Y = 160 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{49.88}{4160} + \frac{9334606.25 \times 160}{35,498,666.67}$$

$$\sigma = 11.99 + \frac{1,493,537,000.00}{35,498,666.67}$$

$\sigma = 54.06 \text{ Kg/cm}^2 = 0.31f'c$, es un valor superior a $0.20f'c$; por lo que, no es necesario confinar los extremos.

III.2.9. DISEÑO POR CARGA SÍSMICA PERPENDICULAR A SU PLANO

III.2.9.1. Capacidad resistente de los arriostres

Analizamos a la columneta CL1

$$T = A_s f_y$$

$$T = 0.32 \times 4200$$

$$T = 1,344 \text{ Kg}$$

Igualando la tracción a la compresión

$$C = 0.85f'cBa$$

$$T = C$$

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

$$1,344 = 0.85 \times 175 \times 10 \times a$$

$$a = 0.90 \text{ cm}$$

Peralte efectivo

$$d = t - r$$

$$r = 3 \text{ cm}$$

Carga sísmica de servicio

$$w = 0.4 Z U S P e$$

$$w = 0.4 \times 0.45 \times 1 \times 1.05 \times P e$$

$$w = 0.189 \times P e$$

Revisión de la albañilería

$$w_a = 0.189 \times P e$$

$$w_a = 0.189 \times 0.0274$$

$$w_a = 0.00518 \text{ Kg/cm}^2$$

Revisión de la albañilería

$$a = 107.5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$b/a = 100 / 107.5$$

$$b/a = 0.930$$

$$M_s = m w a^2$$

$$M_s = 0.106 \times 0.00518 \times 107.50^2$$

$$M_s = 6.34 \text{ Kg-cm/cm}$$

Esfuerzo de tracción actuante

$$f_m = \frac{6M_s}{t^2} < 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_m = \frac{6 \times 6.34}{13^2}$$

$$f_m = 0.23 \text{ Kg/cm}^2 < 1.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Revisión de arriostres

$$w_1 = w a b^2$$

$$w_1 = 1.25 \times 0.00518 \times 2 \times 53.75$$

$$w1 = 0.696 \text{ Kg/cm}$$

$$w2 = wab^2$$

$$w2 = 1.25 \times 0.189 \times 0.035 \times 10$$

$$w2 = 0.083 \text{ Kg/cm}$$

$$\begin{aligned} Mu &= 0.696 \times 45 \times \left[\frac{45}{2} \times 55 + \frac{1}{2} \times 0.696 \times 55 \times \frac{2}{3} \times 55 \right] + 0.083 \times 100 \times 50 \\ Mu &= 2426.8619 + 701.6733 + 415.8 \end{aligned}$$

$$Mu = 3544 \text{ Kg-cm} \quad \text{Usar CL-1}$$

$$\begin{aligned} Vu &= 0.696 \times 45 \times \frac{1}{2} + 0.696 \times 55 + 0.083 \times 100 \\ Vu &= 31.31 + 19.14 + 8.32 \\ Vu &= 58.77 \text{ Kg} \quad \text{No necesita estribos} \end{aligned}$$

III.2.9.3. Diseño de alfeizar h=1m segundo nivel

Revisión de albañilería

$$W = 0.3 \frac{Fi}{Pi} C1Pe$$

$$W = 0.30 \times \frac{19367.107}{141,258.74} \times 2 \times 0.0274$$

$$W = 0.30 \times 0.1371038 \times 2 \times 0.0274$$

$$W = 0.00225 \text{ Kg/cm}^2$$

Momento sísmico

$$a = 107.5 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$b/a = 100 / 107.5$$

$$b/a = 0.93$$

$$M_s = mwa^2$$

$$M_s = 0.106 \times 0.0023 \times 107.50^2$$

$$M_s = 2.76 \text{ Kg-cm/cm}$$

Esfuerzo de tracción actuante

$$f_m = \frac{6M_s}{t^2} < 1.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_m = \frac{6 \times 2.76}{13^2}$$

$$f_m = 0.10 \text{ Kg/cm}^2 < 1.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Revisión de arriostres

$$w_1 = wa2b$$

$$w_1 = 1.25 \times 0.0023 \times 2 \times 53.75$$

$$w_1 = 0.303 \text{ Kg/cm}$$

$$w_2 = w2b$$

$$w_2 = 1.25 \times 0.082 \times 0.035 \times 10$$

$$w_2 = 0.036 \text{ Kg/cm}$$

$$M_u = 0.303 \times 45 \times \left| \frac{45}{2} + 55 \right| + \frac{1}{2} \times 0.303 \times 55 \times \frac{2}{3} \times 55 + 0.036 \times 100 \times 50$$

$$M_u = 1056.2919 + 305.40339 + 180.97699$$

$$M_u = 1,543 \text{ Kg-cm}$$

Usar Cl1

$$V_u = 0.303 \times 45 \times + \frac{1}{2} \times 0.303 \times 55 + 0.036 \times 100$$

$$V_u = 13.63 + 8.33 + 3.62$$

$$V_u = 25.58 \text{ Kg}$$

Necesita estribos

III.3. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

III.3.1. Pre dimensionamiento

$$h = \frac{Ln}{25}$$

$$h = \frac{4.76}{25}$$

$$h = 0.19 \text{ m}$$

Por lo tanto, utilizamos $h = 0.20 \text{ m}$.

III.3.1.1. Metrado de cargas

CM: Peso propio de vigueta (concreto y ladrillo)

Losa =	300.00 x	0.40	= 120 Kg/m
Acabados =	100.00 x	0.40	= 40 Kg/m
Tabiquería + cielo raso + piso terminado =	150	x 0.40	= 60 Kg/m
CARGA MUERTA			= 220 Kg/m

CV: SOBRECARGA DE DISEÑO

Sobrecarga =	200.00 x	0.40	= 80 Kg/m
CARGA VIVA			= 80 Kg/m

CU: CARGA ULTIMA

WDU=	= 220.00 Kg/m
WLU=	= 80.00 Kg/m

III.3.2. Conjunción de cargas

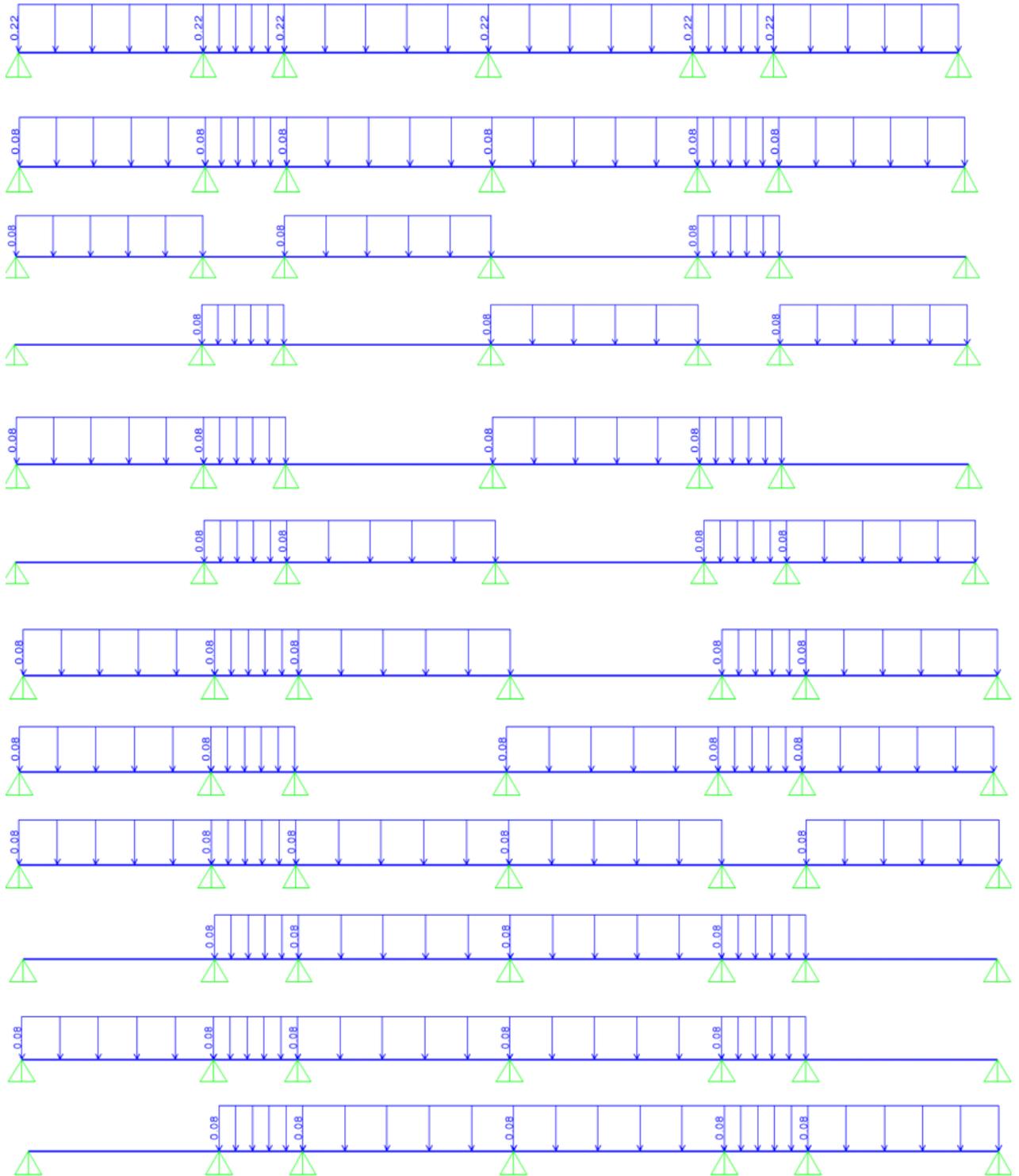


Figura N° 21: Gráfico alternancia de cargas por vigueta.
Fuente: Extracción del programa Sap2000

III.3.3. Momentos de diseño

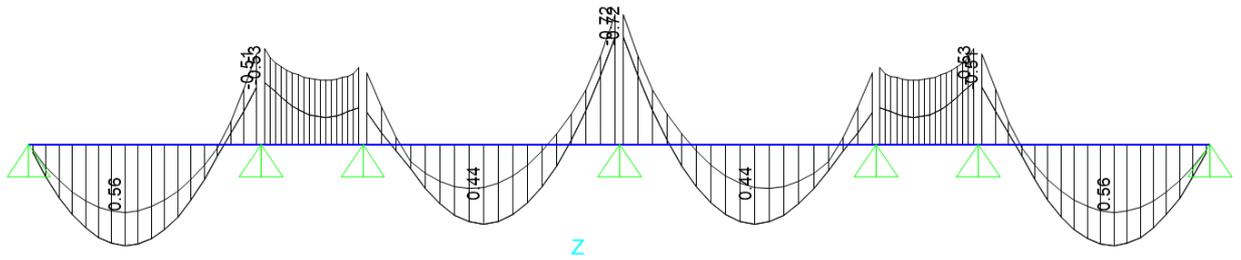


Figura N° 22: Diagrama de momento flector por viga.
Fuente: Extracción del programa Sap2000

Mmax (+) 0.56 Tn-m Mmax (-) 0.72 Tn-m

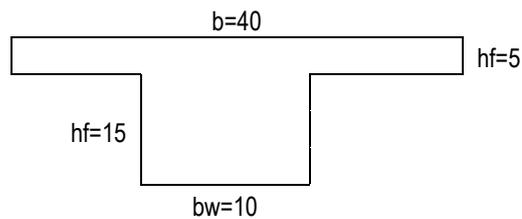
III.3.3.1. Diseño para momento positivo

Espesor de losa

h = 20

d = h - (r + db/2)

d = 17.00 cm



Momento último resistente positivo

$$Mu = \phi \times \rho_{max} \times bw \times d^2 \times fy \left(1 - 0.59 \rho_{max} \times \frac{fy}{f'c}\right)$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{6000}{6000 + fy}\right)$$

Donde $\phi = 0.9$

$\beta_1 = 0.85$

$\rho_b = 0.0177$

$\rho_{max} = 0.0133$

Mu = 1.23 Tn-m > 0.56 Tn-m CUMPLE

Momento de diseño

M (+) 0.56 Tn-m

Determinamos el valor de "a" para ver si se diseñara como una viga T o RECTANGULAR

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mu}{0.85 \times \phi \times f'c \times b}}$$

a = 0.63 cm Comporta como una viga rectangular

Cálculo de acero

$$As = \frac{Mu}{\phi \times fy \times d - \frac{a}{2}}$$

As = 0.87 cm²

Vamos a utilizar:

As = ϕ 1/2"

III.3.3.2. Diseño para momento negativo

Momento de diseño

M (-) 0.72 Tn-m

+ Peralte

d = h - (r + db/2)

db = 17.37 cm

Momento último resistente positivo

$$Mu = \phi \times \rho_{max} \times bw \times d^2 \times fy \left(1 - 0.59 \rho_{max} \times \frac{fy}{f'c}\right)$$

Mu = 1.18 Tn-m > 0.72 Tn-m CUMPLE

Cálculo de acero negativo

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times Mu}{0.85 \times \phi \times f'c \times b}}$$

a = 3.530 cm Comporta como una viga rectangular

Cálculo de acero

$$As = \frac{Mu}{\phi \times fy \times d - \frac{a}{2}}$$

As = 1.25 cm²

Vamos a utilizar:

$$A_s = 1 \quad \phi \ 1/2''$$

III.3.4. Diseño por corte

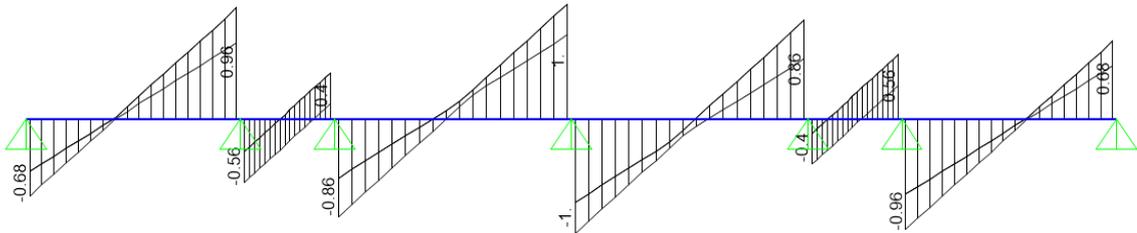


Figura N° 23: Diagrama de fuerza cortante.
Fuente: Extracción del programa Sap2000.

La cortante actuante máxima es de $V = 1.00 \text{ tn}$

Cortante resistente del concreto:

$$V_c = 1.1 * \left[\phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d \right]$$

$$V_c = 1,138 \text{ Kg/cm}^2 > 1,000 \text{ Kg/cm}^2$$

Por lo que, no es necesario ensanchar la viga.

III.3.5. Diseño por cambios volumétricos

Cálculo de acero de temperatura

$$A_{st} = \rho b t$$

$$A_{st} = 0.0018 \times 100 \times 5$$

$$A_{st} = 0.90 \text{ cm}^2$$

Vamos a utilizar: $A_s = 1 \quad \phi \ 1/4''$

Cálculo de la separación del acero por temperatura

En losas nervadas en una dirección donde se usen bloques de relleno (ladrillos de techo) permanentes de arcilla, el espaciamiento máximo del refuerzo perpendicular a los nervios podrá extenderse a cinco veces el espesor de la losa sin exceder de 400mm. (Norma técnica E.60,2018, p.60)

$$S = \frac{ab}{A_s} \times 100$$

$$S = \frac{0.32}{0.90} \times 100$$

$$S = 35.56 \text{ cm}$$

$$S = 5 \times e$$

$$S = 5 \times 5$$

$$S = 25 \text{ cm}$$

Por lo tanto, vamos a utilizar $\phi 1/4'' @ 25 \text{ cm}$

III.4. DISEÑO DE ESCALERA

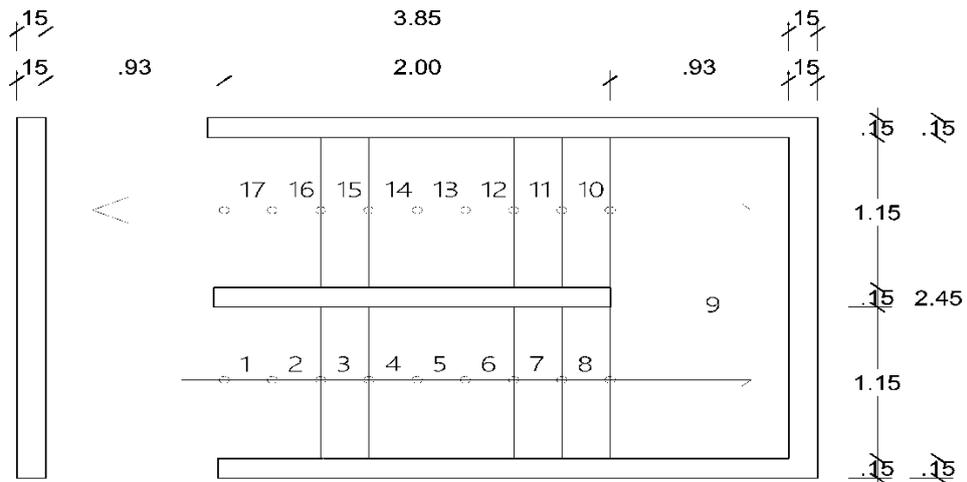


Figura N° 24: Estructura de escalera

Fuente: Elaboración propia.

Dimensionamiento

Paso (p)	=	25 cm.
Contrapaso (Cp)	=	16.25 cm.
t	=	12 cm.

III.4.1. DISEÑO DEL TRAMO N° 1

Peso del tramo horizontal (Descanso)

Peso propio	=	0.29 Tn/m ²
Acabados	=	0.10 Tn/m ²

$$\text{Carga Muerta (WD) = WD1} = 0.39 \text{ Tn/m}^2$$

Peso del tramo inclinado:

$$W2 = \gamma \left(\frac{C}{2} + t \sqrt{1 + \frac{C^2}{P^2}} \right)$$

Aplicando la fórmula tenemos que:

Peso propio	=	0.54 Tn/m ²
Acabados	=	0.10 Tn/m ²

$$\text{Carga Muerta (WD) = WD2} = 0.64 \text{ Tn/m}^2$$

Las cargas halladas se multiplicarán por en ancho (B) de cada tramo y obtendremos las cargas.

Ancho (B) = 1.00 m

Carga Viva mínima repartida para escaleras (Wv)= = 0.20 Tn/m²

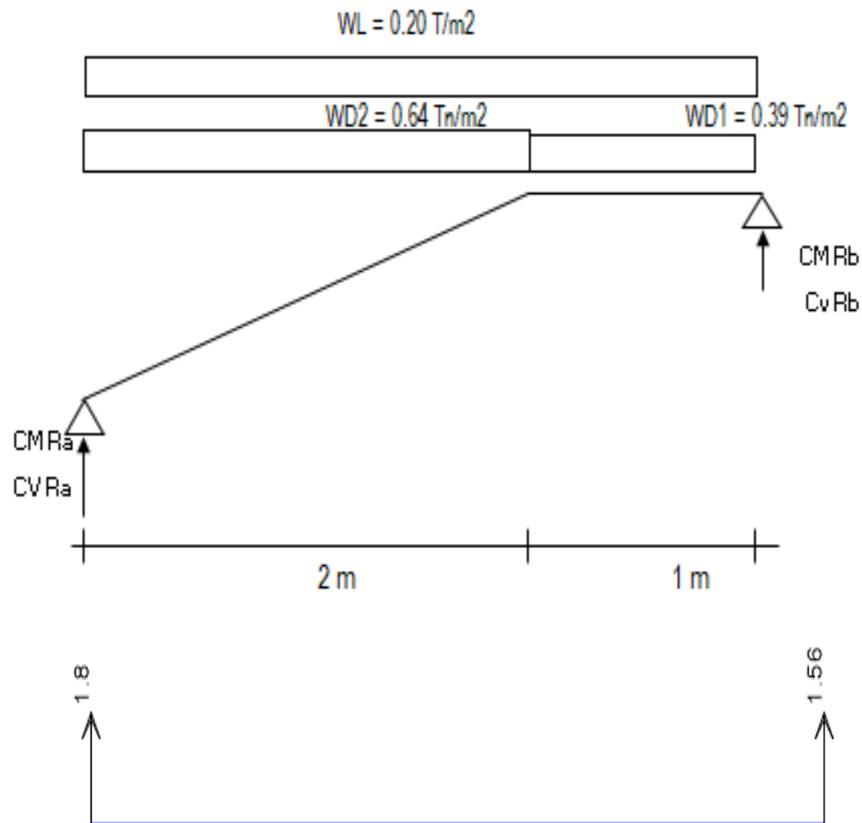
Tramo Horizontal:

$W_{D1} =$	$W_{D1} * B = 0.39 \text{ Tn/m}$	Carga muerta
$W_L =$	$W_v * B = 0.20 \text{ Tn/m.}$	Carga viva

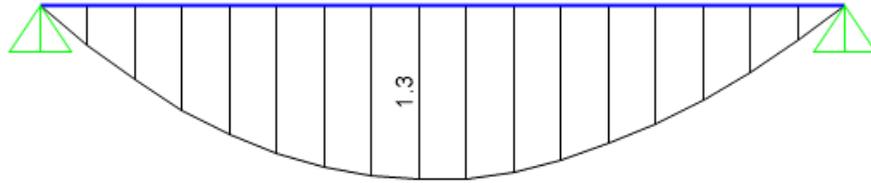
Tramo Inclinado:

$W_{D2} =$	$W_{D2} * B = 0.64 \text{ Tn/m}$	Carga muerta
$W_L =$	$W_v * B = 0.20 \text{ Tn/m.}$	Carga viva

Calculando las reacciones; los valores de Ra y Rb son:



Ra= 1.8 Tn
Rb= 1.56 Tn



$$M_u = 1.30 \text{ Tn-m.}$$

Refuerzo para momento positivo

Definimos los materiales

$$\begin{aligned} f'_c &= 175 \text{ Kg/cm}^2 & b &= 100.00 \text{ cm} \\ f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 & h &= 12.00 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Asumimos acero } \phi & 3/8'' & A_s &= 0.71 \text{ cm}^2 \\ d &= t - r - d_b/2 \\ r &= 2 \text{ cm} \\ d &= 9.52 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.30 \\ M_{\text{diseño}} &= 0.9 \times M_{\text{max}} \\ M_{\text{diseño}} &= 1.17 \text{ Tn-m.} \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b w}$$

Primer tanteo

$$A_s = \frac{117000}{0.9 \times 4200 \times \left(9.52 - \frac{9.52}{2} \right)}$$

$$A_s = 4.06 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{4.06 \times 4,200.00}{0.85 \times 175 \times 100.00}$$

$$a = \frac{17063.05455}{14875}$$

$$a = 1.15 \text{ m}$$

Segundo tanteo

$$A_s = \frac{117000}{0.9 \times 4200 \times \left| 9.52 - \frac{1.15}{2.00} \right|}$$

$$A_s = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{3.25 \times 4,200.00}{0.85 \times 175 \times 100.00}$$

$$a = 0.92 \text{ m}$$

Tercer tanteo

$$A_s = \frac{117000}{0.9 \times 4200 \times \left| 9.52 - \frac{0.92}{2.00} \right|}$$

$$A_s = 3.25 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{3.25 \times 4,200.00}{0.85 \times 175 \times 100.00}$$

$$a = 0.92 \text{ m}$$

El área de acero final será $A_s = 3.25 \text{ cm}^2$

Acero mínimo

$$A_{smin} = \rho b d$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 9.52$$

$$A_{smin} = 1.72 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero de diseño es mayor que el área de acero mínimo.

Usaremos **$A_s = 3.25 \text{ cm}^2$**

Separación de acero

$$S = \frac{\phi v}{A_s}$$

$$S = \frac{0.71}{4.06}$$

$$S = 0.17 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usaremos $\phi 3/8'' @ 0.17 \text{ m}$

Para un ancho de 1.15m

$$b = 1.15 \text{ m} \times 3.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.74 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usaremos

$$\text{Usaremos } 7\phi 3/8'' @ 0.17 \text{ m}$$

Refuerzo para momento negativo

Se toma la tercera parte del momento positivo, debido a que los apoyos son poco rígidos.

$$(-)A_s = \frac{(+A_s)}{3} = \frac{3.74}{3}$$

$$(-)A_s = 1.25 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero de diseño es menor que el área de acero mínimo.

Usaremos $A_s = 1.71 \text{ cm}^2$

Separación de acero

$$S = \frac{\phi v}{A_s}$$

$$S = \frac{0.71}{1.71}$$

$$S = 0.41 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usaremos $2 \phi 3/8" @ 0.40 \text{ cm}$

Refuerzo transversal por temperatura

$$A_{smin} = \rho b h$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 12$$

$$A_{smin} = 2.16 \text{ cm}^2$$

Separación de acero

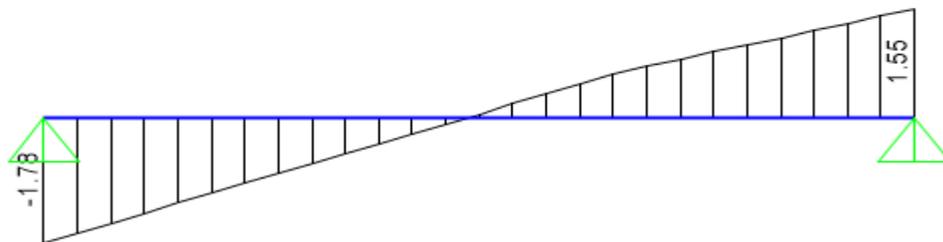
$$S = \frac{\phi v}{A_s}$$

$$S = \frac{0.71}{2.16}$$

$$S = 0.33 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usaremos $\phi 3/8" @ 0.30 \text{ cm}$

Verificación por corte



$$V_{ud} = 1.78 \text{ Tn}$$

$$\Phi 0.53 \sqrt{f_c} b d = 5.68 \text{ Tn}$$

La condición de diseño $V_u < \Phi V_c$, por lo que si cumple.

III.4.2. DISEÑO DEL TRAMO N° 2

Peso del tramo horizontal (Descanso)

$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= 0.29 \text{ Tn/m}^2 \\ \text{Acabados} &= 0.10 \text{ Tn/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Carga Muerta (WD) = WD1} = 0.39 \text{ Tn/m}^2$$

Peso del tramo inclinado:

$$W_2 = \gamma \left(\frac{C}{2} + t \sqrt{1 + \frac{C^2}{P^2}} \right)$$

Aplicando la formula tenemos que:

$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= 0.54 \text{ Tn/m}^2 \\ \text{Acabados} &= 0.10 \text{ Tn/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Carga Muerta (WD) = WD2} = 0.64 \text{ Tn/m}^2$$

Las cargas halladas se multiplicarán por en ancho (B) de cada tramo y obtendremos las cargas en kg/m.

$$\text{Ancho (B) = } 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Carga viva mínima repartida para escaleras (Wv)= } 0.20 \text{ Tn/m}^2$$

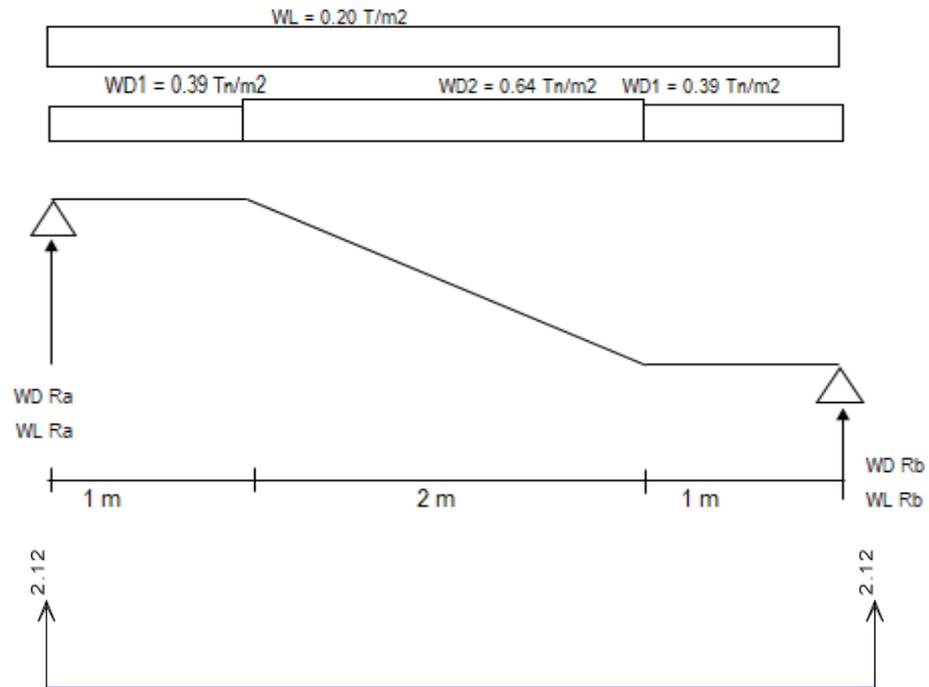
Tramo Horizontal:

$$\begin{aligned} W_{D1} &= & W_{D1} * B &= 0.39 \text{ Tn/m} & \text{Carga muerta} \\ W_L &= & W_v * B &= 0.20 \text{ Tn/m.} & \text{Carga viva} \end{aligned}$$

Tramo Inclinado:

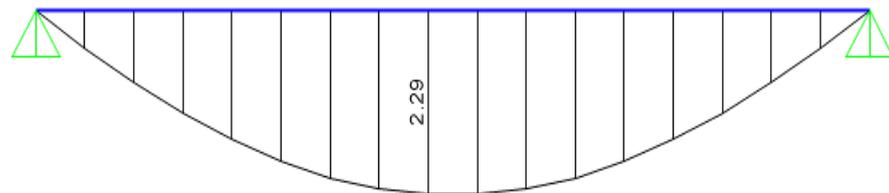
$$\begin{aligned} W_{D2} &= & W_{D2} * B &= 0.64 \text{ Tn/m} & \text{Carga muerta} \\ W_L &= & W_v * B &= 0.20 \text{ Tn/m.} & \text{Carga viva} \end{aligned}$$

Calculando las reacciones; los valores de Ra y Rb son:



$$Ra = 2.12 \text{ Tn}$$

$$Rb = 2.11 \text{ Tn}$$



$$Mu = 2.29 \text{ Tn-m.}$$

Refuerzo para momento positivo

Definimos los materiales

$$f_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 12.00 \text{ cm}$$

$$\text{Asumimos acero } \phi 1/2''$$

$$A_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$d = t - r - d_b/2$$

$$r = 2 \text{ cm}$$

$$d = 9.37 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 2.29 \text{ Tn-m.} \\ M_{\text{diseño}} &= 0.9 \times M_{\text{max}} \\ M_{\text{diseño}} &= 2.06 \text{ Tn-m.} \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f' c b w}$$

Primer tanteo

$$A_s = \frac{206100}{0.9 \times 4200 \times \left(9.37 - \frac{9.37}{2} \right)}$$

$$A_s = 7.28 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{7.28 \times 4,200.00}{0.85 \times 175 \times 100.00}$$

$$a = \frac{30565.937}{14875}$$

$$a = 2.05 \text{ cm}$$

Segundo tanteo

$$A_s = \frac{206100}{0.9 \times 4200 \times \left(9.37 - \frac{2.05}{2} \right)}$$

$$A_s = 5.82 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{5.82 \times 4,200.00}{0.85 \times 175 \times 100.00}$$

$$a = 1.64 \text{ cm}$$

Tercer tanteo

$$A_s = \frac{206100}{0.9 \times 4200 \times \left(9.37 - \frac{1.64}{2} \right)}$$

$$A_s = 5.82 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{5.82 \times 4,200.00}{0.85 \times 175 \times 100.00}$$

$$a = 1.64 \text{ cm}$$

El área de acero final será $A_s = 5.82 \text{ cm}^2$

Acero mínimo

$$A_{smin} = \rho b d$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 9.37$$

$$A_{smin} = 1.69 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero de diseño es mayor que el área de acero mínimo.

Usaremos $A_s = 5.82 \text{ cm}^2$

Separación de acero

$$S = \frac{\phi v}{A_s}$$

$$S = \frac{1.27}{5.82}$$

$$S = 0.22 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usaremos $\phi 1/2'' @ 0.22 \text{ cm}$

Para un ancho de 1.15m

$$b = 1.15 \text{ m} \times 5.82 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.70 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, usaremos:

$$5 \phi 1/2'' @ 0.22 \text{ m}$$

Refuerzo para momento negativo

Se toma la segunda parte del momento positivo debido a que los apoyos son poco rígidos

$$(-)A_s = \frac{(+A_s}{2} = \frac{5.82}{2}$$

$$(-)A_s = 2.91 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el área de acero de diseño es mayor que el área de acero mínimo.

Usaremos $A_s = 2.91 \text{ cm}^2$

Separación de acero

$$S = \frac{\phi v}{A_s}$$

$$S = \frac{0.71}{2.91}$$

$$S = 0.24 \text{ m}$$

Por lo tanto, usaremos 4 ϕ 3/8" @ 0.225 m.

Refuerzo transversal por temperatura

$$A_{smin} = \rho b h$$

$$A_{smin} = 0.0018 \times 100 \times 12$$

$$A_{smin} = 2.16 \text{ cm}^2$$

Separación de acero

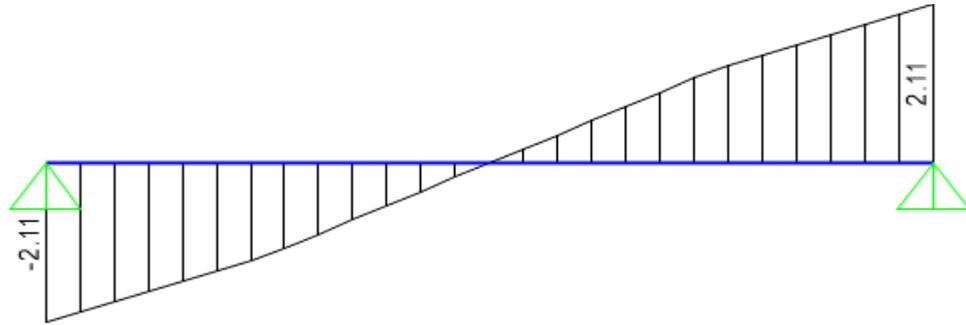
$$S = \frac{\phi v}{A_s}$$

$$S = \frac{0.71}{2.16}$$

$$S = 0.33 \text{ cm}$$

Por lo tanto, usaremos $\phi 3/8" @ 0.30 \text{ cm}$.

Verificación por corte



$$V_{ud} = 2.11 \text{ Tn}$$

$$\Phi 0.53 \sqrt{f_c} b d = 5.68 \text{ Tn}$$

La condición de diseño $V_u < \Phi V_c$, por lo que si cumple.

III.5. DISEÑO DE CIMENTACIÓN

III.5.1. DATOS DEL SUELO

Peso específico	:1600 Kg/cm ²
Angulo de fricción	:30°
Capacidad portante	:0.98 Kg/cm ²

III.5.2. DATOS DE DISEÑO

Elemento	Datos
Altura de Muro (h)	: 2.40 m
Ancho Solera	: 0.13 m
Altura de Solera	: 0.20 m
Ancho de sobre cimiento (S/C)	: 0.13 m
Altura de sobre cimiento	: 0.40 m
Peso específico del muro (γ_m)	: 145125 Kg/cm ³
Peso específico del C°A° (γ_m)	: 2400 Kg/cm ³
Peso específico del C°S° (γ_m)	: 2300 Kg/cm ³
Ancho del cimiento (a)	: 0.75 m
Altura del cimiento (hc)	: 1.10 m
Profundidad del cimiento (hf)	: 1.30 m
Altura de relleno (hr)	: 0.20 m

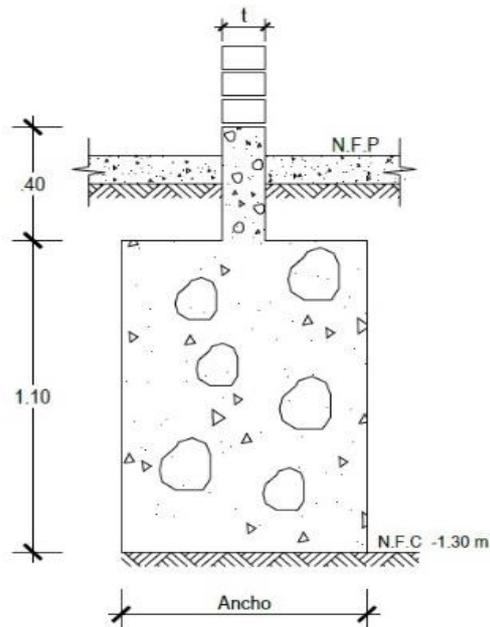


Figura N° 25: Datos del cimiento.
Fuente: Elaboración propia.

$$K_a = \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$K_p = \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$E_a = \frac{K_a \cdot \gamma_s \cdot h c^2 \cdot B}{2}$$

$K_a = 0.333$ $K_p = 3$

$E_a = 483.516 \text{ kg}$ $E_p = 4356 \text{ kg}$

III.5.3. PESO TOTAL

Elemento	Peso
P solera	: 96 kg
P muro	: 45279 kg
P S/C	: 119.6 kg
P cimiento	: 1897.5 kg
P relleno	: 297.6 kg
Peso total	47689.70 kg

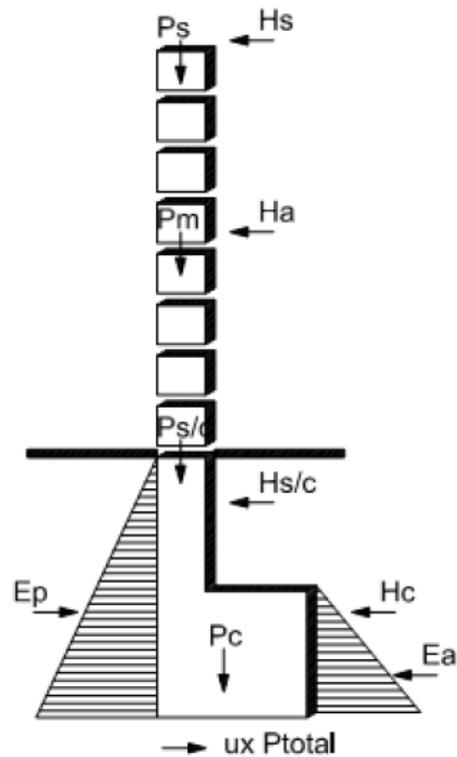


Figura N° 26: Fuerzas actuantes

Empuje sísmico sobre la solera (Hs)	: 19.2 kg
Empuje sísmico sobre el muro (Ha)	: 13932 kg
Empuje sísmico sobre el S/C (Hs/C)	: 36.8 kg
Empuje sísmico sobre la cimentación (Hc)	: 379.5 kg

III.5.3.1. Fuerza resistente (Fr)

$$Fr = \mu * P_{total} + Ep$$

$$Fr = 54430.185 \text{ Kg}$$

III.5.3.2. Fuerza actuante (Fa)

$$Fa = Hs + Ha + Hc + H_{(s/c)} + Ea$$

$$Fa = 14851.016 \text{ kg}$$

$$\mathbf{F.D.S = 3.665}$$

Por lo tanto; el $3.665 > 0.98$ entonces Cumple con la primera comprobación.

III.5.4. DISEÑO

III.5.4.1. Extremo Izquierdo

ELEMENTO	H	d	M (kg-m)
Solera	6.72 Kg	4 m	26.88
Muro de albañilería	4876.2 Kg	2.7 m	13165.74
Sobre cimiento	12.88 Kg	1.3 m	16.744
Cimiento	132.825 Kg	0.55 m	73.054
Empuje Activo	483.516 Kg	0.367 m	177.45

$$\text{Momento de volteo (Mv)} = 13459.868 \text{ kg-m}$$

$$\text{Momento resistente (Mr)} = 19771.238 \text{ kg-m}$$

$$\text{F.S.D} = 1.469$$

Por lo tanto, el $1.469 > 0.98$ entonces cumple con la segunda comprobación.

III.5.4.2. Extremo Derecho

ELEMENTO	H	d	M (kg-m)
Solera	6.72 Kg	4 m	26.88
Muro de albañilería	4876.2 Kg	2.7 m	13165.74
Sobre cimiento	12.88 Kg	1.3 m	16.744
Cimiento	132.825 Kg	0.55 m	73.054
Empuje activo	483.516 Kg	0.433 m	209.362

Momento de volteo (M_v) = 13491.78 Kg

Momento resistente (M_r) = 19771.238 kg-m

F.S.D = 1.465

Por lo tanto, el $1.465 > 0.98$ entonces cumple con la segunda comprobación.

CAPITULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES

IV.1. DISCUSIÓN DE RESULTADOS.

- Los resultados obtenidos en esta investigación, tienen relación con la hipótesis que menciona, el análisis estructural del edificio de Albañilería confinada de cinco niveles, en el Distrito de El Porvenir-2020, satisfacen los requerimientos de la NTE E.030, teniendo como distorsión máxima de 0.0021. Estos resultados, guardan relación con los obtenidos por Jiménez Julián y Julca Abanto (2018), quienes determinaron que la distorsión máxima en la dirección X es de 0.0048 e Y de 0.0039; con lo que, se determina que el edificio tiene una adecuada rigidez. Del mismo modo, Carrasco Zurita y Villanueva Livaque (2019) en su investigación, obtienen como resultados que el edificio es rígido debido a que las derivas inelásticas de 0.00329 y 0.00229 menores a la distorsión máxima 0.005.
- Aplicando la técnica de pórtico plano y hallazgos encontrados podemos afirmar que, las solicitaciones de diseño aplicando la Normativa E.070 vigente, respecto al factor de resistencia al corte es 0.65 mientras en la Propuesta de Norma E.070 es 1; por otro lado con la Propuesta de Norma E.070, la resistencia característica al corte es 28% mayor que con la Normativa E.070 Vigente; En cuanto a la fuerza cortante admisible, cortante y momento último de los muros, factor de amplificación y resistencia global, la Propuesta de Norma E.070 es superior en 12% que la Normativa Vigente, estos resultados guardan relación con lo que mencionan San Bartolomé y Muñoz (2006), donde se muestra la técnica de pórticos planos, que es una técnica simple y sofisticada que

proporciona resultados muy similares a la técnica de elementos finitos, y son muy confiables.

- A partir de los hallazgos encontrados en esta investigación podemos afirmar que, con la aplicación de la Propuesta de Norma E.070 las secciones transversales de las columnas de confinamiento son mayores en 40% que con la aplicación de la Normativa E.070 vigente; por otro lado, el acero de refuerzo de las columnas de confinamiento con la aplicación de la Propuesta de Norma E.070 es 7.78 cm^2 , mientras que la Normativa E.070 vigente es 5.85 es decir 32% menos que la propuesta de Norma E.070; tal como sostiene San Bartolomé & Quiun (2004), quién señala que, se debe proporcionar una adecuada densidad de muros y diseñando a las columnas de confinamiento como última línea resistente, incluyendo refuerzo horizontal para aportarle una adecuada rigidez a la estructura. Lo que implica que, en el proceso de construcción el proyecto con la aplicación de Norma E.070 será más costo en un 20% que con la aplicación de la Norma E.070 vigente, según la clase de estimación de costos clase 4 con la herramienta juicio de expertos.

IV.2. CONCLUSIONES.

- La evaluación realizada al edificio de albañilería confinada de cinco niveles con el modelo de pórtico plano y el programa SAP2000, nos permitió comprobar que los muros no se agrietan y su distorsión inelástica máxima es de 0.0021, que es menor a la permitida por la norma E.030 confirmando la buena densidad de muros.
- Según el diseño estructural de la propuesta de Norma E.070 las columnas de confinamiento con un peralte promedio de 35 cm. permite una

resistencia mayor a las fuerzas internas de hasta un 22.10%. que con las dimensiones de peralte promedio de 25 cm que propone la norma E.070 vigente.

- Para el factor de reducción de la resistencia al corte, por esbeltez se ha obtenido un aumento del 13% en su resistencia al corte, 8% de aumento en la resistencia global y 22.10 % de aumento de las fuerzas internas.
- El requerimiento de acero de refuerzo para las columnas de confinamiento es mayor en la propuesta de norma E.070, requiriéndose en esta $2\phi 5/8'' + 2\phi 1/2''$ contra $2\phi 1/2'' + 2\phi 3/8''$ de la norma vigente, y también es mayor la zona de confinamiento que pasa de 45cm a 50cm, esto permite una mayor capacidad de resistencia a las fuerzas internas de hasta 22.10%.
- Se elaboró los planos estructurales de losa aligerada, escalera, cimentación y los elementos de confinamiento, con la normativa vigente y la Propuesta de Norma E.070. (Ver anexos N°1 al N°4).

IV.3. RECOMENDACIONES

- Para el correcto análisis de las edificaciones de albañilería confinada, se debe tener en cuenta los requisitos de la normativa peruana, para poder tomar una decisión acertada, en el momento que el software nos brinde los resultados.
- Para realizar el análisis y diseño de edificios de albañilería (confinada/armada), es recomendable tener en cuenta el tipo de modelaje (elementos finales; pórticos planos; pórticos planos interconectados; pórtico espacial), con el que se va a llevar a cabo el análisis del edificio,

saber interpretar y tomar decisiones acertadas con los datos que obtendremos de estos modelos.

- Se debe tener en cuenta, un estudio de suelo confiable para tomar la mejor decisión en el tipo de cimentación a utilizar y evitar futuros problemas como de desplazamientos, asentamientos, fallas estructurales en los muros portantes, elementos estructurales.
- Los planos estructurales deben estar claramente detallados y sencillos de entender para cualquier albañil encargado de la construcción del edificio; así mismo, tener profesionales encargados de la supervisión.

CAPITULO V. BIBLOGRAFÍA

- Carrasco Zurita, E. L., & Villanueva Livaque, J. R. (Septiembre de 2019). Modelado estructural y diseño sísmico de una edificación de albañilería confinada de 3, 4 y 5 niveles para la ciudad de Jaén. *Tesis*. Universidad Privada del Norte, Jaén, Cajamarca, Perú.
- Escamillo Rodriguez, J. P. (Diciembre de 2017). Diseño estructural de una edificación de albañilería confinada de 8 pisos en la ciudad de Trujillo, la libertad. *Tesis*. Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Trujillo, Perú.
- Jiménez Julian, J. J., & Julca Abanto, J. A. (Diciembre de 2018). Diseño estructural de un edificio de 5 niveles de albañilería confinada, Trujillo-La Libertad, 2018. *Tesis*. Universidad César Vallejo, Trujillo, Trujillo, Perú.
- Laucata Luna, J. E. (Junio de 2013). Análisis de la vulnerabilidad sísmica de las viviendas informales en la ciudad de Trujillo. *Tesis*. Pontifica Universidad Católica del Perú., Lima, Trujillo, Perú.
- Lazo, E., San Bartolomé, A., & Muñoz, A. (2006). *Sensibilidad en la respuesta sísmica de un edificio de albañilería armada por efectos del modelaje estructural.*, 8-9. Lima, Lima, Perú.: Pontificia Universidad Catolica del Perú.
- Porst, C. (01 de Julio de 2015). Albañilería confinada para viviendas de bajo costo con resistencia sísmica en India: un método de diseño y análisis. *World Conference on Earthquake Engineering*, 02.
- Quiroz Cruzado, C. M. (Diciembre de 2016). Comparación del comportamiento estructural de una vivienda multifamiliar proyectada mediante los sistemas de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en la ciudad de Cajamarca. *Tesis*. Universidad Privada del Norte, Cajamarca, Cajamarca, Perú.

- San Bartolomé, A. (1994). *Construcciones de albañilería, Comportamiento sísmico y diseño estructural*. Lima, Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica Del Perú.
- San Bartolomé, Á., & Quiun, D. (2004). Propuesta normativa para el diseño sísmico de edificaciones de albañilería confinada. *Revista Internacional Construlink*, 11.
- SIRAD, S. p. (Agosto de 2012). Preparación para la respuesta y recuperación temprana ante sismos y tsunamis en áreas costeras seleccionadas. *DIPECHO*, 18-32.
- Sukrawa, M., Pringgana, G., & Ratih Yustinaputri, P. A. (Enero de 2018). Modelado de estructura de mampostería confinada y su aplicación para el diseño de edificios de varios pisos. *MATEC Web of Conferences*, 7.
- Trinidad Reymundo, G. F., & Chombo Prado, R. M. (Diciembre de 2018). *Diseño estructural de una vivienda con sistema albañilería confinada utilizando ladrillos ecológicos LTC en San Juan de Lurigancho - 2018*. Lima, San Juan de Lurigancho., Perú.
- Norma E.030. (2018). Norma E.30. Lima: Diario oficial el peruano.
- Norma E.060, C. (2009). Norma E.060 Concreto Armado. Lima: Instituto de construcción y gerencia.
- Norma técnica E.070. (2006). Norma técnica E.070. Lima: Diario oficial el peruano.
- Propuesta de Norma E.070. (2019). Propuesta de la norma E-070. Lima: Sencico.
- Rochel, R. (2018). Análisis y diseño sísmico de edificios. [en línea]. Medellín, Colombia: Fondo editorial Universidad EAFIT.
- MINAGRI, M. (12 de Enero de 2019). Ministerio de agricultura y riego. Obtenido de <https://www.minagri.gob.pe/portal/comercio-exterior/icom-exportar/importancia-de-la-calidad-en-las-agroexportaciones/695-normas-tecnicas-peruanas>

CAPITULO VI. ANEXOS

Tabla N° 38. Verificación de muros del segundo nivel ante sismo moderado. (Norma E.070)

													VE = 242.00 Tn
MURO	L (m)	t (cm)	Pg (Tn)	Ve (Tn)	Me (Tn)	α	Vm (Tn)	0.55 Vm	Ve<0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu (Tn)	Mu (Tn- m)	Vu<Vm
1 X	3.55	0.13	14.12	4.79	14.86	1.00	21.94	12.07	No Agrietado	3.00	14.37	44.57	No fisurado
2 X	4.25	0.13	18.84	5.80	17.91	1.00	26.71	14.69	No Agrietado	2.15	12.47	38.51	No fisurado
3 X	3.2	0.13	23.81	5.41	13.57	1.00	22.32	12.28	No Agrietado	3.00	16.24	40.71	No fisurado
4 X	2.75	0.13	24.15	3.75	9.11	1.00	20.03	11.02	No Agrietado	3.00	11.26	27.32	No fisurado
5 X	3.2	0.13	31.24	9.85	60.83		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	12.31	76.03	
6 X	4.6	0.13	24.85	6.99	28.04	1.00	29.93	16.46	No Agrietado	2.93	20.49	82.15	No fisurado
7 X	3.2	0.13	35.25	10.07	61.81		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	12.59	77.26	
1 Y	2.1	0.13	16.00	3.94	11.51	0.72	11.64	6.40	No Agrietado	2.00	7.87	23.02	No fisurado
2 Y	3.95	0.13	24.37	9.49	29.76	1.00	26.40	14.52	No Agrietado	2.03	19.27	60.42	No fisurado
3 Y	3.95	0.13	28.80	7.35	27.06	1.00	27.42	15.08	No Agrietado	2.32	17.04	62.78	No fisurado
4 Y	3.55	0.13	17.31	5.78	31.85	0.64	15.94	8.77	No Agrietado	2.05	11.85	65.30	No fisurado
5 Y	3.1	0.13	10.25	6.77	29.67	0.71	13.95	7.67	No Agrietado	2.00	13.54	59.33	No fisurado
6 Y	4.15	0.13	38.48	12.98	85.24		30.26	16.64	No Agrietado	1.25	16.23	106.54	
7 Y	8.55	0.13	47.65	17.43	105.29	1.00	55.97	30.78	No Agrietado	2.35	40.96	247.44	No fisurado
							$\sum Vm = 521.58$ Tn						
							2.16 VE						

Fuente: Elaboración propia

Descripción: Los muros del segundo nivel no se agrietan ante sismo moderado, y tiene una resistencia global de 2.16E, menor a 3VE lo que indica que se cuenta con una buena densidad de muros.

Tabla N° 39. Verificación de muros del tercer nivel ante sismo moderado (Norma E.070)

VE = 203.26 Tn													
MURO	L (m)	t (cm)	Pg (Tn)	Ve (Tn)	Me (Tn)	α	Vm (Tn)	0.55 Vm	Ve<0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu (Tn)	Mu (Tn-m)	Vu<Vm
1 X	3.55	0.13	10.21	3.55	6.99	1.00	21.04	11.57	No Agrietado	3.00	10.66	20.96	No fisurado
2 X	4.25	0.13	13.63	3.86	8.45	1.00	25.51	14.03	No Agrietado	2.15	8.30	18.17	No fisurado
3 X	3.2	0.13	17.42	4.07	8.19	1.00	20.85	11.47	No Agrietado	3.00	12.22	24.57	No fisurado
4 X	2.75	0.13	17.76	3.09	4.69	1.00	18.56	10.21	No Agrietado	3.00	9.26	14.07	No fisurado
5 X	3.2	0.13	22.56	6.03	42.66		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	7.54	53.33	
6 X	4.6	0.13	18.21	4.50	19.86	1.00	28.41	15.63	No Agrietado	2.93	13.19	58.18	No fisurado
7 X	3.2	0.13	25.23	6.85	46.72		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	8.56	58.39	
1 Y	2.1	0.13	11.74	3.66	6.80	1.00	13.76	7.57	No Agrietado	2.00	7.33	13.59	No fisurado
2 Y	3.95	0.13	17.91	8.88	25.26	1.00	24.92	13.71	No Agrietado	2.03	18.03	51.29	No fisurado
3 Y	3.95	0.13	21.11	5.48	21.96	0.99	25.44	13.99	No Agrietado	2.32	12.71	50.95	No fisurado
4 Y	3.55	0.13	12.58	4.24	16.82	0.89	19.53	10.74	No Agrietado	2.05	8.69	34.49	No fisurado
5 Y	3.1	0.13	7.43	6.23	16.70	1.00	18.03	9.92	No Agrietado	2.00	12.46	33.39	No fisurado
6 Y	4.15	0.13	28.34	11.87	69.45		30.26	16.64	No Agrietado	1.25	14.84	86.82	
7 Y	8.55	0.13	34.78	14.90	97.28	1.00	53.01	29.16	No Agrietado	2.35	35.01	228.62	No fisurado
							$\Sigma Vm = 515.60 Tn$						
							2.54 VE						

Fuente: Propia

Descripción: Los muros del tercer nivel no se agrietan ante sismo moderado, y tiene una resistencia global de 2.54E, menor a 3VE lo que indica que se cuenta con una buena densidad de muros.

Tabla N° 40: Verificación de muros del cuarto nivel ante sismo moderado (Norma E.070)

VE = 145.16 Tn

MURO	L (m)	t (cm)	Pg (Tn)	Ve (Tn)	Me (Tn)	α	Vm (Tn)	0.55 Vm	Ve<0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu (Tn)	Mu (Tn-m)	Vu<Vm
1 X	3.55	0.13	6.30	3.12	4.46	1.00	20.14	11.08	No Agrietado	3.00	9.36	13.39	No fisurado
2 X	4.25	0.13	8.42	3.19	5.41	1.00	24.31	13.37	No Agrietado	2.15	6.87	11.62	No fisurado
3 X	3.2	0.13	11.03	2.37	2.84	1.00	19.39	10.66	No Agrietado	3.00	7.10	8.53	No fisurado
4 X	2.75	0.13	11.38	2.48	2.17	1.00	17.10	9.41	No Agrietado	3.00	7.44	6.52	No fisurado
5 X	3.2	0.13	13.89	5.05	28.95		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	6.31	36.19	
6 X	4.6	0.13	11.58	1.82	8.15	1.00	26.88	14.78	No Agrietado	2.93	5.33	23.89	No fisurado
7 X	3.2	0.13	15.20	6.59	35.38		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	8.23	44.23	
1 Y	2.1	0.13	7.47	3.15	3.37	1.00	12.77	7.02	No Agrietado	2.00	6.29	6.75	No fisurado
2 Y	3.95	0.13	11.44	6.71	11.39	1.00	23.43	12.89	No Agrietado	2.03	13.61	23.12	No fisurado
3 Y	3.95	0.13	13.42	3.04	7.72	1.00	23.88	13.13	No Agrietado	2.32	7.05	17.92	No fisurado
4 Y	3.55	0.13	7.86	2.35	5.80	1.00	20.50	11.28	No Agrietado	2.05	4.82	11.90	No fisurado
5 Y	3.1	0.13	4.60	4.74	6.97	1.00	17.38	9.56	No Agrietado	2.00	9.48	13.94	No fisurado
6 Y	4.15	0.13	18.20	9.41	24.29		30.26	16.64	No Agrietado	1.25	11.76	30.37	
7 Y	8.55	0.13	21.91	8.52	56.65	1.00	50.05	27.53	No Agrietado	2.35	20.02	133.13	No fisurado

$\Sigma Vm = 494.28$ Tn
3.41 VE

Fuente: Propia

Descripción: se aprecia que ΣVm es mayor que $3VE_i$, lo que indica que los muros del cuarto nivel, se comportan elásticamente.

Tabla N° 41: Diseño de muros agrietados del primer nivel dirección X. (Norma E.070)

MURO	1 X		2 X		3 X		4 X		6 X	
COLUMNA	C1		C2		C3		C4		C5	
UBICACIÓN	Extrema		Extrema		Extrema		Extrema		Extrema	
Pg	18.02		24.06		30.20		30.53		31.49	
Vm	18.35		20.97		18.40		17.45		21.53	
Mu	76.03		128.98		85.06		49.44		167.50	
L	3.55		4.25		3.20		2.75		4.60	
Lm	3.55		4.25		3.20		2.75		4.60	
Nc	2		2		2		2		2	
M	52.18		101.72		61.14		26.76		139.51	
F	14.70		23.93		19.11		9.73		30.33	
Pc	9.01		12.03		15.10		15.27		15.74	
T	5.69		11.91		4.01		5.54		14.58	
C	23.71		35.96		34.21		25.00		46.07	
Vc	9.18		10.49		9.20		8.73		10.77	
μ	1		1		1		1		1	
Asf	2.57		2.94		2.58		2.44		3.02	
Ast	1.59		3.33		1.12		1.55		4.09	
As	4.16		6.27		3.70		3.99		7.10	
As final	4 φ1/2"		2 φ5/8" + 2φ1/2"		2 φ1/2" + 2 φ 3/8"		2 φ1/2" + 2 φ 3/8"		4 φ5/8"	
δ	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	1	0.8	
An	89.34	110.41	168.34	208.80	220.13	274.16	163.57	226.78	281.49	
Acf	308.40		352.44		309.24		293.28		361.85	
t x D	13		13		13		13		13	
	25		30		25		25		30	
Ac	325		390		325		325		390	
An	189		234		189		189		234	
As min	1.35		1.63		1.35		1.35		1.63	
[]	φ1/4"		φ1/4"		φ1/4"		φ1/4"		φ1/4"	
S1	7.91		8.53		7.91		7.91		8.53	
S2	14.22		14.22		14.22		14.22		14.22	
S3	6.25		7.50		6.25		6.25		7.50	
S4	10.00		10.00		10.00		10.00		10.00	
Zona C	45.00		45.00		45.00		45.00		45.00	
S [] φ 1/4"	9 @ 5 cm		1 @ 5 cm 6 @ 7.5 cm		9 @ 5 cm		9 @ 5cm		1 @ 5 cm 6 @ 7.5 cm	
SOLERAS	1 X		2 X		3 X		4 X		6 X	
Ts	9.18		10.49		9.20		8.73		10.77	
As	2.43		2.77		2.43		2.31		2.85	
Usar	4 φ3/8"		4 φ3/8"		4 φ3/8"		4 φ3/8"		4 φ3/8"	
	2.88		2.88		2.88		2.88		2.88	

Fuente: Elaboración propia

Descripción: Se aprecia que los muros 2X y 6X requieren mayor cantidad de acero porque tienen mayor área bruta.

Tabla N° 42: Diseño de muros agrietados del primer nivel dirección Y. (Norma E.070)

MURO	1Y		2Y		3Y		4Y		5Y		7Y		
COLUMNA	C7		C8		C9		C10		C11		C12	C13	
UBICACIÓN	Extrema		Extrema		Extrema		Extrema		Extrema		Extrema	Interior	
Pg	20.27		30.84		36.49		22.03		13.08		60.52		
Vm	9.75		20.40		19.21		14.22		13.62		58.93		
Mu	49.00		125.05		145.15		102.21		70.24		407.47		
L	2.10		3.95		3.95		3.55		3.10		8.55		
Lm	2.10		3.95		3.95		3.55		3.10		1.71		
Nc	2		2		2		2		2		5		
M	36.33		98.53		120.18		83.73		52.53		330.87		
F	17.30		24.94		30.42		23.59		16.94		38.70		
Pc	10.13		15.42		18.25		11.01		6.54		12.10		
T	7.16		9.52		12.18		12.57		10.40		26.59	5.82	
C	27.43		40.36		48.67		34.60		23.49		50.80	3.14	
Vc	4.88		10.20		9.61		7.11		6.81		2.95	1.96	
μ	1		1		1		1		1		1	1	
Asf	1.37		2.86		2.69		1.99		1.91		0.83	0.55	
Ast	2.01		2.67		3.41		3.52		2.91		7.45	1.63	
As	3.37		5.52		6.10		5.51		4.82		8.27	2.18	
As final	2 φ1/2" + 2 φ 3/8"		2 φ5/8" + 2φ1/2"		2 φ5/8" + 2φ1/2"		2 φ5/8" + 2φ1/2"		4 φ1/2"		5 φ1/2" + 1 φ5/8"		4 φ3/8"
δ	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1		
An	155.05	192.81	210.62	261.65	290.40	361.38	155.25	192.44	87.20	107.72	261.02		
Acf	195.00		342.86		322.86		238.99		228.91		195.00		
t x D	13		13		13		13		13		13		
	20		30		30		25		20		25		
Ac	260		390		390		325		260		325		
An	144		234		234		189		144		189		
As min	1.08		1.63		1.63		1.35		1.08		1.35		
[]	φ1/4"		φ1/4"		φ1/4"		φ1/4"		φ1/4"		φ1/4"		
S1	7.06		8.53		8.53		7.91		7.06		7.91		
S2	14.22		14.22		14.22		14.22		14.22		14.22		
S3	5.00		7.50		7.50		6.25		5.00		6.25		
S4	10.00		11.00		12.00		13.00		14.00		15.00		
Zona C	45.00		45.00		45.00		45.00		45.00		45.00		
S [] φ 1/4"	9 @ 5 cm	1 @ 5 cm 6 @ 8 cm	1 @ 5 cm 6 @ 8 cm	1 @ 5 cm 6 @ 8 cm	9 @ 5 cm	9 @ 5 cm	9 @ 5 cm	9 @ 5 cm	9 @ 5 cm	9 @ 5 cm	9 @ 5 cm	9 @ 5 cm	
SOLERAS	1Y		2Y		3Y		4Y		5Y		7Y		
Ts	4.88		10.20		9.61		7.11		6.81		5.89		
As	1.29		2.70		2.54		1.88		1.80		1.56		
Usar	4 φ 8mm		4 φ3/8"		4 φ3/8"		4 φ 8mm		4 φ3/8"		4 φ 8mm		
	2.01		2.88		2.88		2.01		2.88		2.01		

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 43: Diseño de muros no agrietados segundo nivel dirección X. (Norma E.070)

MURO	1X		2X		3X		4X		6X	
COLUMNA	C1		C2		C3		C4		C5	
UBICACIÓN	Extrema		Extrema		Extrema		Extrema		Extrema	
Pg	14.12		18.84		23.81		24.15		24.85	
Vu	14.37		12.47		16.24		11.26		20.49	
Mu	44.57		38.51		40.71		27.32		82.15	
L	3.55		4.25		3.20		2.75		4.60	
Lm	3.55		4.25		3.20		2.75		4.60	
Nc	2		2		2		2		2	
F	12.56		9.06		12.72		9.93		17.86	
Pc	7.06		9.42		11.91		12.07		12.43	
T	5.50		0.36		0.82		2.14		5.43	
C	20		18		25		22		30	
As	1.45		0.10		0.22		0.57		1.44	
As final	4 φ 8mm		4 φ 8mm		4 φ 8mm		4 φ 8mm		2 φ 1/2" + 2 φ 3/8"	
δ	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	1	0.8	
An	133.60	166.50	122.74	152.92	181.76	226.69	156.58	182.45	227.07	
t x D	13	13	13	13	13	13	13	13	13	
	20	25	20	25	25	30	25	25	30	
Ac	260	325	260	325	325	390	325	325	390	
An	144	189	144	189	189	234	189	189	234	
As min	1.08	1.35	1.08	1.35	1.35	1.63	1.35	1.35	1.63	
SOLERAS	1X		2X		3X		4X		6X	
Ts	2.75		0.18		0.41		1.07		2.72	
As	0.73		0.05		0.11		0.28		0.72	
Usar	4 φ 1/2"		4 φ 3/8"		4 φ 8mm		4 φ 8mm		4 φ 8mm	
	5.08		2.88		2.01		2.01		2.01	

Fuente: Elaboración propia

Descripción: Se aprecia que los muros 2X y 6X requieren mayor cantidad de acero porque tienen mayor área bruta.

Tabla N° 44: Diseño de muros no agrietados segundo nivel dirección Y. (Norma E.070)

MURO	1Y	2Y		3Y		4Y		5Y		7Y		
COLUMNA	C7	C8		C9		C10		C11		C12	C13	
UBICACIÓN	Extrema	Extrema		Extrema		Extrema		Extrema		Extrema	Interior	
Pg	16.00	24.37		28.80		17.31		10.25		47.65		
Vu	7.87	19.27		17.04		11.85		13.54		40.96		
Mu	23.02	60.42		62.78		65.30		59.33		247.44		
L	2.10	3.95		3.95		3.55		3.10		8.55		
Lm	2.10	3.95		3.95		3.55		3.10		1.71		
Nc	2	2		2		2		2		5		
F	10.96	15.30		15.89		18.39		19.14		28.94		
Pc	8.00	12.19		14.40		8.65		5.13		9.53		
T	2.96	3.11		1.49		9.74		14.01		19.41		
C	19	27		30		27		24		38		
As	0.78	0.82		0.40		2.58		3.71		5.14		
As final	4 φ 8mm	4 φ3/8"		4 φ3/8"		4 φ3/8"		2 φ1/2" + 2 φ 3/8"		2 φ5/8" + 2φ1/2"		
δ	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	0.8
An	127.33	158.66	185.50	231.16	212.51	264.91	181.31	225.92	124.65	154.82	192.43	238.91
t x D	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
	20	25	25	30	25	30	20	25	20	20	25	30
Ac	260	325	325	390	325	390	260	325	260	260	325	390
An	144	189	189	234	189	234	144	189	144	144	189	234
As min	1.08	1.35	1.35	1.63	1.35	1.63	1.08	1.35	1.08	1.08	1.35	1.63
SOLERAS	1Y	2Y		3Y		4Y		5Y		7Y		
Ts	1.48	1.55		0.75		4.87		7.01		1.94		
As	0.39	0.41		0.20		1.29		1.85		0.51		
Usar	4 φ 8mm	4 φ3/8"		4 φ3/8"		4 φ3/8"		4 φ3/8"		4 φ3/8"		
	2.01	2.88		2.88		2.88		2.88		2.88		

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 45: Verificación de muros del segundo nivel ante sismo moderado (Propuesta de Norma

E.070)

VE = 242.00 Tn

MURO	L (m)	t (cm)	Pg (Tn)	Ve (Tn)	Me (Tn)	α	Vm (Tn)	0.55 Vm	Ve<0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu (Tn)	Mu (Tn-m)	Vu<Vm
1 X	3.55	0.13	14.12	4.79	14.86	1.00	21.94	12.07	No Agrietado	3.00	14.37	44.57	No fisurado
2 X	4.25	0.13	18.84	5.80	17.91	1.00	26.71	14.69	No Agrietado	2.87	16.64	51.40	No fisurado
3 X	3.2	0.13	23.81	5.41	13.57	1.00	22.32	12.28	No Agrietado	3.00	16.24	40.71	No fisurado
4 X	2.75	0.13	24.15	3.75	9.11	1.00	20.03	11.02	No Agrietado	3.00	11.26	27.32	No fisurado
5 X	3.2	0.13	31.24	9.85	60.83		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	12.31	76.03	
6 X	4.6	0.13	24.85	6.99	28.04	1.00	29.93	16.46	No Agrietado	3.00	20.98	84.11	No fisurado
7 X	3.2	0.13	35.25	10.07	61.81		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	12.59	77.26	
1 Y	2.1	0.13	16.00	3.94	11.51	1.00	14.74	8.11	No Agrietado	2.95	11.61	33.95	No fisurado
2 Y	3.95	0.13	24.37	9.49	29.76	1.00	26.40	14.52	No Agrietado	2.78	26.40	82.74	No fisurado
3 Y	3.95	0.13	28.80	7.35	27.06	1.00	27.42	15.08	No Agrietado	3.00	22.04	81.18	No fisurado
4 Y	3.55	0.13	17.31	5.78	31.85	1.00	22.67	12.47	No Agrietado	3.00	17.34	95.56	No fisurado
5 Y	3.1	0.13	10.25	6.77	29.67	1.00	18.68	10.27	No Agrietado	2.63	17.80	78.02	No fisurado
6 Y	4.15	0.13	38.48	12.98	85.24		30.26	16.64	No Agrietado	1.25	16.23	106.54	
7 Y	8.55	0.13	47.65	17.43	105.29	1.00	55.97	30.78	No Agrietado	2.35	40.96	247.44	No fisurado

$\sum Vm = 545.97$ Tn

2.26 VE

Fuente: Elaboración propia.

Descripción: La resistencia global del edificio es correcta puesto que 2.26 VE es inferior a 3 VE, Los muros 1Y Y 7Y, Vu es 2% que Vm; sin embargo, son inferiores al 5% por lo que se asume que no se fisuran.

Tabla N° 46. Verificación de muros del tercer nivel ante sismo moderado (Propuesta de Norma E.070)

VE = 203.26 Tn

MURO	L (m)	t (cm)	Pg (Tn)	Ve (Tn)	Me (Tn)	α	Vm (Tn)	0.55 Vm	Ve<0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu (Tn)	Mu (Tn-m)	Vu<Vm
1 X	3.55	0.13	10.21	3.55	6.99	1.00	21.04	11.57	No Agrietado	3.00	10.66	20.96	No fisurado
2 X	4.25	0.13	13.63	3.86	8.45	1.00	25.51	14.03	No Agrietado	2.87	11.08	24.26	No fisurado
3 X	3.2	0.13	17.42	4.07	8.19	1.00	20.85	11.47	No Agrietado	3.00	12.22	24.57	No fisurado
4 X	2.75	0.13	17.76	3.09	4.69	1.00	18.56	10.21	No Agrietado	3.00	9.26	14.07	No fisurado
5 X	3.2	0.13	22.56	6.03	42.66		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	7.54	53.33	
6 X	4.6	0.13	18.21	4.50	19.86	1.00	28.41	15.63	No Agrietado	3.00	13.50	59.57	No fisurado
7 X	3.2	0.13	25.23	6.85	46.72		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	8.56	58.39	
1 Y	2.1	0.13	11.74	3.66	6.80	1.00	13.76	7.57	No Agrietado	2.95	10.81	20.05	No fisurado
2 Y	3.95	0.13	17.91	8.88	25.26	1.00	24.92	13.71	No Agrietado	2.78	24.69	70.23	No fisurado
3 Y	3.95	0.13	21.11	5.48	21.96	1.00	25.65	14.11	No Agrietado	3.00	16.43	65.89	No fisurado
4 Y	3.55	0.13	12.58	4.24	16.82	1.00	21.59	11.87	No Agrietado	3.00	12.72	50.47	No fisurado
5 Y	3.1	0.13	7.43	6.23	16.70	1.00	18.03	9.92	No Agrietado	2.63	16.39	43.91	No fisurado
6 Y	4.15	0.13	28.34	11.87	69.45		30.26	16.64	No Agrietado	1.25	14.84	86.82	
7 Y	8.55	0.13	34.78	14.90	97.28	1.00	53.01	29.16	No Agrietado	2.35	35.01	228.62	No fisurado

$\sum Vm = 520.14$ Tn

2.56 VE

Fuente: Elaboración propia.

Descripción: La resistencia global del edificio es de 2.56 VE menor a 3 VE, por lo que se cuenta con una adecuada distribución de muros.

Tabla N° 47: Verificación de muros del cuarto nivel ante sismo moderado (Propuesta de Norma E.070)

MURO	L (m)	t (cm)	Pg (Tn)	Ve (Tn)	Me (Tn)	α	Vm (Tn)	0.55 Vm	Ve<0.55Vm	Vm1/Ve1	Vu (Tn)	Mu (Tn-m)	Vu<Vm
1X	3.55	0.13	6.30	3.12	4.46	1.00	20.14	11.08	No Agrietado	3.00	9.36	13.39	No fisurado
2X	4.25	0.13	8.42	3.19	5.41	1.00	24.31	13.37	No Agrietado	2.87	9.17	15.51	No fisurado
3X	3.2	0.13	11.03	2.37	2.84	1.00	19.39	10.66	No Agrietado	3.00	7.10	8.53	No fisurado
4X	2.75	0.13	11.38	2.48	2.17	1.00	17.10	9.41	No Agrietado	3.00	7.44	6.52	No fisurado
5X	3.2	0.13	13.89	5.05	28.95		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	6.31	36.19	
6X	4.6	0.13	11.58	1.82	8.15	1.00	26.88	14.78	No Agrietado	3.00	5.45	24.46	No fisurado
7X	3.2	0.13	15.20	6.59	35.38		23.33	12.83	No Agrietado	1.25	8.23	44.23	
1Y	2.1	0.13	7.47	3.15	3.37	1.00	12.77	7.02	No Agrietado	2.95	9.28	9.95	No fisurado
2Y	3.95	0.13	11.44	6.71	11.39	1.00	23.43	12.89	No Agrietado	2.78	18.64	31.66	No fisurado
3Y	3.95	0.13	13.42	3.04	7.72	1.00	23.88	13.13	No Agrietado	3.00	9.11	23.17	No fisurado
4Y	3.55	0.13	7.86	2.35	5.80	1.00	20.50	11.28	No Agrietado	3.00	7.05	17.41	No fisurado
5Y	3.1	0.13	4.60	4.74	6.97	1.00	17.38	9.56	No Agrietado	2.63	12.46	18.34	No fisurado
6Y	4.15	0.13	18.20	9.41	24.29		30.26	16.64	No Agrietado	1.25	11.76	30.37	
7Y	8.55	0.13	21.91	8.52	56.65	1.00	50.05	27.53	No Agrietado	2.35	20.02	133.13	No fisurado

**VE = 145.16
Tn**

$\Sigma Vm = 494.28$ Tn

3.41 VE

Fuente: Propia

Descripción: se aprecia que ΣVm es mayor que $3VE_i$, lo que indica que los muros del cuarto nivel, se comportan elásticamente.

Tabla N° 48: Diseño de muros agrietados del primer nivel en la dirección X. (Propuesta de Norma

E.70)

MURO	1 X		2 X		3 X		4 X		6 X	
COLUMNA	C1		C2		C3		C4		C5	
UBICACIÓN	Extrema		Extrema		Extrema		Extrema		Extrema	
Pg	18.02		24.06		30.20		30.53		31.49	
Vm	22.84		27.91		23.79		21.50		31.46	
Mu	76.03		172.17		85.06		49.44		171.50	
L	3.55		4.25		3.20		2.75		4.60	
Lm	3.55		4.25		3.20		2.75		4.60	
Nc	2		2		2		2		2	
M	46.34		135.89		54.14		21.49		130.60	
F	13.05		31.97		16.92		7.82		28.39	
Pc	9.01		12.03		15.10		15.27		15.74	
T	4.04		19.95		1.82		7.45		12.65	
C	22.06		44.00		32.02		23.08		44.14	
Vc	11.42		13.96		11.90		10.75		15.73	
μ	1		1		1		1		1	
Asf	3.20		3.91		3.33		3.01		4.41	
Ast	1.13		5.59		0.51		2.09		3.54	
As	4.33		9.50		3.84		5.10		7.95	
As final	6 φ 3/8"		4 φ 5/8"+2φ 1/2"		2 φ 1/2"+ 2 φ 3/8"		4 φ 1/2"		4 φ 5/8"	
	4.32		10.46		3.98		5.08		7.92	
δ	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	1	0.8	
An	94.25	116.73	137.71	169.52	199.10	247.88	102.87	208.18	258.25	
Acf	383.87		469.08		399.83		361.34		528.74	
t x D	13		13		13		13		13	
	30		35		35		30		40	
Ac	390		455		455		390		520	
An	234		279		279		234		324	
As min	1.63		1.90		1.90		1.63		2.17	
[]	φ 1/4"		φ 1/4"		φ 1/4"		φ 1/4"		φ 1/4"	
S1	8.53		9.02		9.02		8.53		9.40	
S2	14.22		14.22		14.22		14.22		14.22	
S3	7.50		8.75		8.75		7.50		10.00	
S4	10.00		10.00		10.00		10.00		10.00	
Zona C	45.00		52.50		52.50		45.00		60.00	
S [] φ 1/4"	1 @ 5 cm		1 @ 5 cm		1 @ 5 cm		1 @ 5 cm		1 @ 5 cm	
	6 @ 7.5 cm		7 @ 7.5 cm		7 @ 7.5 cm		6 @ 7.5 cm		8 @ 7.5 cm	
SOLERAS	1 X		2 X		3 X		4 X		6 X	
Ts	11.42		13.96		11.90		10.75		15.73	
As	3.02		3.69		3.15		2.84		4.16	
Usar	4 φ 3/8"		4 φ 3/8"		4 φ 3/8"		4 φ 3/8"		4 φ 3/8"	
	2.88		2.88		2.88		2.88		2.88	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla N° 49: Diseño de muros agrietados del primer nivel en la dirección Y. (Propuesta de Norma

MURO	1Y		2Y		3Y		4Y		5Y		7Y	
COLUMNA	C7		C8		C9		C10		C11		C12	C13
UBICACIÓN	Extrema		Extrema		Extrema		Extrema		Extrema		Extrema	Interior
Pg	20.27		30.84		36.49		22.03		13.08		60.52	
Vm	15.72		27.89		29.19		23.76		19.33		58.93	
Mu	73.94		171.24		187.69		149.58		92.36		407.47	
L	2.10		3.95		3.95		3.55		3.10		8.55	
Lm	2.10		3.95		3.95		3.55		3.10		1.71	
Nc	2		2		2		2		2		5	
M	53.51		134.99		149.74		118.69		67.23		330.87	
F	25.48		34.17		37.91		33.43		21.69		38.70	
Pc	10.13		15.42		18.25		11.01		6.54		12.10	
T	15.35		18.75		19.66		22.42		15.15		26.59	5.82
C	35.61		49.59		56.16		44.45		28.23		50.80	3.14
Vc	7.86		13.95		14.60		11.88		9.67		2.95	1.96
μ	1		1		1		1		1		1	1
Asf	2.20		3.91		4.09		3.33		2.71		0.83	0.55
Ast	4.30		5.25		5.51		6.28		4.24		7.45	1.63
As	6.50		9.16		9.60		9.61		6.95		8.27	2.18
As final	5 φ1/2" + 1 φ5/8"		3 φ5/8" + 3 φ1/2"		3 φ5/8" + 3 φ1/2"		3 φ5/8" + 3 φ1/2"		4 φ5/8"		5 φ1/2" + 1 φ5/8"	4 φ3/8"
δ	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	Los valores de T y C y Vc son pequeño
An	115.16	141.87	210.75	261.01	273.78	339.79	161.33	199.23	55.39	67.26	261.02	
Acf	264.20		468.74		490.59		399.33		324.87		195.00	
t x D	13		13		13		13		13		13	
	30		35		40		30		25		25	
Ac	390		455		520		390		325		325	
An	234		279		324		234		189		189	
As min	1.63		1.90		2.17		1.63		1.35		1.35	
[]	φ1/4"		φ1/4"		φ1/4"		φ1/4"		φ1/4"		φ1/4"	
S1	8.53		9.02		9.40		8.53		7.91		7.91	
S2	14.22		14.22		14.22		14.22		14.22		14.22	
S3	7.50		8.75		10.00		7.50		6.25		6.25	
S4	10.00		11.00		12.00		13.00		14.00		15.00	
Zona C	45.00		52.50		60.00		45.00		45.00		45.00	
S [] φ 1/4"	1 @ 5 cm		9 @ 5 cm		9 @ 5 cm							
	6 @ 7.5 cm		7 @ 7.5 cm		8 @ 7.5 cm		6 @ 7.5 cm					
SOLERAS	1Y		2Y		3Y		4Y		5Y		7Y	
Ts	7.86		13.95		14.60		11.88		9.67		5.89	
As	2.08		3.69		3.86		3.14		2.56		1.56	
Usar	4 φ 8mm		4 φ3/8"		4 φ3/8"		4 φ 8mm		4 φ3/8"		4 φ 8mm	
	2.01		2.88		2.88		2.01		2.88		2.01	

E.70)

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 50: Diseño de muros no agrietados segundo nivel dirección X. (Propuesta de Norma E.70)

MURO	1X		2X		3X		4X		6X	
COLUMNA	C1		C2		C3		C4		C5	
UBICACIÓN	Extrema		Extrema		Extrema		Extrema		Extrema	
Pg	14.12		18.84		23.81		24.15		24.85	
Vu	14.37		16.64		16.24		11.26		20.98	
Mu	44.57		51.40		40.71		27.32		84.11	
L	3.55		4.25		3.20		2.75		4.60	
Lm	3.55		4.25		3.20		2.75		4.60	
Nc	2		2		2		2		2	
F	12.56		12.09		12.72		9.93		18.28	
Pc	7.06		9.42		11.91		12.07		12.43	
T	5.50		2.67		0.82		2.14		5.86	
C	20		22		25		22		31	
As	1.45		0.71		0.22		0.57		1.55	
As final	4 ϕ 8mm		4 ϕ 8mm		4 ϕ 8mm		4 ϕ 8mm		2 ϕ 1/2" + 2 ϕ 3/8"	
	2.01		2.01		2.01		2.01		3.98	
δ	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	1	0.8	
An	133.60	166.50	151.87	189.34	181.76	226.69	156.58	186.55	232.19	
t x D	13	13	13	13	13	13	13	13	13	
	20	25	25	25	25	30	25	35	40	
Ac	260	325	325	325	325	390	325	455	520	
An	144	189	189	189	189	234	189	279	324	
As min	1.08	1.35	1.35	1.35	1.35	1.63	1.35	1.90	2.17	
SOLERAS	1X		2X		3X		4X		6X	
Ts	2.75		1.34		0.41		1.07		2.93	
As	0.73		0.35		0.11		0.28		0.77	
Usar	4 ϕ 1/2"		4 ϕ 3/8"		4 ϕ 8mm		4 ϕ 8mm		4 ϕ 8mm	
	5.08		2.88		2.01		2.01		2.01	

Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 51: Diseño de muros no agrietados segundo nivel dirección Y. (Propuesta de Norma E.70)

MURO	1Y		2Y		3Y		4Y		5Y		7Y	
COLUMNA	C7		C8		C9		C10		C11		C12	C13
UBICACIÓN	Extrema		Extrema		Extrema		Extrema		Extrema		Extrema	Interior
Pg	16.00		24.37		28.80		17.31		10.25		47.65	
Vu	11.61		26.40		22.04		17.34		17.80		40.96	
Mu	33.95		82.74		81.18		95.56		78.02		247.44	
L	2.10		3.95		3.95		3.55		3.10		8.55	
Lm	2.10		3.95		3.95		3.55		3.10		1.71	
Nc	2		2		2		2		2		5	
F	16.17		20.95		20.55		26.92		25.17		28.94	
Pc	8.00		12.19		14.40		8.65		5.13		9.53	
T	8.16		8.76		6.15		18.26		20.04		19.41	
C	24		33		35		36		30		38	
As	2.16		2.32		1.63		4.83		5.30		5.14	
As final	4 φ3/8"		2 φ1/2" + 2 φ 3/8"		4 φ3/8"		4 φ1/2"		2 φ1/2" + 2 φ 3/8"		2 φ5/8" + 2φ1/2"	
	2.88		3.98		2.88		5.08		3.98		6.50	
δ	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	0.8	1	0.8
An	153.65	191.34	209.81	261.27	257.24	320.84	203.26	252.80	182.55	227.19	192.43	238.91
t x D	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13	13
	25	25	30	35	35	40	30	35	25	30	25	30
Ac	325	325	390	455	455	520	390	455	325	390	325	390
An	189	189	234	279	279	324	234	279	189	234	189	234
As min	1.35	1.35	1.63	1.90	1.90	2.17	1.63	1.90	1.35	1.63	1.35	1.63
SOLERAS	1Y		2Y		3Y		4Y		5Y		7Y	
Ts	4.08		4.38		3.08		9.13		10.02		1.94	
As	1.08		1.16		0.81		2.42		2.65		0.51	
Usar	4 φ 8mm		4 φ3/8"		4 φ3/8"		4 φ3/8"		4 φ3/8"		4 φ3/8"	
	2.01		2.88		2.88		2.88		2.88		2.88	

Fuente: Elaboración propia

COMPARACIÓN NORMATIVA VIGENTE - PROPUESTA DE NORMA E.070

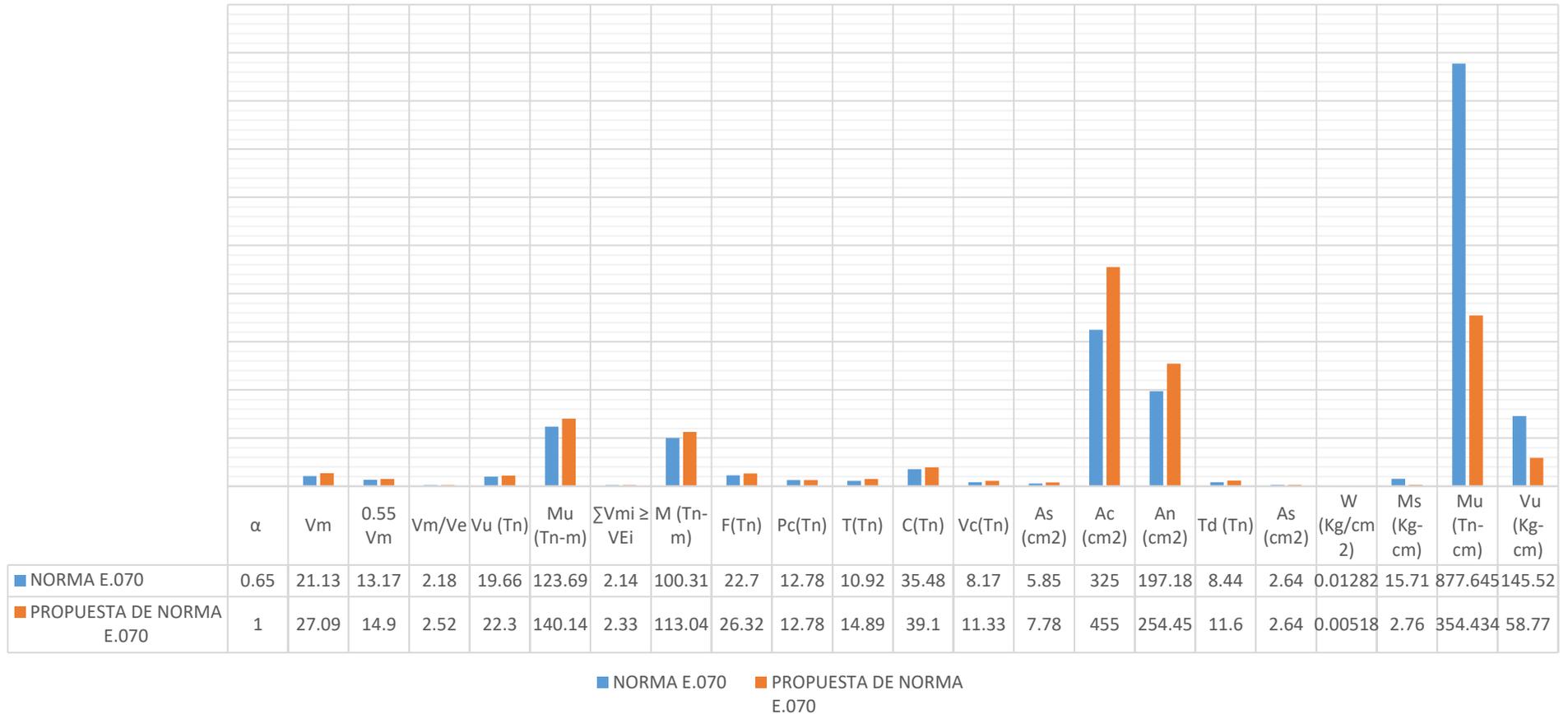


Gráfico N° 1: Comparación de la Norma E.070 entre la Propuesta de Norma E.070.

Descripción: Con relación al diseño de muros para sismo, el diseño de elementos de confinamiento, la propuesta de norma E.070 es más conservadora.

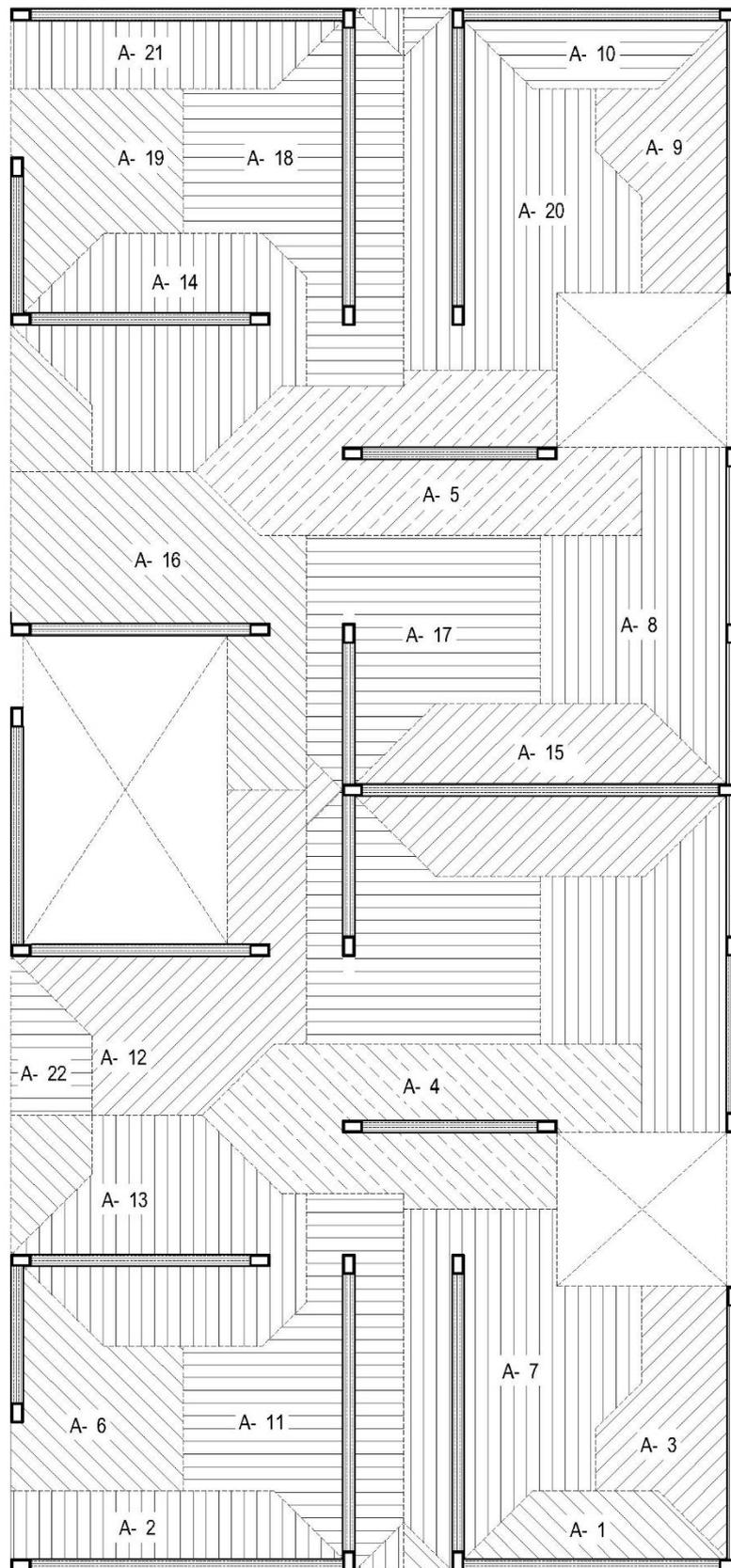
Tabla N° 52: Diseño de cimentación corrida.

Muro	L (m)	PD (Kg)	PL (Kg)	PT/L (Kg/m)	PT/L (Lb/ft)	B (m)
1 X	3.550	13,077.26	4,946.18	5,077.03	3,411.60	0.55
2 X	4.250	16,696.59	7,359.86	5,660.34	3,803.57	0.60
3 X	3.200	14,065.47	16,133.70	9,437.24	6,341.53	1.00
4 X	2.750	11,416.70	19,114.31	11,102.19	7,460.32	1.15
5 X	3.200	22,553.95	17,353.45	12,471.06	8,380.17	1.30
6 X	4.600	15,047.52	16,441.88	6,845.52	4,599.98	0.70
7 X	3.200	27,925.55	17,353.45	14,149.69	9,508.15	1.45
8 X	2.750	11,416.70	19,114.31	11,102.19	7,460.32	1.15
9 X	3.200	14,065.47	16,133.70	9,437.24	6,341.53	1.00
10 X	4.250	16,696.59	7,359.86	5,660.34	3,803.57	0.60
11 X	3.550	13,077.26	4,946.18	5,077.03	3,411.60	0.55
1 Y	2.100	8,199.01	12,067.51	9,650.72	6,484.99	1.00
2 Y	3.950	13,709.64	17,131.61	7,807.91	5,246.67	0.80
3 Y	3.950	16,278.01	20,216.35	9,239.08	6,208.37	0.95
4 Y	3.550	13,887.68	8,139.50	6,204.84	4,169.46	0.65
5 Y	3.100	10,351.32	2,729.85	4,219.73	2,835.53	0.45
6 Y	4.150	18,476.64	30,152.56	11,717.88	7,874.05	1.20
7 Y	8.550	31,692.17	28,825.32	7,078.07	4,756.24	0.75
8 Y	2.100	8,199.01	12,067.51	9,650.72	6,484.99	1.00
9 Y	3.950	13,709.64	17,131.61	7,807.91	5,246.67	0.80
10 Y	3.950	16,278.01	20,216.35	9,239.08	6,208.37	0.95
11 Y	3.550	13,887.68	8,139.50	6,204.84	4,169.46	0.65

Capacidad de Soporte neta del Suelo, qs : 0.98 Kg/cm²

Fuente: Elaboración propia.

Descripción: Se evidencia el dimensionamiento del ancho de los cimientos corridos, los muros 4X y 8X tienen un ancho mayor porque cuentan con mayor carga vertical. Los muros 5X, 7X y 6Y, que no son muros de concreto armado por lo que la cimentación, es más ancha y serán de concreto armado. (Ver anexo N°2, 4)



*Figura N° 27: Área tributarias, aligerado paralelo al lado mayor del eficio.
 Fuente: Elaboración propia*

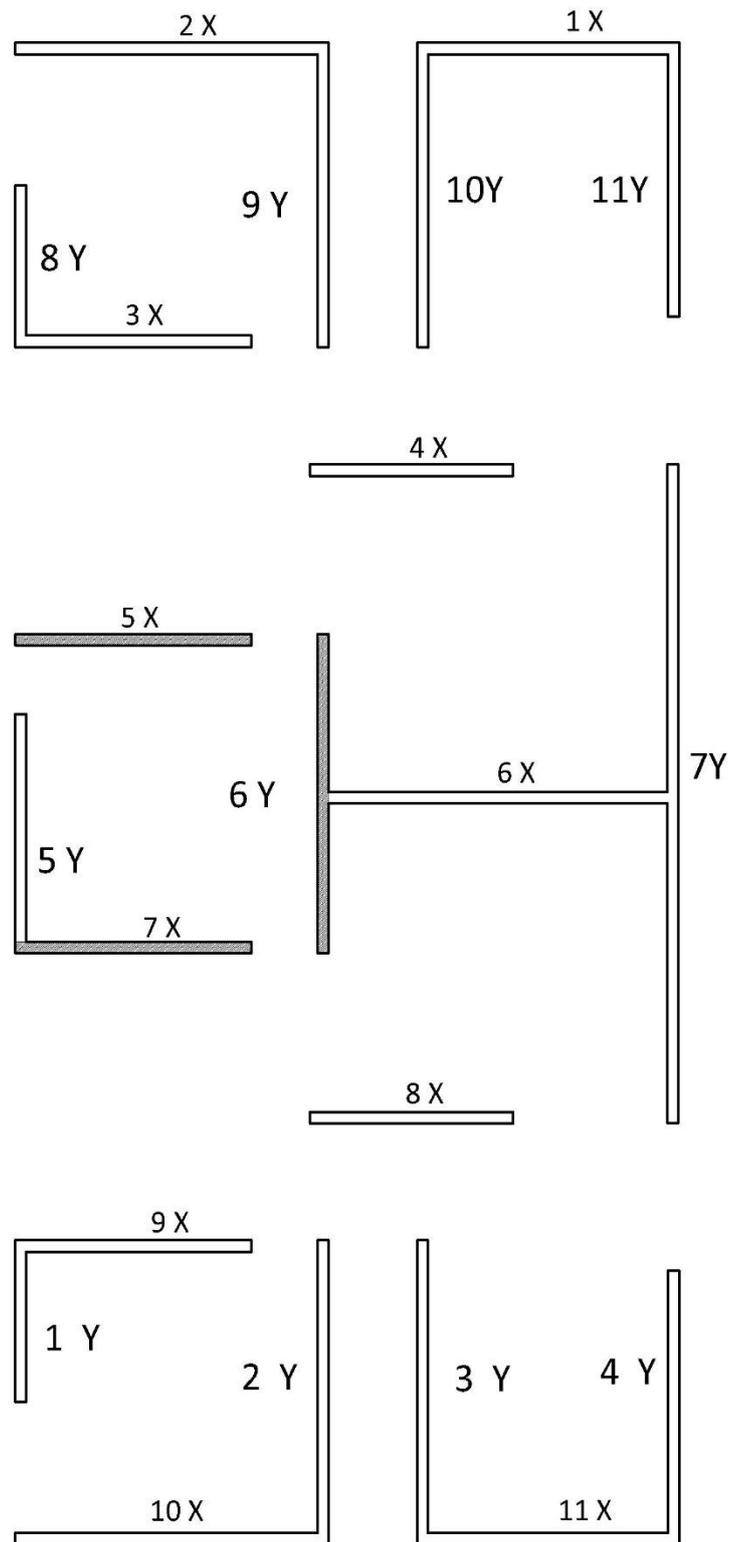


Figura N° 28: Distribución de muros del edificio.

Fuente: Se aprecia la distribución de muros, los muros con relleno 5X, 7X y 6Y son muros de concreto armado, en las (figuras 28 y 29) se transformarán las secciones de concreto en albañilería

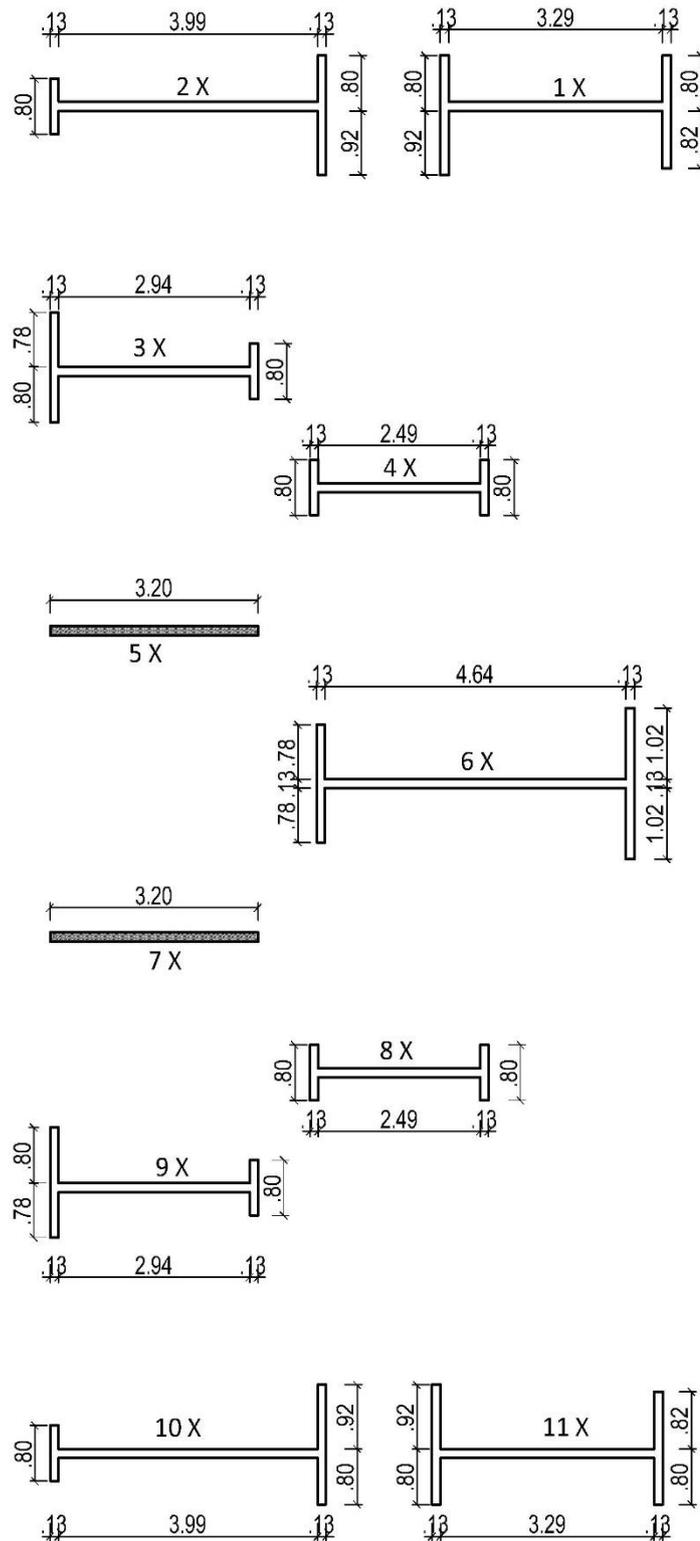
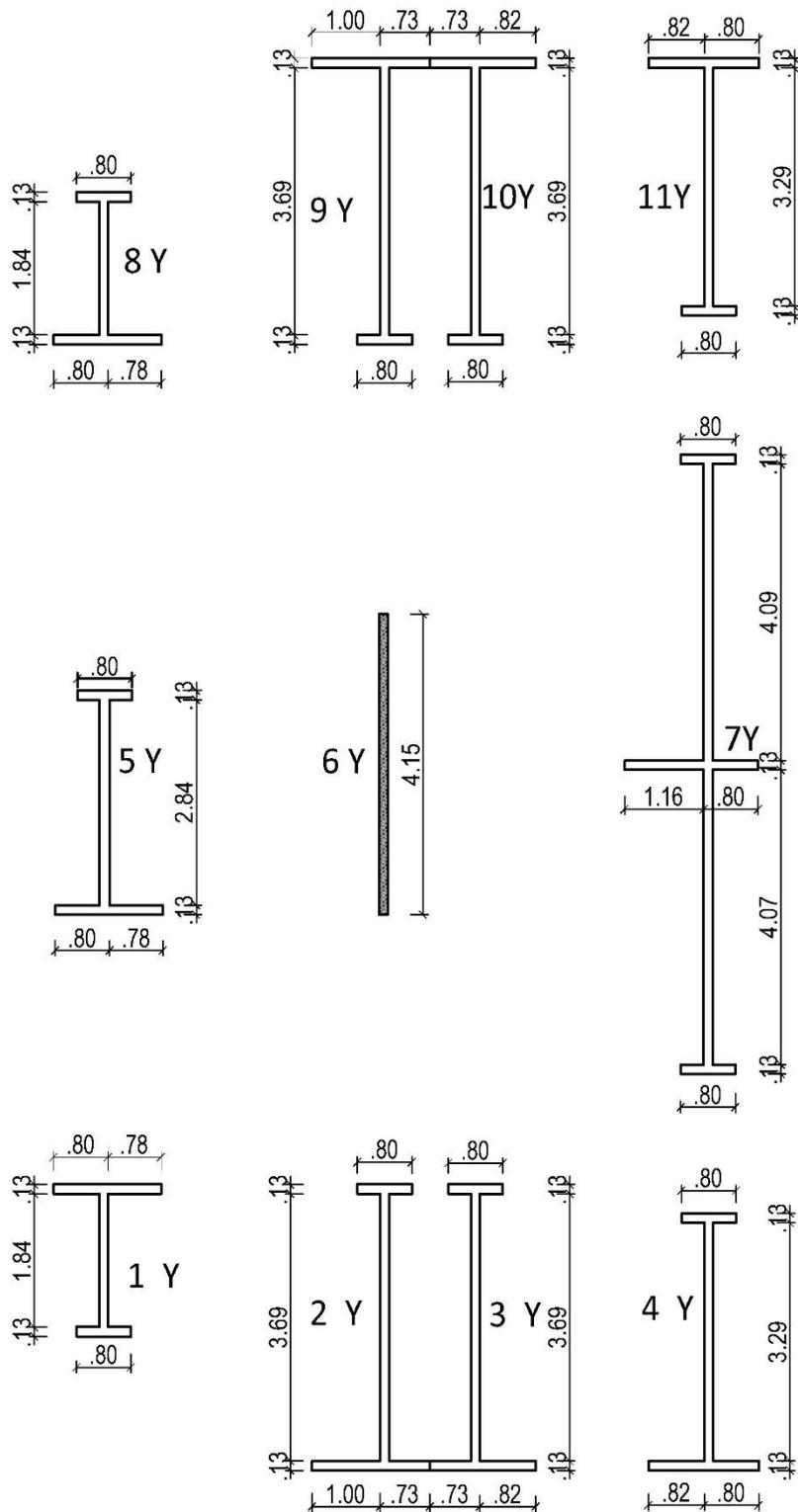


Figura N° 29: Transformación de secciones en la dirección X
Descripción: Se aprecia la sección transformada de los muros de albañilería confinada en la dirección X, los muros 5X y 7X son placas de concreto armado.



*Figura N° 30: Transformación de secciones en la dirección Y.
 Descripción: Se aprecia la sección transformada de los muros de albañilería confinada en
 la dirección Y, el muro 6Y es placa de concreto armado.*

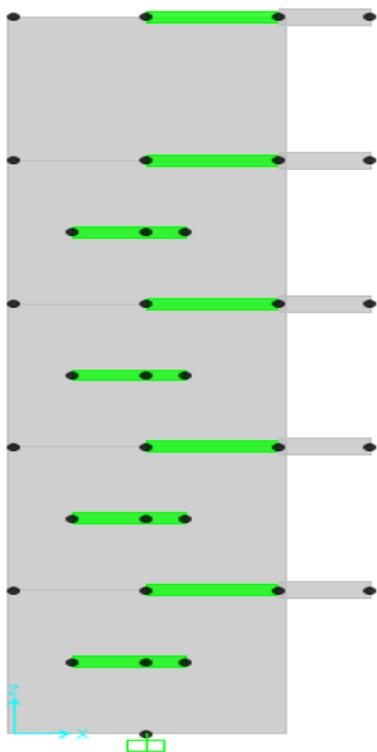


Figura N° 31: Muro 7X – eje 4

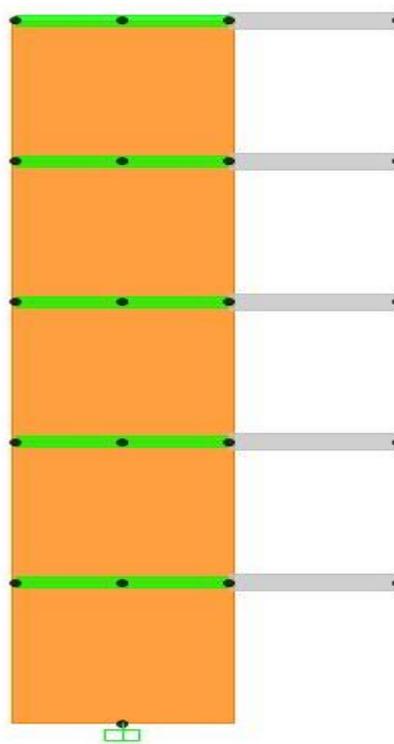


Figura N° 33: Muro 8X – eje 4

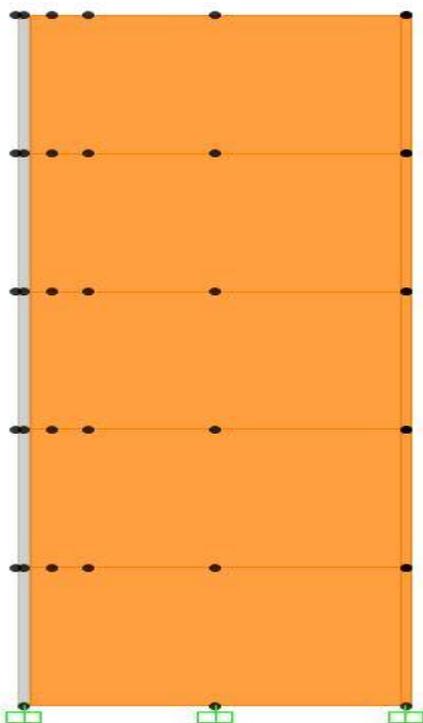


Figura N° 32: Muro 6X – eje N°5

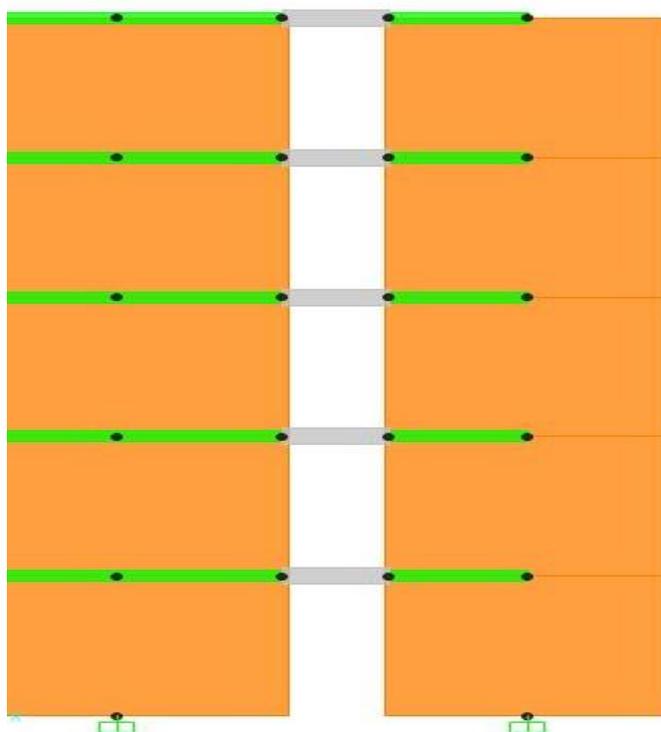


Figura N° 34: Muro 2X y 1X – eje N°9



Figura N° 35: Muro 1Y, 5Y y 8Y – eje A



Figura N° 36: Muro 2Y, 6Y y 9Y – eje B

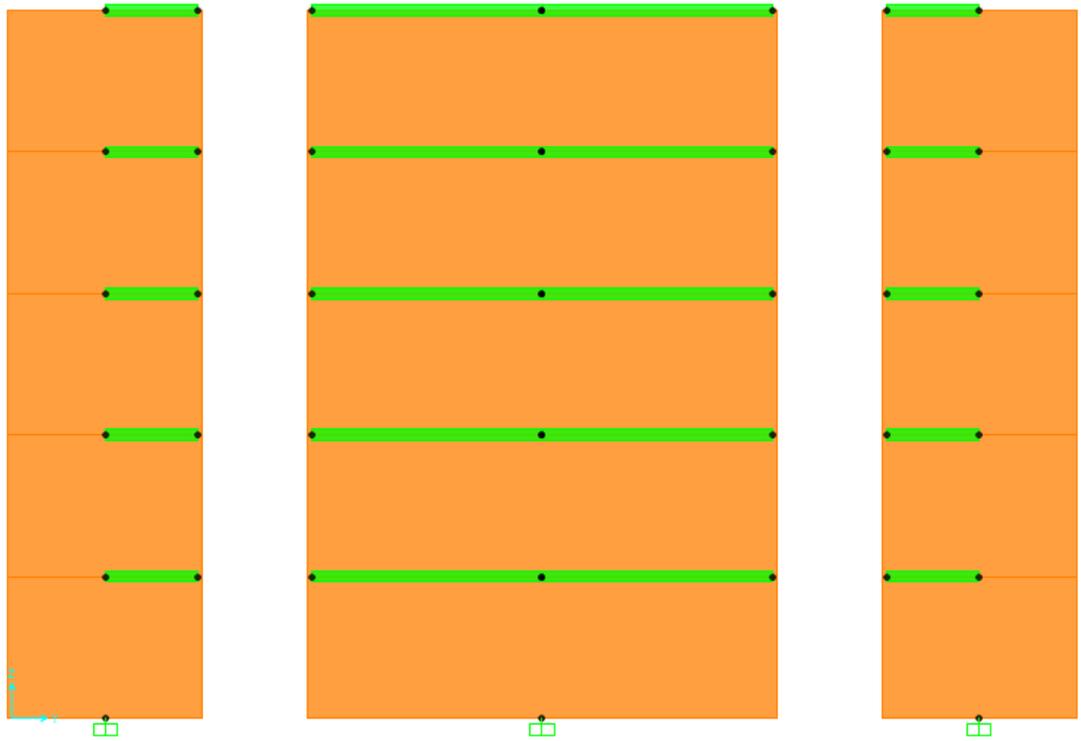


Figura N° 37: Muro 4Y, 7Y y 11Y – eje D

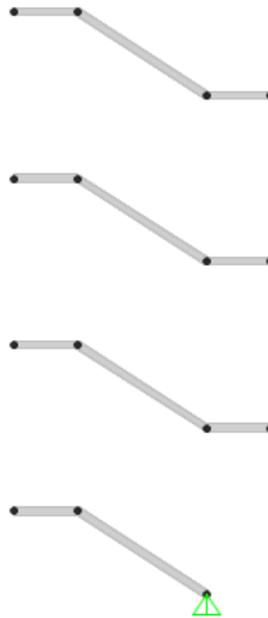


Figura N° 38: Escalera

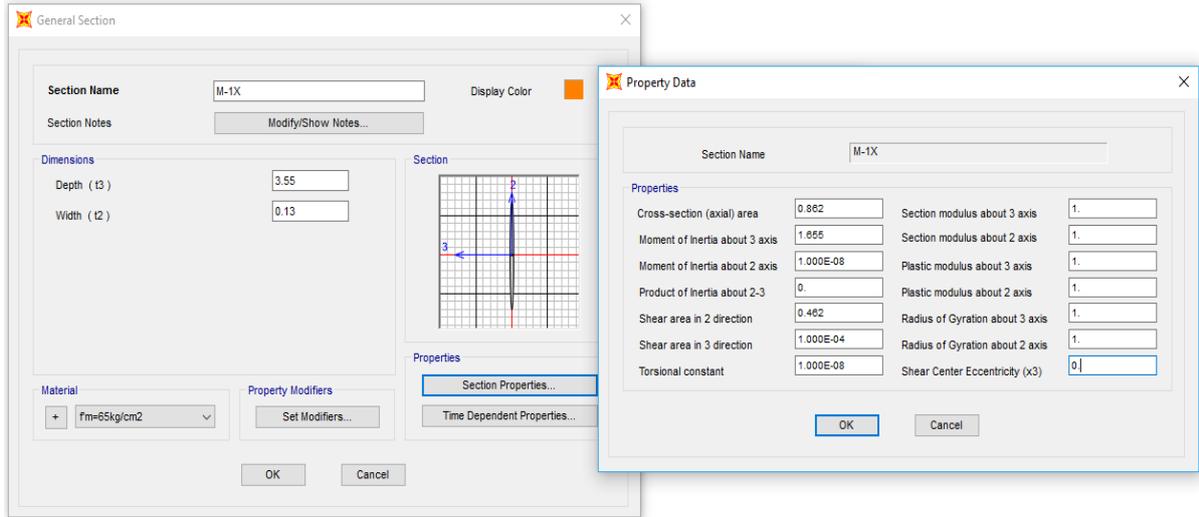


Figura N° 39: Información proporcionada al SAP 2000 M-1X.

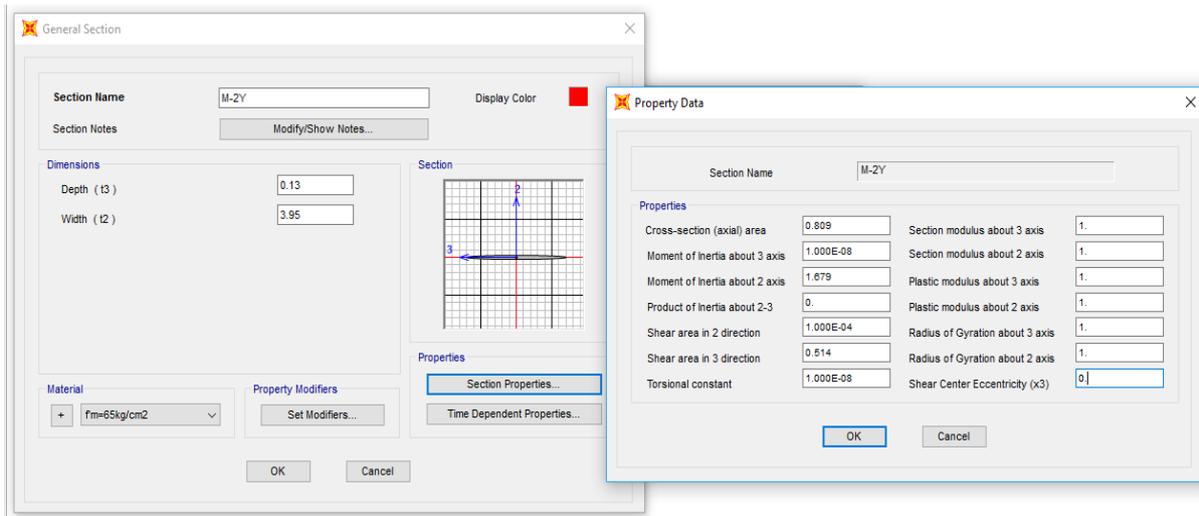


Figura N° 40: Información proporcionada al SAP 2000 M-2Y.

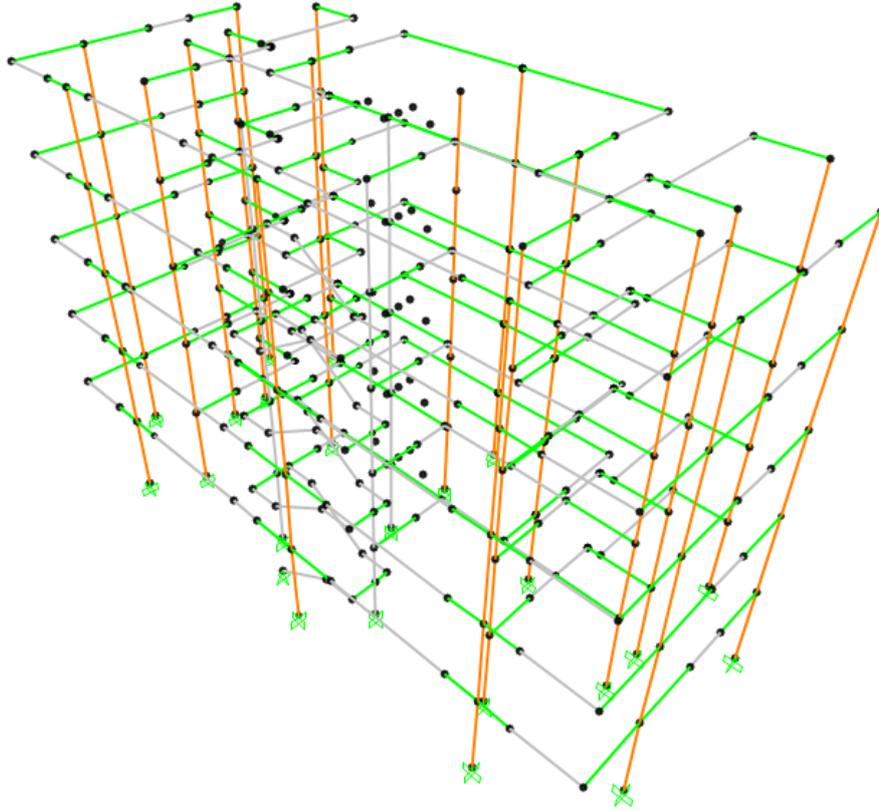


Figura N° 41: Vivienda en Sap 2000.

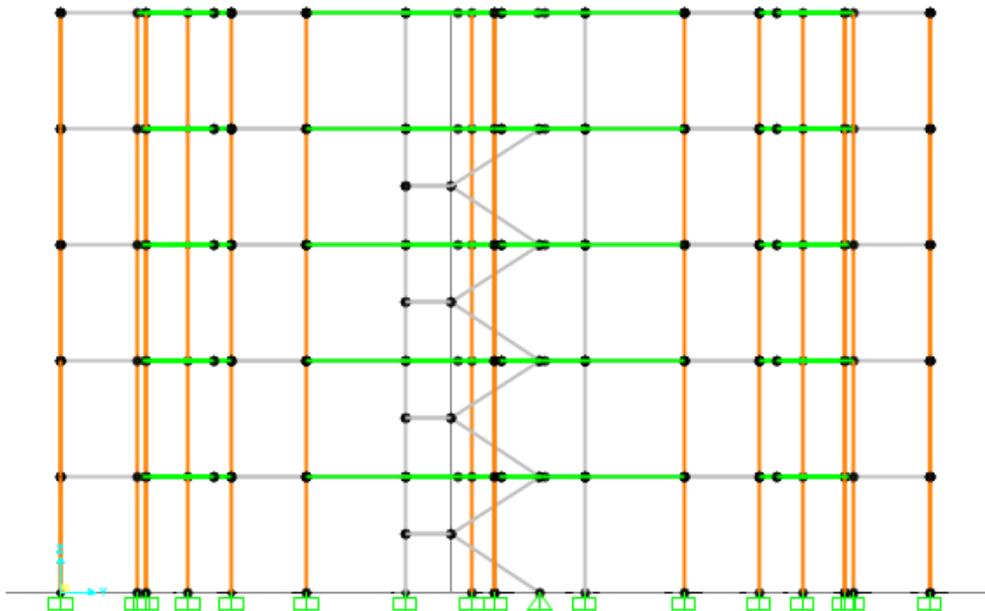


Figura N° 42: Vista del edificio en la dirección X.

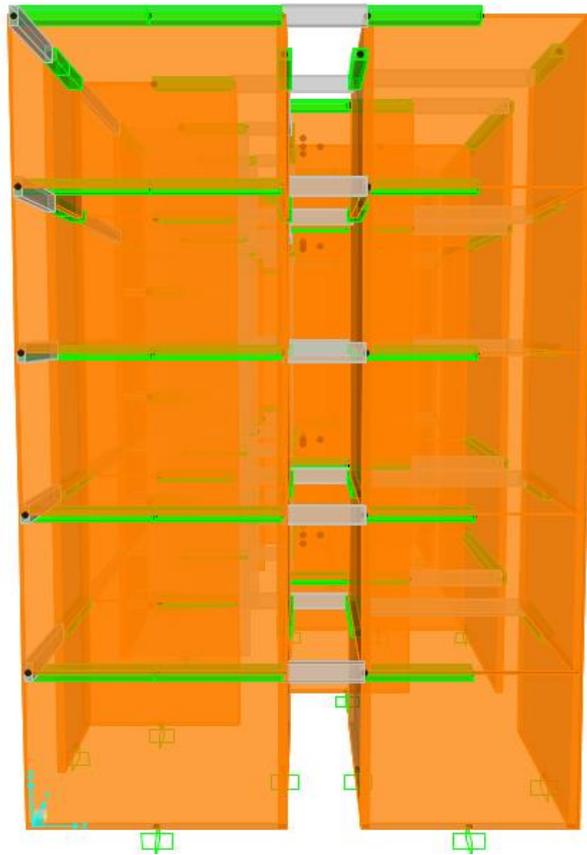


Figura N° 43. Vista extruida del edificio en la dirección Y.

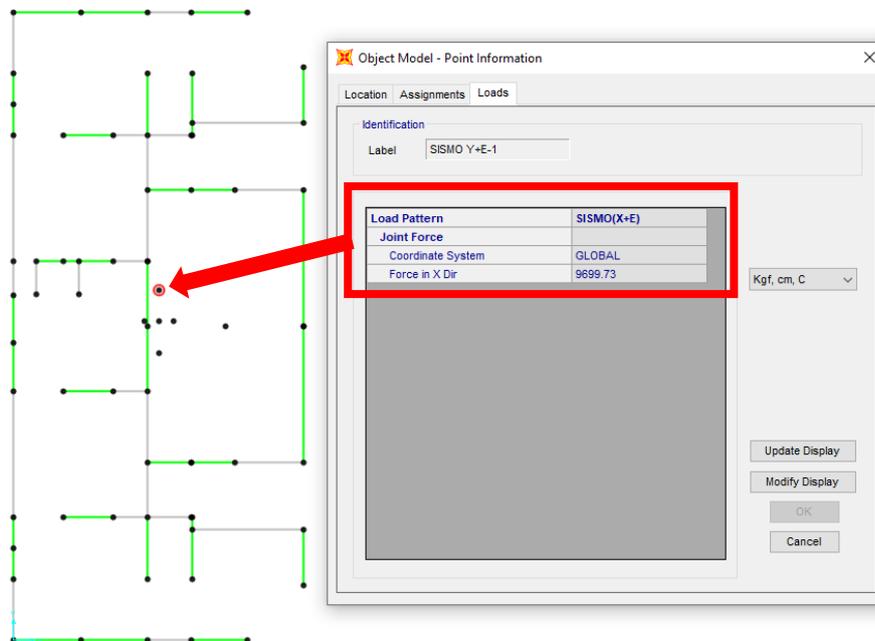


Figura N° 44: Aplicación de carga a centro de masa más excentricidad en Y.

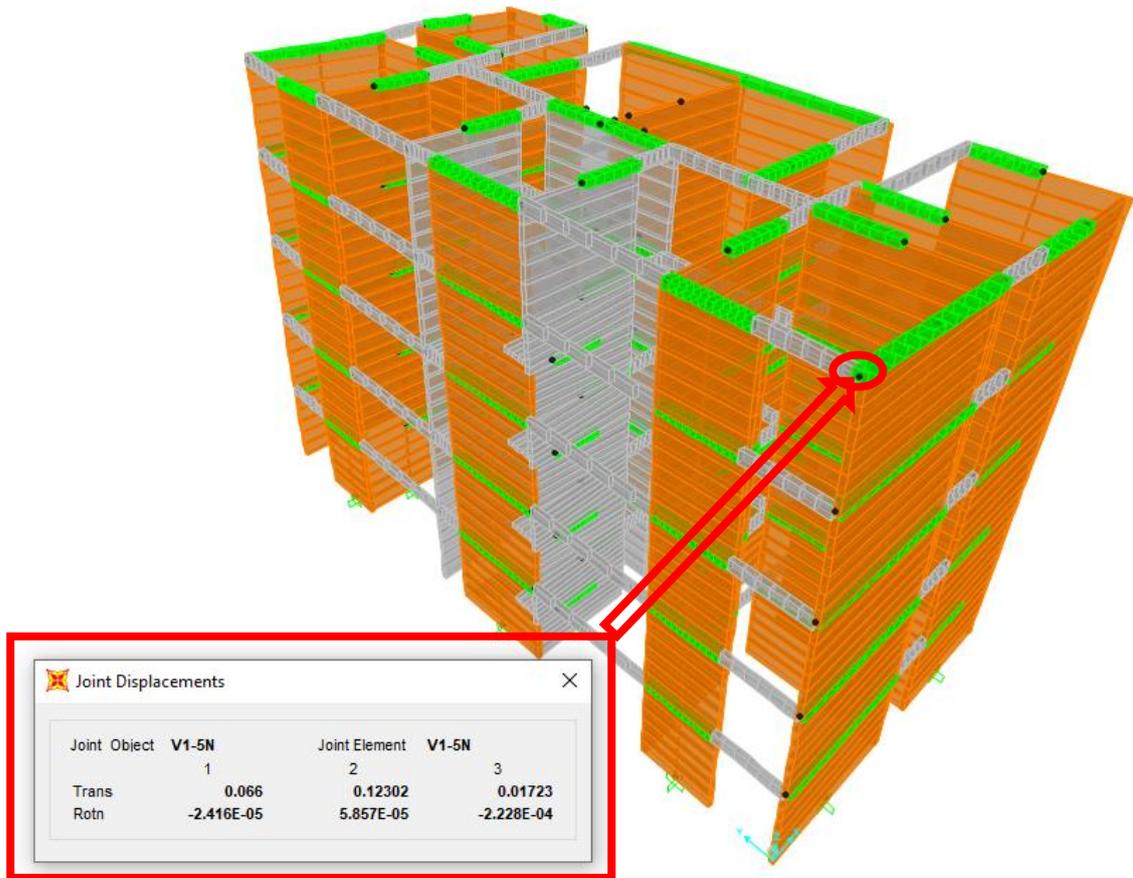


Figura N° 45: Desplazamiento del vértice N°1 del quinto nivel por el sismo Y.

ANEXOS

Anexo N° 1: Plano A-01, Plano arquitectónico.

Anexo N° 2: Plano E-01, detalle conexión de columnas solera-aligerado.(Norma E.070)

Anexo N° 3: Plano E-02, detalle de cimentación.(Norma E.070)

Anexo N° 4: Plano E-03, detalle conexión de columnas solera-aligerado.(Propuesta de Norma E.070)

Anexo N° 5: Plano E-02, detalle de cimentación.(Propuesta de Norma E.070)