

**UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL AMBIENTAL**



**Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E 030 del 2006 y la norma E 030 vigente al 2021**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

**AUTOR**

**Manuel Luciano Ugas Cervera**

**ASESOR**

**Jorge Enrique Alvarez Ruffran**

**<https://orcid.org/0000-0002-5321-8500>**

**Chiclayo 2023**

**Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E 030 del 2006 y la norma E 030 vigente al 2021**

PRESENTADA POR  
**Manuel Luciano Ugas Cervera**

A la Facultad de Ingeniería de la  
Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo  
para optar el título de

**INGENIERO CIVIL AMBIENTAL**

APROBADA POR

Segundo Guillermo Carranza Cieza  
PRESIDENTE

José Alberto Acero Martínez  
SECRETARIO

Jorge Enrique Alvarez Ruffran  
VOCAL

## **Dedicatoria**

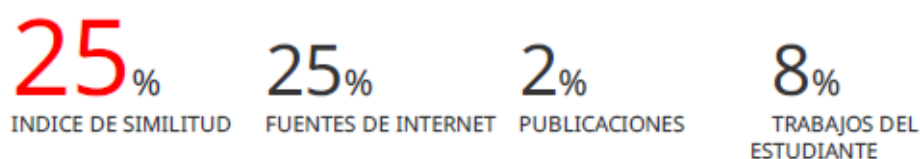
La presente tesis esta dedicada de manera especial a mis padres y a toda mi familia que me apoyo, ellos fueron el principal cimiento para lograr mi vida profesional, siempre estuvieron a mi lado brindándome apoyo y consejos para hacer de mi una mejor persona.

## **Agradecimientos**

En primera instancia agradezco a mis profesores, personas de gran sabiduría los cuales se han esforzado por ayudarme a llegar al punto en el que me encuentro. Así mismo agradezco a mis padres y demás familiares por todo el apoyo emocional y económico brindado en todo el transcurso de mi carrera.

## TESIS

### INFORME DE ORIGINALIDAD



### FUENTES PRIMARIAS

1	<a href="https://repositorio.ucv.edu.pe">repositorio.ucv.edu.pe</a> Fuente de Internet	5%
2	<a href="https://hdl.handle.net">hdl.handle.net</a> Fuente de Internet	4%
3	<a href="https://core.ac.uk">core.ac.uk</a> Fuente de Internet	3%
4	<a href="https://upc.aws.openrepository.com">upc.aws.openrepository.com</a> Fuente de Internet	1%
5	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	1%
6	<a href="https://repositorio.urp.edu.pe">repositorio.urp.edu.pe</a> Fuente de Internet	1%
7	<a href="https://repositorio.unc.edu.pe">repositorio.unc.edu.pe</a> Fuente de Internet	1%
8	<a href="https://tesis.ucsm.edu.pe">tesis.ucsm.edu.pe</a> Fuente de Internet	1%

## ÍNDICE

<i>Resumen</i> .....	16
<i>Abstract</i> .....	17
<i>I. Introducción</i> .....	18
Situación problemática .....	18
Justificación .....	19
Objetivo General.....	20
Objetivos Específicos .....	20
Hipótesis General .....	20
Hipótesis Especifica .....	21
<i>II. Revisión de literatura</i> .....	22
2.1. Antecedentes del problema.....	22
2.1.1. Internacional .....	22
2.1.2. Nacional.....	24
2.1.3. Locales.....	28
2.2. Bases Teórico Científicas .....	28
2.2.1. Normativa .....	28
2.2.2. Aspectos generales de los sismos .....	30
2.2.3. Características.....	31
2.2.4. Ondas Sísmicas.....	31
2.2.5. Diseño estructural .....	32
2.2.6. Cargas .....	33
2.2.7. Diseño Sismorresistente .....	34
2.2.8. Peligro Sísmico.....	35
2.2.8.1. Zonificación.....	35
2.2.8.2. Condiciones de suelo .....	36
2.2.8.3. Caracterización de la estructura.....	38
2.2.9. Sistemas estructurales.....	39
2.2.9.1. Sistema de pórticos.....	39
2.2.9.2. Sistema de Muros Estructurales .....	39

2.2.9.3. Sistema Dual.....	40
2.2.9.4. Sistema de Muro de Ductilidad Limitada.....	41
2.3. Definición de Términos Básicos.....	41
<i>III. Materiales y métodos.....</i>	<i>43</i>
3.1. Métodos y diseños de la investigación .....	43
3.1.1. Método de la investigación.....	43
3.1.2. Tipo de investigación.....	43
3.1.3. Diseño de la investigación.....	43
3.2. Población y muestra.....	43
3.2.1. Población .....	43
3.2.2. Muestra .....	44
3.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos .....	45
3.3.1. Técnicas.....	45
3.3.1.1. Análisis documental .....	45
3.3.2. Instrumentos de recolección de datos .....	45
3.3.2.1. Instrumentos de computo.....	45
3.3.2.2. Instrumentos de ingeniería.....	45
3.4. Procedimiento.....	46
3.5. Plan de procesamiento de datos.....	46
3.6. Matriz de consistencia .....	48
3.7. Operacionalización de variables.....	50
<i>IV. Resultados y discusión.....</i>	<i>52</i>
4.1. Análisis sísmico comparativo.....	52
4.1.1. Comparación del periodo de la estructura .....	53
4.2. Interpretación y comparación de resultados .....	56
4.2.1. Parámetro de zonificación .....	56
4.2.2. Categoría de uso e importancia .....	57
4.2.3. Coeficiente de Amplificación Sísmica .....	58
4.2.4. Parámetros de sitio.....	58
4.2.5. Coeficiente de Reducción Sísmica .....	59

4.2.6.	Cortante Basal del Edificio.....	60
4.2.7.	Cuadro resumen de comparación de resultados .....	60
4.3.	Estructuración del modelo sin muros estructurales .....	62
4.3.1.	Especificaciones de la estructura.....	62
4.3.2.	Características del terreno .....	62
4.3.3.	Metrado de cargas.....	63
4.3.4.	Losas aligeradas.....	63
4.3.5.	Escalera.....	63
4.3.6.	Vigas.....	63
4.3.7.	Columnas .....	63
4.3.8.	Definición de Materiales .....	63
4.3.9.	Modelamiento estructural del edificio.....	67
4.3.10.	Calculo del análisis sísmico estático .....	69
4.3.11.	Calculo del análisis sísmico dinámico.....	79
4.4.	Estructuración del modelo con muros estructurales .....	89
4.4.1.	Especificaciones de la estructura.....	90
4.4.2.	Características del terreno .....	90
4.4.3.	Metrado de cargas.....	90
4.4.4.	Losas aligeradas.....	90
4.4.5.	Escalera.....	91
4.4.6.	Vigas.....	91
4.4.7.	Columnas .....	91
4.4.8.	Muros Estructurales.....	91
4.4.9.	Definición de Materiales .....	91
4.4.10.	Modelamiento estructural del edificio.....	94
4.4.11.	Calculo del análisis estático del modelo con muros estructurales.....	97
4.4.12.	Calculo del análisis dinámico del modelo con muros estructurales .....	102
4.5.	Cuadro resumen de la estructuración.....	108
4.6.	Diseño en concreto armado del modelo con muros estructurales .....	111
4.6.1.	Condiciones para el diseño .....	111
4.6.2.	Diseño de vigas.....	111
4.6.2.1.	Diseño por Flexión .....	112
4.6.2.2.	Longitud de desarrollo.....	113



4.6.2.3.	Diseño por corte.....	115
4.6.3.	Diseño de columnas.....	116
4.6.3.1.	Efectos de esbeltez en elementos a compresión .....	117
4.6.3.2.	Diseño por flexo-compresión .....	120
4.6.3.3.	Diseño por cortante.....	124
4.6.3.4.	Diagrama de Interacción diseñado con la NTP E060.....	127
4.6.4.	Diseño de Escalera.....	132
4.6.4.1.	Diseño de primer tramo .....	133
4.6.4.2.	Diseño de segundo tramo .....	136
4.6.5.	Diseño de placa en forma de “L”.....	140
4.7.	Costos y presupuesto .....	145
4.7.1.	Metrado.....	145
4.7.2.	Presupuesto.....	147
4.7.3.	Comparación de resultados de presupuesto.....	148
4.8.	Discusiones.....	150
4.9.	Implicancias.....	155
V.	<i>Conclusiones</i> .....	156
VI.	<i>Recomendaciones</i> .....	158
VII.	<i>Referencias Bibliográficas</i> .....	159
VIII.	<i>Anexos</i> .....	161
8.1.	Actividades y previsión de recursos .....	161
8.2.	Documentos .....	162
8.3.	Plantillas de cálculos .....	163
8.4.	Planos.....	174

## LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1: Cargas vivas mínimas repartidas</i> .....	33
<i>Tabla 2: Pesos propios de materiales</i> .....	34
<i>Tabla 3: Factores de zona E030</i> .....	36
<i>Tabla 4: Factor de suelo y factor <math>T_p</math> (E030 2006)</i> .....	36
<i>Tabla 5: Factor suelo (E030 2019)</i> .....	36
<i>Tabla 6: Periodos <math>T_p</math> y <math>T_L</math> (E030 2019)</i> .....	37
<i>Tabla 7: Categoría de edificaciones norma E030 2006 y E030 2019</i> .....	38
<i>Tabla 8: Coeficiente de reducción sísmica (R)</i> .....	39
<i>Tabla 9: Operacionalización de variable 01</i> .....	50
<i>Tabla 10: Operacionalización de variable 02</i> .....	51
<i>Tabla 11: Comparación de los parámetros sísmicos en Dirección X-X</i> .....	52
<i>Tabla 12: Comparación de los parámetros sísmicos en Dirección Y-Y</i> .....	52
<i>Tabla 13: Comparación periodos de vibración (seg)</i> .....	53
<i>Tabla 14: Participación de masas para el modelo sin muros estructurales y para el modelo con muros estructurales</i> .....	54
<i>Tabla 15: Cuadro resumen de comparación de resultados (E030 2006 &amp; E030 2019)</i> 61	
<i>Tabla 16: Cuadro de metrado de cargas</i> .....	63
<i>Tabla 17: Peso de la edificación del modelo sin muros estructurales (E.030 2006)</i> .....	70
<i>Tabla 18: Distribución de fuerzas sísmicas del modelo sin muros estructurales (E.030 2006)</i> .....	71
<i>Tabla 19: Control de derivas en la dirección "X", del modelo sin muros estructurales (E.030 2006)</i> .....	72
<i>Tabla 20: Control de derivas en la dirección "Y", del modelo sin muros estructurales (E.030 2006)</i> .....	73
<i>Tabla 21: Peso de la edificación del modelo sin muros estructurales (E.030 2019)</i> .....	76
<i>Tabla 22: Distribución de fuerzas sísmicas del modelo sin muros estructurales (E.030 2019)</i> .....	76
<i>Tabla 23: Control de derivas en la dirección "X", del modelo sin muros estructurales (E.030 2019)</i> .....	77
<i>Tabla 24: Control de derivas en la dirección "Y", del modelo sin muros estructurales (E.030 2019)</i> .....	78
<i>Tabla 25: Valor del <math>S_a</math> del modelo sin muros estructurales (E030 2006)</i> .....	79

<i>Tabla 26: Periodos del modelo sin muros estructurales (E030 2006)</i> .....	81
<i>Tabla 27: Sistemas estructurales norma E030 2006</i> .....	83
<i>Tabla 28: Control de derivas en la dirección "X" en el modelo sin muros estructurales (E030 2006)</i> .....	83
<i>Tabla 29: Control de derivas en la dirección "Y" en el modelo sin muros estructurales (E030 2006)</i> .....	84
<i>Tabla 30: Valor del Sa del modelo sin muros estructurales (E030 2019)</i> .....	85
<i>Tabla 31: Periodos del modelo sin muros estructurales (E030 2019)</i> .....	86
<i>Tabla 32: Sistemas estructurales norma E030 2019</i> .....	88
<i>Tabla 33: Control de derivas en la dirección "X" en el modelo sin muros estructurales (E030 2019)</i> .....	88
<i>Tabla 34: Control de derivas en la dirección "Y" en el modelo sin muros estructurales (E030 2019)</i> .....	89
<i>Tabla 35: Cuadro de metrado de cargas</i> .....	90
<i>Tabla 36: Peso de la edificación del modelo con muros estructurales (E.030 2019)</i> ....	99
<i>Tabla 37: Distribución de fuerzas sísmicas del modelo con muros estructurales (E.030 2019)</i> .....	100
<i>Tabla 38: Control de derivas en la dirección "X", del modelo con muros estructurales (E.030 2019)</i> .....	100
<i>Tabla 39: Control de derivas en la dirección "Y", del modelo con muros estructurales (E.030 2019)</i> .....	101
<i>Tabla 40: Valor del Say del modelo con muros estructurales (E030 2019)</i> .....	103
<i>Tabla 41: Valor del Sax del modelo con muros estructurales (E030 2019)</i> .....	103
<i>Tabla 42: Periodos del modelo con muros estructurales (E030 2019)</i> .....	105
<i>Tabla 43: Sistemas estructurales norma E030 2019</i> .....	107
<i>Tabla 44: Control de derivas en la dirección "X" en el modelo con muros estructurales (E030 2019)</i> .....	107
<i>Tabla 45: Control de derivas en la dirección "Y" en el modelo con muros estructurales (E030 2019)</i> .....	108
<i>Tabla 46: Cuadro resumen de comparación de resultados</i> .....	109
<i>Tabla 47: Cuadro resumen de comparación de resultados de los elementos estructurales</i> .....	110
<i>Tabla 48: Acero propuesto (+) y (-) para la viga de 30x50cm</i> .....	112

<i>Tabla 49: Factores para el cálculo de la longitud de desarrollo de barras a tracción.</i>	114
<i>Tabla 50: Valores de estabilidad de entre piso</i>	118
<i>Tabla 51: Verificación de esbeltez</i>	118
<i>Tabla 52: Combinaciones de carga Pu y Mu para la columna C1</i>	121
<i>Tabla 53: Curvas de Pu y Mu para el diagrama de iteración</i>	122
<i>Tabla 54: Curvas de Pu y Mu para el diagrama de iteración</i>	123
<i>Tabla 55: Cuadro resumen del acero y estribos</i>	126
<i>Tabla 56: Propiedades geométricas de la placa en "L"</i>	141
<i>Tabla 57: Momentos de la placa en la dirección "X"</i>	141
<i>Tabla 58: Cantidad de acero de la placa en dirección "X"</i>	142
<i>Tabla 59: Refuerzo horizontal para la placa en dirección "X"</i>	142
<i>Tabla 60: Momentos de la placa en dirección "Y"</i>	143
<i>Tabla 61: Cantidad de acero de la placa en dirección "Y"</i>	144
<i>Tabla 62: Refuerzo horizontal para la placa en dirección "X"</i>	144
<i>Tabla 63: Cuadro resumen de los metrados del diseño sin muros estructurales E030 2006</i>	145
<i>Tabla 64: Cuadro resumen de los metrados del diseño sin muros estructurales realizado con la E030 2019</i>	146
<i>Tabla 65: Cuadro resumen del presupuesto del modelo diseñado con la norma E030 del 2006</i>	147
<i>Tabla 66: Cuadro resumen del presupuesto del modelo diseñado con la norma E030 del 2019</i>	148
<i>Tabla 67: Cuadro comparativo del presupuesto del diseño realizado con la E030 del 2006 vs la E030 2019</i>	149

## LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1: Mapa sísmico del Perú, periodo 1960 - 2018</i> .....	31
<i>Figura 2: Ondas sísmicas</i> .....	32
<i>Figura 3: Zonificación del Territorio Nacional (Norma E030 2006 y E030 2019)</i> .....	35
<i>Figura 4: Sistema de pórticos</i> .....	39
<i>Figura 5: Sistema de muros estructurales</i> .....	40
<i>Figura 6: Sistema dual</i> .....	40
<i>Figura 7: Sistema de muros de ductilidad limitada</i> .....	41
<i>Figura 8: Hotel Cristian, Maycol y Piero</i> .....	45
<i>Figura 9: Periodos de vibración en la estructura sin muros estructurales y con muros estructurales</i> .....	53
<i>Figura 10: Participación de masa en la estructura modelo sin muros estructurales (E030 - 2006/2019)</i> .....	55
<i>Figura 11: Participación de masa en la estructura modelo con muros estructurales (E030 - 2006/2019)</i> .....	56
<i>Figura 12: Parámetros de zonificación del modelo sin muros estructurales (E030 2006 &amp; E030 2019)</i> .....	56
<i>Figura 13: Categoría de uso e importancia del modelo sin muros estructurales (E030 2006 &amp; E030 2019)</i> .....	57
<i>Figura 14: Coeficiente de Amplificación Sísmica del modelo sin muros estructurales (E030 2006 &amp; E030 2019)</i> .....	58
<i>Figura 15: Parámetro de sitio (S) del modelo sin muros estructurales (E030 2006 &amp; E030 2019)</i> .....	59
<i>Figura 16: Coeficiente de reducción sísmica (R) del modelo sin muros estructurales (E030 2006 &amp; E030 2019)</i> .....	60
<i>Figura 17: Cortante Basal (V) del modelo sin muros estructurales (E030 2006 &amp; E030 2019)</i> .....	60
<i>Figura 18: Malla del proyecto sin muros estructurales</i> .....	64
<i>Figura 19: Definición de propiedades del material</i> .....	65
<i>Figura 20: Definición de columnas</i> .....	66
<i>Figura 21: Definición de vigas</i> .....	66
<i>Figura 22: Definición de la losa aligerada</i> .....	66
<i>Figura 23: Modelación del proyecto original (sin muros estructurales)</i> .....	67

<i>Figura 24: Definición de la carga muerta (CM)</i> .....	68
<i>Figura 25: Definición de la carga viva (CV)</i> .....	68
<i>Figura 26: Desplazamiento en la dirección "X", de la estructura sin muros estructurales (E030 2006)</i> .....	72
<i>Figura 27: Desplazamiento en la dirección "Y", de la estructura sin muros estructurales (E030 2006)</i> .....	73
<i>Figura 28: Desplazamiento en la dirección "X", de la estructura sin muros estructurales (E030 2019)</i> .....	77
<i>Figura 29: Desplazamiento en la dirección "Y", de la estructura sin muros estructurales (E030 2019)</i> .....	78
<i>Figura 30: Gráfica de espectros de diseño, del modelo sin muros estructurales (E030 2006)</i> .....	81
<i>Figura 31: Gráfica de espectros de diseño, del modelo sin muros estructurales (E030 2019)</i> .....	86
<i>Figura 32: Malla del proyecto sin muros estructurales</i> .....	92
<i>Figura 33: Definición de propiedades del material</i> .....	92
<i>Figura 34: Definición de columnas</i> .....	93
<i>Figura 35: Definición de vigas</i> .....	93
<i>Figura 36: Definición de la losa aligerada</i> .....	94
<i>Figura 37: Modelación del proyecto original (sin muros estructurales)</i> .....	95
<i>Figura 38: Definición de la carga muerta (CM)</i> .....	96
<i>Figura 39: Definición de la carga viva (CV)</i> .....	96
<i>Figura 40: Desplazamiento en la dirección "X", de la estructura con muros estructurales (E030 2019)</i> .....	101
<i>Figura 41: Desplazamiento en la dirección "Y", de la estructura con muros estructurales (E030 2019)</i> .....	102
<i>Figura 42: Gráfica de espectros de diseño en la dirección "X", del modelo con muros estructurales (E030 2019)</i> .....	104
<i>Figura 43: Gráfica de espectros de diseño en la dirección "Y", del modelo con muros estructurales (E030 2019)</i> .....	105
<i>Figura 44: Concrete Frame Design Preferences</i> .....	111
<i>Figura 45: Ubicación de la columna C1 a diseñar Eje 5-5 / C-C</i> .....	120
<i>Figura 46: Acero propuesto para sección de la columna C1</i> .....	122
<i>Figura 47: Diagrama de iteración de la columna C1 en la dirección "X"</i> .....	123

<i>Figura 48: Diagrama de iteración de la columna C1 en la dirección "Y" .....</i>	<i>124</i>
<i>Figura 49: Diagrama de deformaciones en punto balanceado .....</i>	<i>127</i>
<i>Figura 50: Diagrama de interacción nominal .....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 51: Diagrama de interacción de diseño .....</i>	<i>132</i>
<i>Figura 52: Dimensiones de escalera.....</i>	<i>133</i>
<i>Figura 53: Momentos máximos de diseño para la escalera .....</i>	<i>135</i>
<i>Figura 54: Momentos máximos de diseño para el tramo 2.....</i>	<i>138</i>
<i>Figura 55: Placa en forma de "L".....</i>	<i>140</i>
<i>Figura 56: Diagrama de interacción de la Placa mostrando la carga Axial y los Momentos Flectores actuantes en el primer piso.....</i>	<i>143</i>
<i>Figura 57: Diagrama de interacción de la Placa mostrando la carga Axial y los Momentos Flectores actuantes en el primer piso.....</i>	<i>145</i>
<i>Figura 58: Plantilla de análisis sísmico con la norma E030 del 2006 y del 2019 .....</i>	<i>163</i>
<i>Figura 59: Plantilla de análisis sísmico con la norma E030 del 2006 y del 2019 .....</i>	<i>164</i>
<i>Figura 60: Plantilla de análisis sísmico con la norma E030 del 2006 y del 2019. ....</i>	<i>165</i>
<i>Figura 61: Plantilla para el calculo de acero del diseño por flexión de vigas en dirección "X - Y" del modelo con muros estructurales .....</i>	<i>166</i>
<i>Figura 62: Plantilla para el calculo de acero del diseño por flexión de vigas (Ganchos) en dirección "X - Y" del modelo con muros estructurales.....</i>	<i>167</i>
<i>Figura 63: Plantilla para el calculo de acero de Columnas.....</i>	<i>168</i>
<i>Figura 64: Plantilla para el calculo de acero de Columnas.....</i>	<i>169</i>
<i>Figura 65: Plantilla para el diseño de Escalera de 02 Tramos.....</i>	<i>170</i>
<i>Figura 66: Plantilla para el diseño por flexión de placa en "L" .....</i>	<i>171</i>
<i>Figura 67: Plantilla de diseño por cortante de la placa en "L".....</i>	<i>172</i>
<i>Figura 68: Plantilla para los costos unitarios .....</i>	<i>173</i>

## Resumen

La presente investigación de esta tesis tiene como finalidad realizar un análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de 5 pisos de concreto armado con un sistema de pórticos, utilizando la norma E030 del 2006 y la norma E030 del 2019 de diseño sismorresistente, para saber cual norma origina un mejor diseño estructural y más económico. Después de concluido el análisis se realizará un cuadro comparativo de los resultados obtenidos al realizar el diseño con ambas normas, los parámetros obtenidos son los siguientes: factor zona, parámetro de sitio o factor de suelo, coeficiente de amplificación sísmica, coeficiente de reducción sísmica y fuerzas cortantes. Para desarrollar esta investigación se hizo uso de la metodología de tipo cuantitativo, con nivel descriptivo-comparativo y el diseño de la investigación es no experimental.

Así mismo se podrá comparar los resultados para saber si las constantes modificaciones a la norma E030 influyen de manera positiva o negativa al momento de realizar un diseño de la estructura, ya que las modificaciones realizadas a la norma E030 es para realizar diseños estructurales óptimos y que estén dentro de los rangos establecidos y así las edificaciones tengan un mejor comportamiento al momento de los sismos. Esta investigación esta aplicada a un hotel ubicado en el distrito de Olmos, departamento de Lambayeque, cuyo hotel pertenece a la categoría de edificaciones comunes, para ambas normas.

Al termino de esta investigación y al obtener los resultados del análisis de ambas normas, se puede decir que; el factor zona aumento en un 12.5% respecto a la norma E030 del 2006, en cambio el factor suelo disminuyo en un 21.43%, originando así que la contante basal tenga una disminución del 11.66%.

**Palabras clave:** Análisis, concreto armado, factor de zona, factor de amplificación de suelo, coeficiente de reducción sísmica, coeficiente de amplificación sísmica.



## Abstract

The present investigation of this thesis aims to carry out a comparative analysis of the structural design of a 5-story reinforced concrete building with a system of frames, using the E030 standard of 2006 and the E030 standard of 2019 for earthquake resistant design, to know which standard results in a better and more economical structural design. After the analysis is completed, a comparative table will be made of the results obtained when carrying out the design with both standards, the parameters obtained are the following: area factor, site parameter or soil factor, seismic amplification coefficient, seismic reduction coefficient and shear forces. To develop this research, a quantitative methodology was used, with a descriptive-comparative level and the research design is non-experimental.

Likewise, the results can be compared to know if the constant modifications to the E030 standard a positive or negative influence have when making a design of the structure, since the modifications made to the E030 standard are to carry out optimal structural designs and that are within the established ranges and thus the buildings have a better behavior at the time of earthquakes. This research is applied to a hotel located in the district of Olmos, department of Lambayeque, whose hotel belongs to the category of common buildings, for both standards.

At the end of this investigation and obtaining the results of the analysis of both standards, it can be said that; the zone factor increased by 12.5% compared to the E030 standard of 2006, while the soil factor decreased by 21.43%, thus causing the basal constant to have a decrease of 11.66%.

**Keywords:** Analysis, reinforced concrete, zone factor, soil amplification factor, seismic reduction coefficient, seismic amplification coefficient.

## **I. Introducción**

### **Situación problemática**

La norma E 030 del RNE del 2006 consideró a la costa del Perú como zona 3, sin embargo, con los avances científicos en ámbito de la sismología con el fin de reducir la inestabilidad sísmica al momento de diseñar estructuras, para así poder evitar pérdidas humanas, en la norma E 030 vigente al 2021 considera a la costa del Perú como zona 4.

El planeta tierra este compuesto por 7 placas tectónicas principales o de mayor tamaño y 7 placas de mediano tamaño, estas placas están en constante movimiento lo que da lugar a millones de sismos de gran y pequeña magnitud, por lo cual las normas de sismorresistente están en constantes modificaciones para así poder mejorar la resistencia de las edificaciones.

Según la Sociedad Geológica del Perú (SGP), Nuestro país Perú es uno de los países que están expuesto a gran potencial sísmico debido a que la zona costera del Perú forma parte del Cinturón de Fuego del Pacífico, lugar donde la tierra libera un poco más del 85% de la energía que tiene acumulada en su interior. [1]

La placa oceánica de Nazca se introduce por debajo de la continental o Sudamericana, este es un proceso el cual causa que el país tenga una geodinámica activa y, por lo tanto, de una notable actividad sísmica, volcánica y con todos sus efectos asociados. También en los últimos años ha venido teniendo movimientos sísmicos más inusuales de lo normal por lo que toda la zona de la costa del Perú está en constante peligro sísmico, por eso el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) se va modificado cada cierto tiempo, especialmente la norma E 030.

El distrito de Olmos se encuentra ubicado la zona costa del Perú, por lo tanto está expuesto a constantes movimientos sísmicos como han venido ocurriendo en los últimos años, por consiguiente este tema de tesis tiene la finalidad de hacer un análisis comparativo para así poder definir que tanto se incrementa el valor en la construcción aplicando la nueva modificación de la norma E 030, también influyen los factores en el diseño y análisis estructural que la norma E 030 vigente al 2021 ha venido adoptando en

sus constantes modificaciones en especial el cambio de zona sísmica que es el factor  $Z$ , y los demás parámetros que también han sido modificados.

### **Justificación**

La norma E 030 Diseño Sismorresistente al pasar de los años ha venido teniendo modificaciones las cuales deben ser evaluadas para poder conocer el impacto que se causa a nivel económico y estructural en una edificación.

También se ve involucrado el ámbito académico por el motivo que todos los años salen nuevos profesionales y estos mismos deben estar al tanto de las nuevas actualizaciones que puede tener la norma E030 porque pueden variar muchos parámetros que al momento de diseñar una estructura lo hagan con los parámetros antiguos y cuando haya un sismo la estructura pueda tener fallos, la norma E030 es una norma muy importante para el diseño de cualquier estructura.

Por otra parte, esta investigación también le puede servir a los profesionales que quieran saber más sobre la norma E030 y que tanta variación hay entre la norma del año 2006 y la vigente al 2021, igualmente saber el diferente diseño estructural que tienen las edificaciones diseñadas con la norma del 2006 y las edificaciones diseñadas con la norma vigente al 2021 y así puedan saber cómo hacer un reforzamiento de dicha estructura. Por consiguiente, para el análisis sísmico se utilizará el software Etabs.

Al tener cambios la norma E030 genera más seguridad en las estructuras y mejora la economía, porque haciendo un buen diseño de la estructura del edificio, se estima las cuantías de los materiales (concreto – acero) y no se utilizarán materiales demás, por consiguiente, cuando haya un sismo la edificación será más segura y se podrá evitar algún derrumbe o grietas en la estructura.

Esto involucra a toda la sociedad, ya que por el constate cambio que sufre la norma E030, los profesionales deberán de capacitarse para poder conocer todos los cambios de los parámetros o alguna otra norma que se haya modificado para poder mejorar el desarrollo de un buen análisis estructural.

La norma E030 diseño sismorresistente esta en constantes cambios debido a los avances científicos en el ámbito de sismología, por lo tanto, los profesionales

involucrados en la construcción deberán capacitarse sus conocimientos conforme se va actualizando la norma. Todos los ingenieros nos regimos a lo que la norma dice, si no cumplimos lo que la norma nos dice podemos entrar en problemas judiciales e irnos a la cárcel.

### **Objetivo General**

Realizar un análisis comparativo del diseño estructural de un edificio entre la norma E030 del 2006 y la norma E030 vigente al 2021, para identificar las modificaciones con respecto a sus parámetros de análisis sísmico.

### **Objetivos Específicos**

Determinar la variación del análisis del diseño estructural de un hotel de concreto armado mediante la aplicación de los parámetros de zonificación de la Norma E030 2006 en comparación con la norma E030 vigente al 2021.

Determinar la modificación del análisis del diseño estructural de un hotel de concreto armado mediante la aplicación del coeficiente de amplificación sísmica de la Norma E030 2006 en comparación con la norma E030 vigente al 2021.

Determinar la alteración del análisis del diseño estructural de un hotel de concreto armado mediante la aplicación de los parámetros de sitio de la Norma E030 2006 en comparación con la norma E030 vigente al 2021.

Determinar la variación del análisis del diseño estructural de un hotel de concreto armado mediante la aplicación del coeficiente de reducción de la Norma E030 2006 en comparación con la norma E030 vigente al 2021.

### **Hipótesis General**

Existe diferencia significativa entre la norma E030 del 2006 y la del 2019, cuando se utiliza para el diseño estructural del hotel Cristian, Maycol y Piero, en el distrito de Olmos, departamento de Lambayeque, 2022.

### **Hipótesis Específica**

Existe diferencia en el análisis del diseño estructural de los parámetros de zonificación entre la norma E030 del 2006 y del 2019 del hotel Cristian, Maycol y Piero, en el distrito de Olmos, departamento de Lambayeque, 2022.

Existe diferencia en el análisis del diseño estructural de los coeficientes de amplificación sísmica entre la norma E030 del 2006 y del 2019 del hotel Cristian, Maycol y Piero, en el distrito de Olmos, departamento de Lambayeque, 2022.

Existe diferencia en el análisis del diseño estructural de los parámetros de sitio entre la norma E030 del 2006 y del 2019 del hotel Cristian, Maycol y Piero, en el distrito de Olmos, departamento de Lambayeque, 2022.

Existe diferencia en el análisis del diseño estructural del coeficiente de reducción entre la norma E030 del 2006 y del 2019 del hotel Cristian, Maycol y Piero, en el distrito de Olmos, departamento de Lambayeque, 2022.

## II. Revisión de literatura

### 2.1. Antecedentes del problema

#### 2.1.1. Internacional

En el año 2020, Avilés [2] en su investigación de tesis denominada “Análisis comparativo de sistema estructurales sismorresistentes”, de la Universidad de BarcelonaTECH, en su investigación presentó como objetivo general implementar un método que defina parámetros de utilidad, para establecer rangos dimensionales que garanticen la idoneidad en la respuesta estructural de un sistema. Los resultados se obtuvieron al realizar un análisis comparativo de diferentes propuestas estructurales para edificaciones, para así obtener que edificio es más óptimo en economía y en el análisis dinámico-estructurales, implemento una opción metódica con el cual obtuvo resultados que exponen tiene alguna irregularidad de planta y también que expone cual es el incremento de valor del presupuesto referencial.

Así mismo, para realizar esta tesis de investigación se realizó un modelamiento, análisis y diseño de 9 edificios de hormigón armado con sistemas estructurales variables agrupados en 10, 25 y 40 pisos respectivamente. Adicionalmente modelaron 6 edificios de 25 y 40 pisos estabilizados mediante riostras de pandeo restringido conformados por acero estructural. También modificaron gradualmente sus dimensiones a 3 modelos con la intención de ensayar la condición límite de regularidad de planta y de valor intermedio.

En el año 2016, Avendaño Medina [3], en su investigación de tesis denominada “Análisis sismorresistente de un edificio de cinco niveles ubicados en la comuna de Tomé”, de la Universidad Católica de la Santísima Concepción, en su investigación presentó como objetivo general Realizar un análisis de comportamiento sísmico del Edificio de hormigón armado “Lord Cochrane Tipo A” ubicado en la comuna de Tomé, Región del Biobío, para garantizar la seguridad de sus ocupantes. Obteniendo como resultados, para el caso de los tres diseños (A, B, C) el valor de corte es aproximadamente de 28.6% del total del peso sísmico correspondiente, además, la mayor diferencia entre cortes de pisos contiguos se presente entre el cuarto y quinto piso. En el modelo A se obtuvo un periodo en Y de 0.137s, en el modelo B un periodo Y de 0.135s, en el modelo C un periodo Y de 0.137s. Por otra parte, para los 3 modelos obtuvo un promedio de 51% de desplazamientos absolutos mayores en el eje Y en comparación con el eje X.

Es importante mencionar que para esta investigación se utilizó el diseño del edificio “Lord Cochrane Tipo A”, ubicado en la comuna de Tomé, es un edificio conformado por 2 torres simétricas, unidas por vigas de gran altura y una franja de losa central que está sujeta a esfuerzos frente a la acción de movimientos sísmicos, así mismo, para el análisis se realizaron 3 modelos estructurales (A, B, C) en el software Etabs. El primer modelo consideró solo un diafragma rígido, para el segundo modelo consideraron dos diafragmas rígidos y para el tercer modelo utilizaron las dos torres laterales sin ningún elemento de unión y dos diafragmas rígidos por separado.

En el año 2020, Baldas [4], en su investigación de tesis denominada “Análisis comparativo estructural y económico entre dos sistemas estructurales en edificios de hormigón armado de mediana altura ubicados en zonas de alto peligro sísmico” de la Universidad Católica de Santiago Guayaquil, en su investigación presentó como objetivo general comparar dos sistemas estructurales resistentes a fuerzas sísmicas como son los pórticos especiales resistentes a momento y la combinación de estos últimos con muros especiales, con el fin de llegar a conclusiones de tipo estructurales y económicas. Obteniendo como resultado que el primer caso resultó ser más flexible que el segundo. El periodo fundamental en X fue de 1.001 segundos y, en Y fue de 0.946 segundos, por otro lado, para el segundo caso el periodo fundamental en X fue de 0.591 segundos, mientras que en Y fue de 0.657 segundos. Por otra parte, el porcentaje de masas participativas en el primer caso en el modo fundamental en X se un 74.42% y en el Y 74.99%, en el segundo caso en X se obtuvo 63.31% mientras que en Y fue de 65.48%.

Es importante mencionar que en esta tesis de investigación se realizó una comparación estructural y económica de la superestructura de un edificio de hormigón armado de mediana altura con dos sistemas estructurales diferentes, que pueden soportar cargas sísmicas, se ubica en el suelo tipo E en Guayaquil. Por un lado, se trata de un edificio con pórticos resistentes a momentos y, por otro lado, es un edificio con una combinación de muros especiales y pórticos resistentes a momentos.

En el año 2018, Torres [5], en su investigación de tesis denominada “Análisis estático no lineal (Pushover) de estructura aporticado de hormigón armado con diferentes grados de ductilidad. Aplicando la norma sismorresistente colombiana 2010 (NSR-10)”

de la Universidad Politécnica de Valencia, en su investigación presento como objetivo general comprender la importancia que tiene la ductilidad de una estructura de hormigón armado para el análisis tanto para acciones gravitacionales como ante presencia de acciones laterales como viento o sismo. Haciendo comparativas entre los diferentes niveles de ductilidad definidas como DMI, DMO y DES en la NSR-10. Se concluyó que las rotulas plásticas en general se presentan en las plantas inferiores, lo que lleva a pensar que por normativa se debe de reforzar la estructura para que cumpla con todos los sísmicos en sus elementos.

Es importante mencionar que en esta tesis de investigación se hace un análisis no lineal estático de plastificación progresiva es decir un análisis PUSH-OVER también un análisis del espectro de capacidad de la edificación y el grado de ductilidad real de la estructura en cada uno de los modelos, también hace una comparación con los valores definidos para cada uno de los niveles de ductilidad por la NSR-10.

En el año 2018, Deulofeu [6], en su artículo de investigación denominado “Diseño estructural sismorresistente de edificios de viviendas de mampostería reforzada para su construcción en las ciudades de Bayamo y Guantánamo”, del Centro de información y Gestión Tecnológica de Santiago de Cuba, obtuvo como resultados que las variantes de edificios de 5 niveles de mampostería reforzada a construir sobre bases de suelos rígidos pueden ser discriminadas. Sin embargo, las variantes de 3 niveles si puede construirse en este tipo de suelos, incluso si consideran cuasi elástico. Por otra parte, las variantes de 4 niveles si pueden ser construidas siempre y cuando estas presenten un comportamiento elásto-plástico.

Es muy importante mencionar que para realizar el artículo de investigación se evaluaron variantes de edificaciones sismorresistentes de mampostería reforzada de 2 a 5 niveles para su construcción en la ciudad de Guantánamo y Bayamo, la evaluación se realizó mediante la Metodología para la Evaluación Rápida por Análisis Dinámico (ERAD). Así mismo, para el diseño estructura utilizo el programa SAP2000v19. También para el diseño y chequeo de los elementos implementó principalmente la Norma Mexicana de Mampostería Reforzada del 2002 y la ACI318:2014.

### **2.1.2. Nacional**



En el año 2019, Ortega [7], en su tesis de investigación titulada “Análisis comparativo del diseño estructural de un proyecto de vivienda multifamiliar en concreto armado, aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E030 (2014) y Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E030 (2016)”, de la Universidad Peruana Unión, presentando como objetivo general realizar un estudio comparativo entre la Norma Técnica E.030 (2014) y E.030 (2016), para identificar las modificaciones con respecto a sus parámetros de análisis sísmico, para una vivienda multifamiliar en concreto armado en el distrito de Juliaca. Obteniendo como resultados, mediante el análisis que realizó obtuvo que el factor Z incrementó en un 16,6% respecto a la norma E030 del 2014, caso contrario en el parámetro de sitio se ve afectado disminuyendo en 16,6%. En la participación de masas obtuvo que en la dirección X con la menor masa con 62.92% en cambio en la dirección Y se obtuvo mayor masa con 64.71%. También la fuerza cortante en la dirección “X” incrementó un 11.3% con respecto al modelo empotrado, y para dirección “Y” aumentó en 28.13%.

Así mismo cabe resaltar, que para esta investigación utilizó un edificio de 5 niveles, el cual su primer nivel es de uso comercial, y del segundo al quinto nivel tienen un uso de departamentos, cuando ya definió la estructura comenzó a modelar en el programa ETABS, en el cual realizó el análisis sísmico de la estructura, así como los parámetros sísmicos dados por cada norma, y finalmente procedió al análisis de resultados mediante cuadros y gráficos.

En el año 2019, Paredes [8], en su tesis de investigación titulada “Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado (dual) aplicando las normas E030 2006 y la E030 2018 diseño sismorresistente, 2019”, de la Universidad Cesar Vallejo, Perú, Lima, presentando como objetivo general a Determinar la variación del análisis estructural de un edificio de sistema dual aplicando la Norma E.030 2018 en comparación con la Norma E.030 2006 diseño sismorresistente, obteniendo como resultados que el valor del parámetro de zona tuvo un incremento de 12.5%, la diferencia de parámetros de sitio entre la norma 2018 tiene una disminución de 12.5% respecto a la norma 2006. También el coeficiente de amplificación sísmica tiene una diferencia de 16.67%. Por otra parte, la diferencia de cortante base que obtuvo fue de 1.6%.

Es muy importante mencionar que para realizar la investigación se realizó el análisis a un edificio de 7 pisos con un sistema DUAL al cual le aplicaron la comparación de normas del 2006 y 2018 para poder obtener el valor de que norma genera el mejor diseño estructural, luego realizó un cuadro donde comparaba los resultados obtenidos de los siguientes parámetros: factor zona, factor amplificación de suelo, coeficiente de ampliación sísmica y coeficiente de reducción sísmica. Empleó una metodología de tipo cuantitativa a nivel descriptivo y diseño no experimental.

En el año 2017, Enciso y Rajkovic [9], en su tesis de investigación titulada “Análisis comparativo del diseño sismorresistente de una edificación de concreto armado de 7 pisos en Lima empleando la norma E030 (versión 2016 vs versión 2003), de la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, presentando como objetivo general el de realizar un análisis comparativo del diseño sismorresistente de tres estructuras de concreto armado diseñadas bajo los lineamientos de la versión vigente de la norma de diseño sismorresistente E.030 (2016) y la versión anterior (2003). Para ello, se realizará la comparación de las variaciones en cuanto a fuerzas obtenidas para las tres estructuras y en la cantidad de concreto y acero en los elementos que componen la estructura. Obteniendo como resultados, que las placas respecto al concreto y según la norma 2003 tienen un porcentaje mayor (23%) al de las demás normas, esto se debe a que las dimensiones son mayores respecto a las normas con zona 4 (18%) y la zona 3 (14%). Con respecto a los periodos de vibración obtuvo 0.53 segundos en la dirección X y de 0.43 segundo en la dirección Y, estos valores representan el 88% y 75% del valor de la versión anterior de la norma. Por otro lado, para la versión antigua de la norma se requiere 1117m<sup>3</sup> de concreto en cambio para la norma del 2016 se requiere 1050m<sup>3</sup>, haciendo una diferencia económica de S/.25,000 soles.

Es muy importante mencionar que para el desarrollo de esta tesis de investigación se hizo el diseño y análisis de 3 edificios de similares características, el primero, con la versión anterior de la norma sismorresistente E030 (2003); el segundo, teniendo la edificación en la zona 4 con la norma sismorresistente E030 (2016); el tercero también con la norma sismorresistente E030 (2016), pero la diferencia que el edificio está ubicado en la Zona 3. Luego se llevará a cabo el diseño de los elementos. Así mismo, realizó los diseños de los elementos principales de las 3 edificaciones para después realizar el cálculo de las dimensiones de columnas, placas, vigas, y el acero que tendrán las 3 edificaciones.

En el año 2019, Quino [10], con su tesis de investigación titulada “Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto”, de la Universidad César Vallejo, presentando como objetivo general la de proponer un diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019. Obteniendo como resultados, que la estructura tiene un índice de vulnerabilidad del 25%, siendo esta una vulnerabilidad sísmica media. Esto se debe a que el 62% de las viviendas estudiadas son solo de un piso y de las cuales el 54% tienen un estado de conservación regular, el 76% presentan un riesgo alto de colapso y el 24% de viviendas colapsarían total o parcialmente. Por otro lado, el suelo correspondiente al estudio pertenece a un suelo de tipo arcilla arenosa que tiene una baja plasticidad, representando un 69,1% de finos y un 37,9% de arena. Finalmente, en el análisis sísmico en ETABS los muros estructurales y columnas tuvieron un porcentaje de participación que va desde el 20% al 70% según el total en la dirección “X” como en la dirección “Y”.

Es importante mencionar que la causa principal de esta tesis de investigación se debe a la expansión territorial y al incremento de viviendas que son construidas sin contar con un profesional y estas son de concreto armado. Para el diseño de la estructura optaron por una cimentación de losa y pilotes utilizando software Etabs y Safe, y así obteniendo diagrama de fuerzas internas, análisis dinámico, análisis estático, adicional a eso realizaron un análisis tiempo-historia con el sismo que tuvo una magnitud 8.0 que ocurrió el 26 de mayo del 2019 en la selva peruana de Loreto-Amazonas.

En el año 2017, Ticona [11], con su tesis de investigación titulada “Diseño sísmico basado en desplazamientos de estructuras aporticadas de concreto armado”, de la Universidad Privada de Tacna, presentando como objetivo general el de proponer una metodología de diseño sísmico basado en desplazamientos para mejorar el comportamiento sísmico de estructuras aporticadas de concreto armado. Obteniendo como resultados, que la configuración de derivas de entre piso obtenidas con el método propuesto, difiere de la configuración obtenida con el análisis estático no lineal, existe diferencia en la localización de derivas máximas. Así mismo, la configuración de

desplazamientos laterales determinados bajo el enfoque DDBD es muy similar al obtenido por un análisis estático no lineal.

Es importante mencionar que, para poder realizar esta tesis, se usó una edificación de 6 niveles ubicada en la zona 4, utilizando el método de Diseño Sísmico Basado en Desplazamientos basado en un enfoque de diseño por desempeño que fue propuesto por Moehle, Kowalsky y Priestley en los años 90. Así mismo, para dar validez a este método realizó una verificación mediante un análisis estático no lineal, donde obtuvo resultados con una mejor predicción y un mejor control de respuesta sísmica. Finalmente consideró que es un método alternativo de diseño sísmico de fácil aplicación y que no requiere uso de programas especializados en ingeniería.

### **2.1.3. Locales**

No se han encontrado, artículos y tesis de la investigación ejecutada.

## **2.2. Bases Teórico Científicas**

### **2.2.1. Normativa**

#### **Norma Técnica de Diseño Sismorresistente – Perú E – 030, 2006**

Esta norma también ubicada en el RNE nos establece las condiciones y parámetros mínimos para el diseño sismorresistente de las edificaciones, para que estas estructuras tengan un comportamiento acorde a los principios y así se puedan evitar la pérdida de vida humana y que la edificación pueda seguir con su funcionalidad y no tenga muchos daños.

Estos parámetros permiten que las estructuras no colapsen y no puedan causar alguna daño o muerte a las personas que las habitan, solo se aceptan daños severos.

La norma E 030 de diseño sismorresistente del año 2003 solo consideraba 3 zonas sísmicas en el Perú.



*Fuente: RNE, Zonificación según la norma E030 del 2006*

ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

*Fuente: Factores de zona norma E030 del 2006.*

### **Norma Técnica de Diseño Sismorresistente – Perú E – 030, 2019**

Esta norma también ubicada en el RNE nos establece los condiciones y parámetros mínimos para el diseño sismorresistente de las edificaciones, para que estas estructuras tengan un comportamiento acorde a los principios y así se puedan evitar la pérdida de vida humana y que la edificación pueda seguir con su funcionalidad y no tenga muchos daños.

Estos parámetros permiten que las estructuras no colapsen y no puedan no puedan causar algún daño o hasta la muerte de las personas que las habitan, solo se aceptan daños

severos. La norma E 030 de diseño sismorresistente vigente al año 2021 este considerando 4 zonas sísmicas en el Perú, de las cuales la zona 4 es la de mayor actividad sísmica.



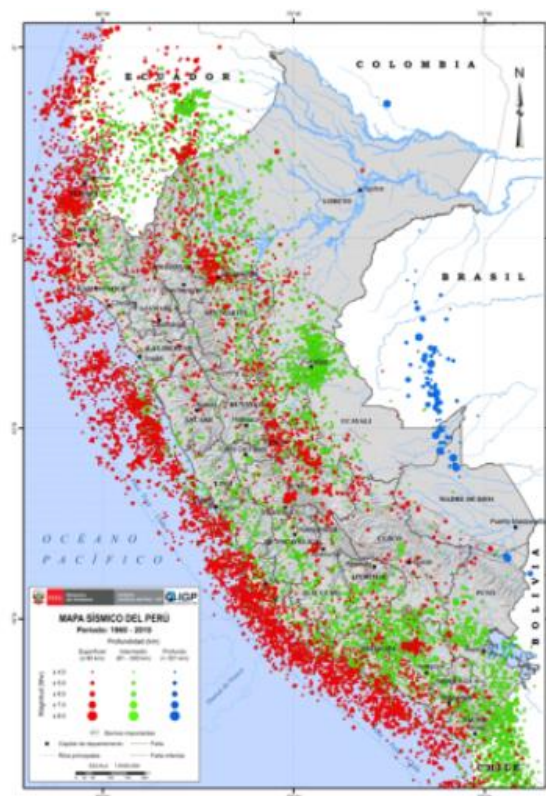
*Fuente: RNE, zonificación según la norma E030 vigente al 2021.*

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

*Fuente: Factores de zona norma E030 vigente 2019.*

### 2.2.2. Aspectos generales de los sismos

Según el Servicio Geológico Mexicano, “Las actividades sísmicas tienen su origen en el interior del planeta tierra y estas se propagan en todas las direcciones en forma de ondas (ondas sísmicas). Estas ondas sísmicas pueden ser de corta duración con una intensidad que va variando, y estas son producidas como consecuencia al momento de liberarse energía. Por otra parte, estas ondas sísmicas sirven de manera positiva en el aspecto de que nos proporcionan información sobre el interior del planeta tierra”.



*Figura 1: Mapa sísmico del Perú, periodo 1960 - 2018*

### 2.2.3. Características

“Los sismos es energía que es liberada y esta se acumula bajo la corteza terrestre, principal consecuencia estas liberaciones de energía es por las fuertes presiones y tensiones que se dan en el interior de la corteza terrestre y estas se manifiestan en forma de vibraciones, desplazamientos y movimientos”. [12]

### 2.2.4. Ondas Sísmicas

“Las ondas sísmicas son ondas de propagación, transmiten fuerza la cual se genera en el foco sísmico que va hasta el epicentro en proporción a la intensidad y magnitud de cada sismo. Su forma común en la cual son clasificadas es la que se considera tres tipos de ondas conocidas como: P, S y L”. [12]

- Ondas P: también llamadas primarias, son las ondas más rápidas y se propagan por medio de sólidos, líquidos y gases. También pueden atravesar el manto y núcleo de la tierra.

- Ondas S: también llamadas secundas y solo se desplazan a través de sólidos.
- Ondas L: estas ondas se desplazan con lentitud y generan fuertes movimientos de la corteza. Son las que alcanzan la superficie terrestre.

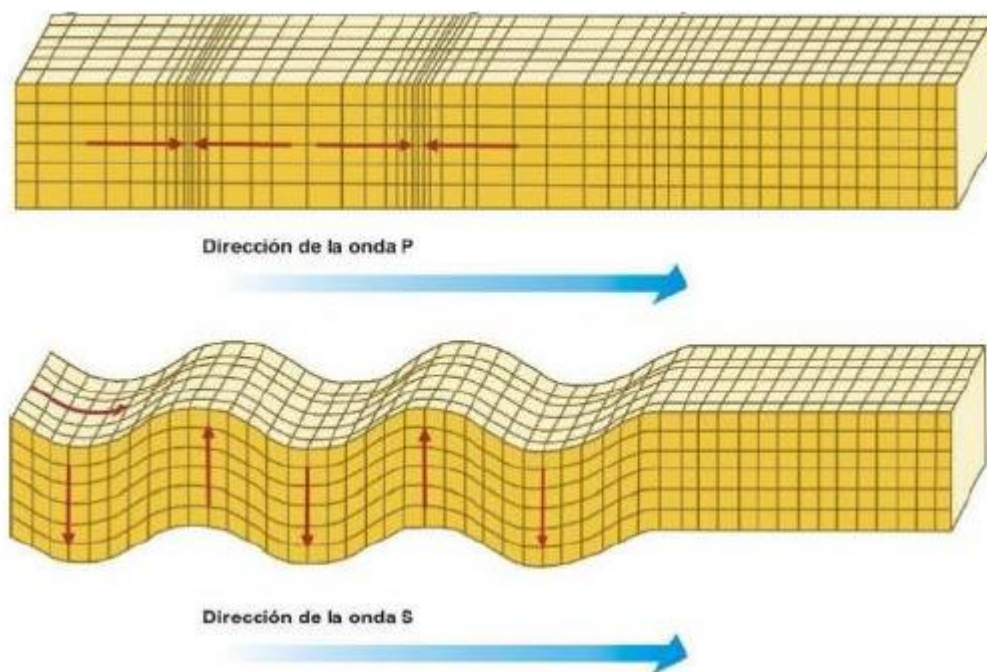


Figura 2: Ondas sísmicas

### 2.2.5. Diseño estructural

“El diseño estructural abarca las diversas actividades que desarrolla el proyectista para determinar la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura, o sea de aquella parte de una construcción que tiene como función absorberlas solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia”. [13]

Según Meli Piralla, “El diseño estructural se encuentra inserto en el proceso más general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está destinada a desempeñar”.

#### 2.2.5.1. Criterios de estructuración y diseño

- **Simplicidad y simetría:** “las estructuras simples se comportan mejor durante los sismos. La simetría en ambas direcciones tanto en “X” como en “Y” es necesaria



por las mismas razones, y la estructura no cuenta con simetría se producen efectos torsionales los cuales son difíciles de evaluar y pueden ser muy destructivos”. [14]

- **Resistencia y ductilidad:** “Las cargas de la estructura deben transferirse desde el punto en donde se aplican hasta el punto donde llega (final) la resistencia. Por lo tanto, se debe elegir una trayectoria ya sea continua o no, y esta tenga la suficiente resistencia y rigidez para poder garantizar que el transporte de cargas sea adecuado”. [14]
- **Uniformidad y continuidad de la estructura:** “La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera evitar concentraciones de esfuerzos”. [14]

## 2.2.6. Cargas

Las edificaciones deben de diseñarse para que llegue a alcanzar la resistencia y rigidez adecuada cargas mínimas que se usan para el diseño, estas cargas son; las sobre cargas (cargas vivas), cargas muertas (peso de los elementos estructurales) y efectos sísmicos.

### 2.2.6.1. Cargas Estáticas

Son cargas que se aplican en la estructura y estas originan esfuerzos y deformación, también las cargas estáticas no producen ninguna vibración a la estructura y son: Carga muerta (CM) y Carga viva (CV). La norma E020 Cargas, nos brinda valores aproximados para los cálculos.

- **Carga viva**

Las cargas vivas dependen de la ocupación que se le vaya a dar a los ambientes de la edificación. Según la norma E020 Cargas, “Las cargas vivas es el peso de todos los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos movibles soportados por la edificación”. [15]

*Tabla 1: Cargas vivas mínimas repartidas*

<i>Cargas vivas mínimas repartidas</i>	
Ocupación o uso	S/C
Viviendas	200kg/cm <sup>2</sup>
Corredores y escaleras	200kg/cm <sup>2</sup>

*Fuente: RNE norma E020, adaptado*

- **Carga muerta**

Para poder hallar la carga muerta que posee la edificación se emplean los siguientes pesos unitarios de los materiales los que nos brinda la norma E020 cargas.

*Tabla 2: Pesos propios de materiales*

*Pesos propios de materiales de construcción*

Material	Peso unitario o Cargas repartidas
Concreto armado	2400kg/cm <sup>2</sup>
Muro de albañilería	1350kg/cm <sup>2</sup>
Losa aligerada de e=25cm	350 kg/cm <sup>2</sup>
Piso terminado	100 kg/cm <sup>2</sup>

*Fuente: Elaboración propia*

### 2.2.6.2. Cargas dinámicas

“Las cargas dinámicas son aquellas que su dirección, sentido y magnitud tienen una variación rápida al pasar el tiempo, por lo tanto, los esfuerzos y desplazamientos que se origina en la estructura van cambiando conforme pasa con el tiempo”. [16]

- **Cargas de sismo**

“Las cargas de sismo vienen a ser cargas sísmicas que son generadas por la liberación que la energía acumulada entre placas, esta energía genera aceleración en las masas de la estructura, estas fuerzas de inercia varían a lo largo del tiempo”. [16]

### 2.2.7. Diseño Sismorresistente

Rochel [14], nos dice que “Lo más importante de una edificación es la seguridad, la cual esta relacionada con capacidad que tiene la estructura para poder resistir las cargas a las que esta sometida y a las sollicitaciones máximas a las que esta expuesta durante su vida útil, todo eso sin que ocurran excesivos daños o en casos peores colapse total o parcialmente de la estructura”.

El diseño sismorresistente es único porque se trata de la fuerza que todos los sismos generan y estas son superiores a las cargas más severas que la estructura puede soportar durante toda su vida útil. Es por eso por lo que el diseño de la estructura debe de estar

enfocado para poder evitar una falla frágil, buscando así poder lograr un comportamiento elástico de la edificación para todos los tipos de sismos desde leves hasta de gran magnitud que tienen muy poca probabilidad de ocurrir. [17]

### 2.2.8. Peligro Sísmico

Se sabe que un peligro sísmico es la probabilidad de un parámetro que es elegido para poder medir el movimiento que tiene la tierra ya sea su magnitud, intensidad, desplazamiento, velocidad o aceleración.

#### 2.2.8.1. Zonificación

La norma de diseño sismorresistente E030 del 2006 divide al territorio peruano en 3 zonas, de acuerdo con las características del sismo, donde a esta aceleración máxima horizontal que tiene el suelo se denomina factor z. Sin embargo, la norma E030 del 2019 divide al territorio peruano en 4 zonas como se muestra en la **figura 3**.

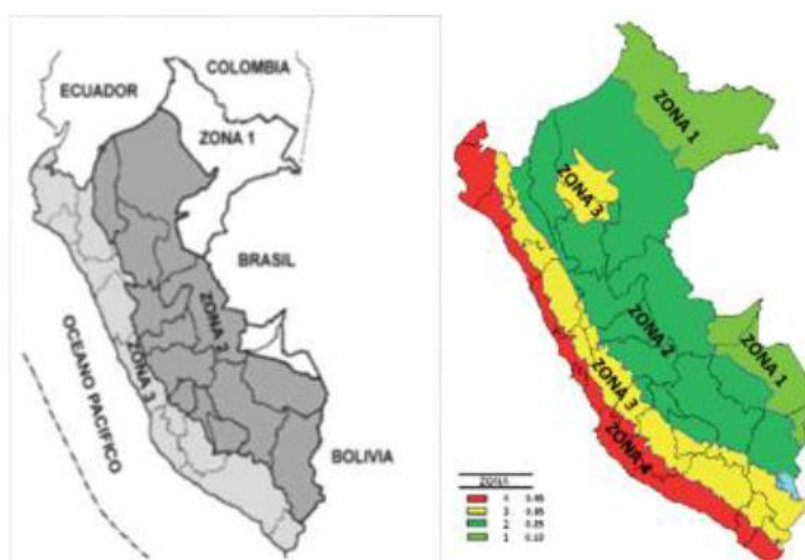


Figura 3: Zonificación del Territorio Nacional (Norma E030 2006 y E030 2019)

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)

*Tabla 3: Factores de zona E030*

<b>Zona</b>	<b>Z(2006)</b>	<b>Z(2019)</b>
4	-	0.45
3	0.40	0.35
2	0.30	0.25
1	0.15	0.10

*Fuente: Elaboración propia*

### 2.2.8.2. Condiciones de suelo

Para poder desarrollar un análisis sísmico, también se debe de tomar en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, en la norma E030 del 2006 clasifica la suelo por tipos y a cada tipo es asignado un factor de suelo (S) y un periodo (TP) con cual se calcula la plataforma del factor de amplificación C.

*Tabla 4: Factor de suelo y factor Tp (E030 2006)*

<b>Factor Suelo</b>	<b>Descripción</b>	<b>Tp (S)</b>	<b>S</b>
S1	Roca o suelos rígidos	0.40	1.00
S2	Suelos intermedios	0.60	1.20
S3	Suelos flexibles	0.90	1.40
S4	Condiciones excepcionales	*	*

*Fuente: Elaboración propia*

En cambio, la norma de diseño sismorresistente E030 del 2019 también clasifica al suelo por sus propiedades mecánicas y según la zona donde se encuentra, le asigna un factor suelo (S), un periodo (Tp) y le adiciona un periodo (TL) que define el inicio de la zona del factor de amplificación (C).

*Tabla 5: Factor suelo (E030 2019)*

<b>Zona</b>	<b>S0</b>	<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>S3</b>
4	0.80	1.00	1.05	1.10
3	0.80	1.00	1.15	1.20
2	0.80	1.00	1.20	1.40
1	0.80	1.00	1.60	2.00

*Fuente: Elaboración propia*

Tabla 6: Periodos  $T_p$  y  $T_L$  (E030 2019)

Periodos	S0	S1	S2	S3
TP (S)	0.30	0.40	0.60	1.00
TL (S)	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Elaboración propia

### 2.2.8.2.1. Periodo fundamental de vibración

El periodo fundamental de vibración se calcula por la siguiente formula, que nos brinda la norma de diseño sismorresistente E030.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

Donde:

$H_n$ : Altura total de la edificación

$C_T = 35$ , para pórticos

$C_T = 45$ , para muros de corte

$C_T = 60$ , para Dual, y muros estructurales

### 2.2.8.2.2. Factor de amplificación sísmica

Para poder calcular el factor de amplificación sísmica la norma de diseño sismorresistente E030 del 2006 nos da una expresión para poder hallar el factor C.

$$C = 2,5 * \left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2.5$$

En cambio, la norma E030 del 2019 nos da formulas y condiciones para poder calcular el factor de amplificación sísmica.

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T < T_L \quad C = 2,5 * \left(\frac{T_p * T_L}{T^2}\right)$$

### 2.2.8.3. Caracterización de la estructura

#### 2.2.8.3.1. Categoría de uso

El tipo de categoría o factor de uso (U), se asigna de acuerdo con el tipo de categoría o uso que tenga la edificación las cuales son: esenciales, importante, comunes y menores. Estas mismas están descritas en la norma E030 del 2006 y la norma E030 del 2019.

Tabla 7: Categoría de edificaciones norma E030 2006 y E030 2019

Tipo	Categoría	Factor U (2006)	Factor U (2019)
A	A1	1.50	Ver nota 1
	A2		1.50
B	Edificaciones Importantes	1.30	1.30
C	Edificaciones Comunes	1.00	1.00
D	Edificaciones Temporales	(*)	Ver nota 2

Nota 1: En las zonas 3 y 4 será obligatorio el aislamiento sísmico y en zonas 1 y 2 dependerá su consideración del proyectista, tomando U=1.5 si no se considera aislamiento sísmico.

Nota 2: Se provee rigidez y resistencia para acciones laterales.

Fuente: Elaboración propia

#### 2.2.8.3.2. Coeficiente de reducción sísmica

El factor de reducción sísmica (R) es la posibilidad que tiene el sistema estructural para absorber energía y las deformaciones inelásticas que tenga la estructura sin que esta se derrumbe. Este factor se va incrementando gracia a la disipación y ductilidad que tiene la estructura. Y el valor se tomará de acuerdo con el sistema estructural que tenga la

edificación, también depende de la irregularidad que tenga la edificación. Observar **tabla 8**.

*Fuente: Elaboración propia*

*Tabla 8: Coeficiente de reducción sísmica (R)*

Norma E030 2006		Norma E030 2019	
Regulares $R=R$	Irregulares $R=3/4*R$	Regulares $R=R_0$	Irregulares $R=R_0*I_a*I_p$


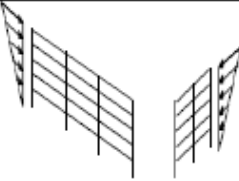
## 2.2.9. Sistemas estructurales

### 2.2.9.1. Sistema de pórticos

En un sistema de pórticos es cuando la mayor tensión de las cargas emitidas las resiste las columnas, es por eso que la edificación se diseña para que pueda soportar el 80% de la fuerza cortante que ejerce la estructura.

Una edificación con sistema de pórticos es un tipo de estructura flexible que solo esta conformada por columnas y vigas que están adheridas a treves de nodos, esto permite que se transfieran las cargas y momentos sean repartidas a cada columna. Este es un sistema que tiene la posibilidad de minimizar enormes cargas de energía, esto es gracias a la gran ductilidad que tiene cada uno de los elementos estructurales que lo componen.

*Figura 4: Sistema de pórticos*

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SISMICA		
SISTEMA	CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
PORTICO		

*Fuente: NSR-10*

### 2.2.9.2. Sistema de Muros Estructurales

Este es un sistema que consta de muros o placas que están diseñadas para poder soportar mayor o igual al 70% del total de la cortante.

Es una estructura fácil de diseñar y realizar, el costo de la construcción de un sistema con muros estructurales es menor a diferencia del sistema de columnas y vigas (pórticos). Siendo este un sistema con una estructura liviana la cual da una mayor resistencia de todos los esfuerzo verticales producidos, por lo tanto, los daños que se ocasionan en un sismo no son mayores.

Las losas, placas verticales y placas horizontales, cada uno de estos elementos trabajaran como si fueran muros que van a soportar grandes cantidades de cargas. Es un sistema conocido porque posee solidez a las fuerzas laterales.



SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SISMICA		
SISTEMA	CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
MUROS DE CARGA		

Figura 5: Sistema de muros estructurales

Fuente: NSR-10

### 2.2.9.3. Sistema Dual

Este es un sistema en combinación de pórticos y muros estructurales, según la norma de diseño sismorresistente E030 nos dice que la resistencia que puede soportar las placas debe ser mayor al 20% pero menor al 70% de la cortante que es transmitida a la base de la estructura.

Es un sistema dado por columnas, vigas y placas que son capaces de resistir a los momentos que se originan ahí, también es conocido como un sistema combinado de placas de corte o muros estructurales.

SISTEMAS ESTRUCTURALES DE RESISTENCIA SISMICA		
SISTEMA	CARGAS VERTICALES	FUERZAS HORIZONTALES
DUAL		

Figura 6: Sistema dual



Fuente: NSR-10

#### 2.2.9.4. Sistema de Muro de Ductilidad Limitada

Este sistema con muros dúctil es la capacidad de los elementos, materiales e incluso sistemas estructurales para deformarse sin romperse, esto es porque todos los elementos estructurales son elementos dúctiles. Este es un sistema con muros de espesores un poco menores a los normales, y pueden resistir las sollicitaciones sísmicas y por su puesto que las cargas de gravitacionales.

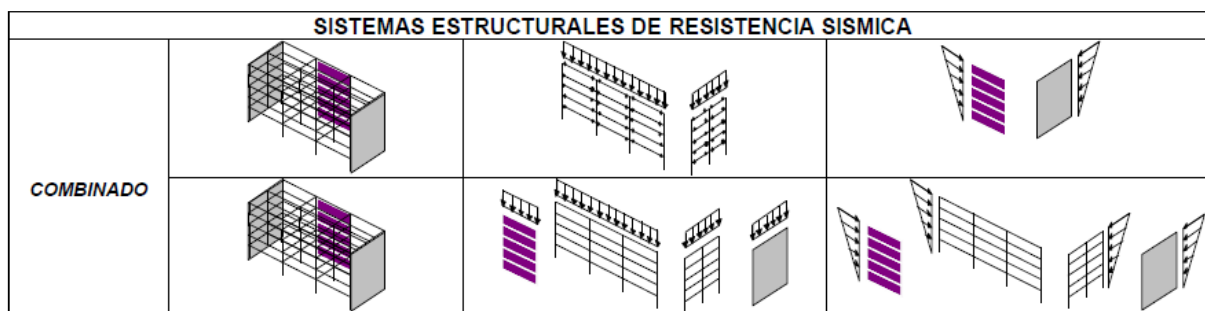


Figura 7: Sistema de muros de ductilidad limitada

Fuente: NSR-10

### 2.3. Definición de Términos Básicos

- **Concreto armado:** Es la mezcla del concreto con acero reforzado el cual tiene una cuantía mínima de acero y una cuantía máxima de acero, preesforzado o no, especificada en los capítulos mayor mente en el capítulo 21 de la norma E060 concreto armado. [19]
- **Reglamento Nacional de Edificación:** Conjunto de normas que sirven para el diseño de edificaciones de concreto armado, diseño de instalaciones sanitarias y diseño de edificaciones de madera. [20]
- **Zonificación:** Distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos. [19]
- **Estudios de sitio:** Estos estudios son realizados en el lugar donde se hará la edificación lo cuales suministran información sobre las mecánicas del suelo. Y si

es un estudio más elaborado puede dar información sobre las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales. [19]

- **Factor de amplificación sísmica:** De acuerdo con el factor suelo, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión obtenida en la norma E030 del 2006: [19]

$$C = 2,5 \cdot \left( \frac{T_p}{T} \right) \quad C \leq 2,5$$

- **Superestructura:** Porción de la estructura que se encuentra por sobre el nivel del terreno. [19]

### **III. Materiales y métodos**

#### **3.1. Métodos y diseños de la investigación**

##### **3.1.1. Método de la investigación**

Este tema de investigación tiene un enfoque: Cuantitativo

Los métodos cuantitativos se caracterizan por generar una idea, formular una pregunta, construir un marco teórico y luego generar una hipótesis, todo antes de realizar el análisis y la recopilación de datos.

##### **3.1.2. Tipo de investigación**

La presente tesis tiene el siguiente tipo de investigación: Descriptivo – Comparativo.

Según Ortega [7] “Las investigaciones descriptivas sólo están diseñadas para medir o recoger información sobre los conceptos o variables a los que se refieren, de forma independiente o conjunta.

##### **3.1.3. Diseño de la investigación**

El diseño metodológico de la presente investigación es: no experimental.

Para el diseño metodológico de esta investigación sus variables independientes no se experimentan debido a que los parámetros de ambas normas de diseño sismorresistente E030 del 2006 y del 2019 solo sirven para ser comparadas una a otra.

#### **3.2. Población y muestra**

##### **3.2.1. Población**

En esta investigación se utilizará como población el hotel Cristian, Maycol y Piero, ubicado en el distrito de Olmos, provincia de Lambayeque, departamento de Lambayeque.

El frontis de esta construcción se encuentra comprendida en la calle San Martín #14211, a los costados colinda con viviendas de terceros.



Fuente: Catastro – Olmos.

### 3.2.2. Muestra

Esta construcción esta conformada por 5 pisos, con un área total de 561m<sup>2</sup>, con un largo de 33.00m y un ancho de 17.00m, con una altura de entre pisos de 2.60m, construido con muros de ladrillo, columnas y vigas de concreto armado y losa aligerada. Cuenta con una escalera de 2 tramos la que conduce a los demás niveles.

La distribución del hotel Cristian, Maycol y Piero es la siguiente:

Primer piso: 1 cochera (para 3 carros), recepción principal, administración, 10 habitaciones simples, 4 habitaciones dobles y 1 habitación matrimonial (cada habitación con baño propio).

Segundo - Quinto piso: 10 habitaciones simples, 4 habitaciones dobles, 4 habitaciones matrimoniales y 1 habitación triple (cada habitación con baño propio).



*Figura 8: Hotel Cristian, Maycol y Piero*

### **3.3. Técnicas e instrumentos de recolección de datos**

#### **3.3.1. Técnicas**

Realizar el comparativo de las 2 normas de la E030 y dar un diagnóstico de l estado de la estructura en función de la capacidad de soporte ante el sismo.

##### **3.3.1.1. Análisis documental**

La técnica de análisis documental consiste en la recopilación de datos en diversas fuentes como revistas, folletos, libros, normativas, etc. En este caso se recopiló información de las diferentes normas (Norma E030 Diseño Sismorresistente 2006 y Norma E030 Diseño Sismorresistente 2019).

#### **3.3.2. Instrumentos de recolección de datos**

##### **3.3.2.1. Instrumentos de computo**

- Microsoft Office: Excel, Word, Power Point.

##### **3.3.2.2. Instrumentos de ingeniería**

- AutoCAD 2020
- Etabs V20.0.1

### **3.4. Procedimiento**

#### **FASE I: Recopilación de información existente:**

- ✓ Realizar coordinaciones con las autoridades encargadas.
- ✓ Recopilar y solicitar información de la zona del proyecto.
- ✓ Revisar la normativa vigente.
- ✓ Revisión parcial por parte del asesor.

#### **FASE II: Trabajo de campo, estudios básicos y procesamiento de datos:**

- ✓ Realizar el análisis sísmico de la edificación.
- ✓ Realizar la modificación del análisis aplicando el coeficiente de amplificación.
- ✓ Realizar la alteración del análisis aplicando los parámetros de sitio.
- ✓ Realizar la variación del análisis aplicando el coeficiente de reducción.
- ✓ Revisión parcial por parte del asesor.

#### **FASE III: Diseño estructural del proyecto**

- ✓ Analizar los análisis sísmicos de la edificación.
- ✓ Realizar el cuadro comparativo de los análisis.
- ✓ Elaborar las memorias de cálculo para costos.
- ✓ Revisión parcial por parte del asesor.

#### **FASE IV: Análisis y resultados, conclusiones y recomendaciones**

- ✓ Realizar el análisis y resultados.
- ✓ Elaborar las conclusiones y recomendaciones.
- ✓ Revisión parcial por parte del asesor.

#### **FASE V: Presentación final del proyecto**

- ✓ Redactar el informe final.
- ✓ Presentación y sustentación final.

### **3.5. Plan de procesamiento de datos**

Se hizo una recopilación de datos y bases teóricas, se analizaron documentos de investigación tanto artículos científicos como tesis similares al tema. Por consiguiente, se

realizó la observación de los planos de estructuras y cimentación de la estructura (hotel de concreto armado de 5 pisos), dichos planos fueron realizados con los parámetros de la norma E030 del año 2006 la cual solo consideraba 3 zonas sísmicas en todo el Perú.

Esta investigación está basada en la comparación de la norma E030 del 2006 y la norma E030 vigente al 2021, por lo tanto, se utilizó el programa de Etabs para diseñar la estructura los parámetros de la norma E030 del 2006 y otro diseño se hizo con los parámetros de la norma E030 vigente al 2021. De la misma manera, se utilizó el programa de Safe para diseñar la cimentación, haciendo dos diseños de los cuales uno fue con los parámetros de la norma E030 del 2006 y el otro diseño fue con los parámetros de la norma E030 vigente al 2021.

### 3.6. Matriz de consistencia

<b>Preguntas</b>	<b>Objetivos</b>	<b>Hipótesis</b>	<b>Operacionalización</b>
<b>Pregunta General</b>	<b>Objetivo General</b>	<b>Hipótesis General</b>	
¿Existe diferencia significativa en el diseño del hotel de 5 niveles de concreto armado aplicando la norma E030 del 2006 y del 2019, en el distrito de Olmos?	Realizar un análisis comparativo del diseño estructural de un edificio entre la norma E030 del 2006 y la norma E030 vigente al 2021, para identificar las modificaciones con respecto a sus parámetros de análisis sísmico.	Existe diferencia significativa entre la norma E030 del 2006 y la del 2019, cuando se utiliza para el diseño estructural del hotel Cristian, Maycol y Piero, en el distrito de Olmos, departamento de Lambayeque, 2022.	Diseño estructural
<b>Preguntas Específicas</b>	<b>Objetivos Generales</b>	<b>Hipótesis Específicas</b>	
¿Cuáles son las diferencias del análisis del diseño estructural de los parámetros de zonificación aplicando la norma E030 del 2006 y del 2019?	Determinar la variación del análisis del diseño estructural de un hotel de concreto armado mediante la aplicación de los parámetros de zonificación de la Norma E030 2006 en comparación con la norma E030 vigente al 2021.	Existe diferencia en el análisis del diseño estructural de los parámetros de zonificación entre la norma E030 del 2006 y del 2019 del hotel Cristian, Maycol y Piero, en el distrito de Olmos, departamento de Lambayeque, 2022.	Variación de la E030



¿Cuáles son las diferencias del análisis del diseño estructural de la amplificación sísmica aplicando la norma E030 del 2006 y del 2019?	Determinar la modificación del análisis del diseño estructural de un hotel de concreto armado mediante la aplicación del coeficiente de amplificación sísmica de la Norma E030 2006 en comparación con la norma E030 vigente al 2021.	Existe diferencia en el análisis del diseño estructural de los coeficientes de amplificación sísmica entre la norma E030 del 2006 y del 2019 del hotel Cristian, Maycol y Piero, en el distrito de Olmos, departamento de Lambayeque, 2022.	
¿Cuáles son las diferencias del análisis del diseño estructural de los parámetros de sitio aplicando la norma E030 del 2006 y del 2019?	Determinar la alteración del análisis del diseño estructural de un hotel de concreto armado mediante la aplicación de los parámetros de sitio de la Norma E030 2006 en comparación con la norma E030 vigente al 2021.	Existe diferencia en el análisis del diseño estructural de los parámetros de sitio entre la norma E030 del 2006 y del 2019 del hotel Cristian, Maycol y Piero, en el distrito de Olmos, departamento de Lambayeque, 2022.	
¿Cuáles son las diferencias del análisis del diseño estructural del coeficiente de reducción aplicando la norma E030 del 2006 y del 2019?	Determinar la variación del análisis del diseño estructural de un hotel de concreto armado mediante la aplicación del coeficiente de reducción de la Norma E030 2006 en comparación con la norma E030 vigente al 2021.	Existe diferencia en el análisis del diseño estructural del coeficiente de reducción entre la norma E030 del 2006 y del 2019 del hotel Cristian, Maycol y Piero, en el distrito de Olmos, departamento de Lambayeque, 2022.	

*Fuente: Elaboración propia*

### 3.7. Operacionalización de variables

#### Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E 030 del 2006 y la norma E 030 vigente al 2021

Tabla 9: Operacionalización de variable 01

Variables de estudio	Definición conceptual	Definición operacional	Dimensión	Indicadores
<b>Variable 01: Diseño estructural</b>	El diseño estructural incluye varias actividades realizadas por los diseñadores para determinar la forma, las dimensiones y las características detalladas de una estructura, una parte de una construcción que tiene como función absorberlas solicitaciones que se presentan durante las distintas etapas de su existencia.	[13]	Sistema de estructuración	Sismo en las direcciones X, Y, Z

Fuente: Elaboración propia

*Tabla 10: Operacionalización de variable 02*

<b>Variables de estudio</b>	<b>Definición conceptual</b>	<b>Definición operacional</b>	<b>Dimensión</b>	<b>Indicadores</b>
<b>Variable 02: Variaciones de la E030</b>	Las variaciones de la norma de diseño sismorresistente de van dando conforme van avanzando las investigaciones científicas en el ámbito de la sismología. Sus variaciones de dan en los parámetros que se necesitan para realizar el diseño de la estructura.	[22]	Versión 2006	Programas de ingeniería
			Versión 2019	

*Fuente: Elaboración propia*

#### IV. Resultados y discusión

El diseño estático y dinámico de la estructura fue analizada con cada norma de diseño sismorresistente E 030 del año 2006 y 2019 para un modelo empotrado en la base, en este capítulo se realizará una comparación de resultados obtenidos en el análisis sísmico y los puntos a analizar son variación de los parámetros sísmicos.

##### 4.1. Análisis sísmico comparativo

*Tabla 11: Comparación de los parámetros sísmicos en Dirección X-X*

PARÁMETROS	2006	2019
Factor de Zona	Z = 0.40	Z = 0.45
Factor de Uso	U = 1.00	U = 1.00
Factor de Suelo S3	S = 1.40	S = 1.10
Periodos que define la plataforma del factor C	Tp = 0.90	Tp = 1.00
Periodos que define el inicio de la zona del factor C	-	TL = 1.60
Coefficiente de Amplificación Sísmica	C = 2.50	C = 2.50
Coefficiente básico de reducción	-	Ro = 8
Factor de irregularidad	Regular	Ia = 1
	Regular	Ip = 1
Coefficiente de reducción por Ductilidad	R = 8	R = 8

*Fuente: Elaboración propia*

*Tabla 12: Comparación de los parámetros sísmicos en Dirección Y-Y*

PARÁMETROS	2006	2019
Factor de Zona	Z = 0.40	Z = 0.45
Factor de Uso	U = 1.00	U = 1.00
Factor de Suelo S3	S = 1.40	S = 1.10
Periodos que define la plataforma del factor C	Tp = 0.90	Tp = 1.00
Periodos que define el inicio de la zona del factor C	-	TL = 1.60
Coefficiente de Amplificación Sísmica	C = 2.50	C = 2.50
Coefficiente básico de reducción	-	Ro = 8
Factor de irregularidad	Regular	Ia = 1
	Regular	Ip = 1
Coefficiente de reducción por Ductilidad	R = 8	R = 8

*Fuente: Elaboración propia*

En la **Tabla 6** se puede observar del factor Zona (Z) el cual se ve que ha aumentado en un 12.5% respecto con la norma sismorresistente E 030 del 2006, caso contrario se da con el factor de suelo se ve afectado disminuyendo en un 21.43%.

#### 4.1.1. Comparación del periodo de la estructura

Al momento de hacer el análisis sísmico los periodos de vibración para la norma de diseño sismorresistente del 2006 y del 2019 cuentan con resultados iguales. Sin embargo, se muestra lo contrario en el análisis sísmico con muros estructurales con la norma del 2006 y del 2019. La misma que se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 13: Comparación periodos de vibración (seg)

Modos	Modelo sin muros estructurales	Modelo con muros estructurales
	NTE.030 2006/2019	NTE.030 2006/2019
1	1.158	0.622
2	0.827	0.477
3	0.661	0.353
4	0.346	0.153
5	0.254	0.131
6	0.211	0.086
7	0.174	0.068
8	0.136	0.062
9	0.116	0.042
10	0.107	0.040
11	0.091	0.039
12	0.08	0.031

Fuente: Elaboración propia

En la **tabla 13** se aprecia los 12 modos de vibración, en el primer modo para el modelo sin muros estructurales tiene un periodo de de 1.158 segundos, y para el modelo con muros estructurales tenemos un periodos de 0.622 segundos.

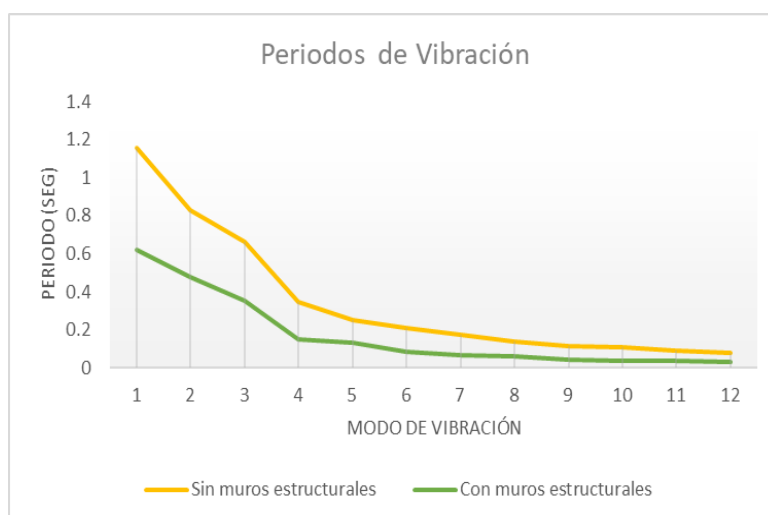


Figura 9: Periodos de vibración en la estructura sin muros estructurales y con muros estructurales.

Fuente: Elaboración propia

Modelo sin muros estructurales: En la dirección “Y” en el modo 1 tenemos un periodo fundamental de 1.158 segundos, y en la dirección “X” un periodo fundamental de 0.661 segundos.

Modelo con muros estructurales: En la dirección “Y” en el modo 1 tenemos un periodo fundamental de 0.622 segundos, mientras que en la dirección “X” en el modo 1 tenemos un periodo fundamental de 0.477 segundos.

En la **figura 9** podemos concluir que para el modelo con muros estructurales el primer modo de vibración se ve disminuido en un 53.4% respecto al modelo sin muros estructurales.

#### **4.1.1.1.Participación de masas**

Como se puede observar en la **figura 10** y **figura 11** se observa que para el modelo sin muros estructurales se obtuvo periodos fundamentales con una mayor masa participativa, en la dirección “X” en el modo 3 tenemos con una mayor masa de participación del 77,61%, y en la dirección “Y” en el modo 1 tenemos con mayor masa de participación del 69.56%, mientras que para el modelo con muros estructurales tenemos que en el segundo modo y con una mayor masa de participación se da en la dirección “X” con un 74.14% y en la dirección “Y” en el primer modo con un 71.95% de masa participativa, estos mismos resultados se muestran en la siguiente **tabla 14**.

*Tabla 14: Participación de masas para el modelo sin muros estructurales y para el modelo con muros estructurales*

Modos	Modelo sin muros estructurales - E030 2006 - 2019			Modelo con muros estructurales - E030 2006-2019		
	Periodo (s)	Ux	Uy	Peirodo(s)	Ux	Uy
1	1.1580	11.79%	69.56%	0.6220	6.73%	71.95%
2	0.8270	0.70%	2.30%	0.4770	74.14%	6.44%
3	0.6610	77.61%	8.71%	0.3530	1.26%	0.00%
4	0.3460	0.10%	11.95%	0.1530	1.65%	15.16%
5	0.2540	0.66%	0.97%	0.1310	12.76%	2.08%
6	0.2110	7.52%	0.94%	0.0860	0.01%	0.00%
7	0.1740	0.08%	3.75%	0.0680	0.47%	2.97%
8	0.1360	0.19%	0.29%	0.0620	2.36%	0.60%
9	0.1160	1.07%	0.12%	0.0420	0.13%	0.52%
10	0.1070	0.02%	0.99%	0.0400	0.40%	0.16%
11	0.0910	0.05%	0.14%	0.0390	0.01%	0.01%
12	0.0800	0.20%	0.09%	0.0310	0.04%	0.05%

Fuente: Elaboración propia

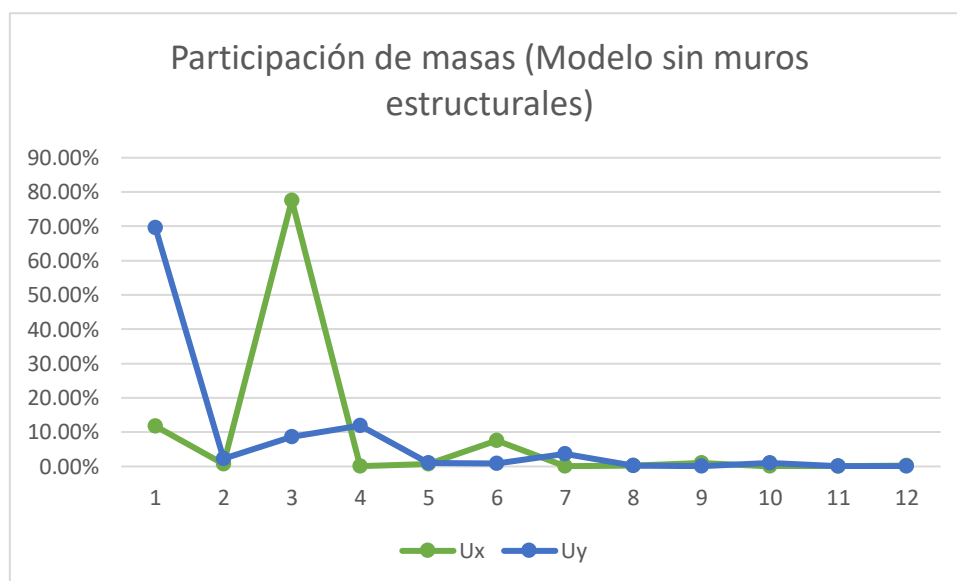
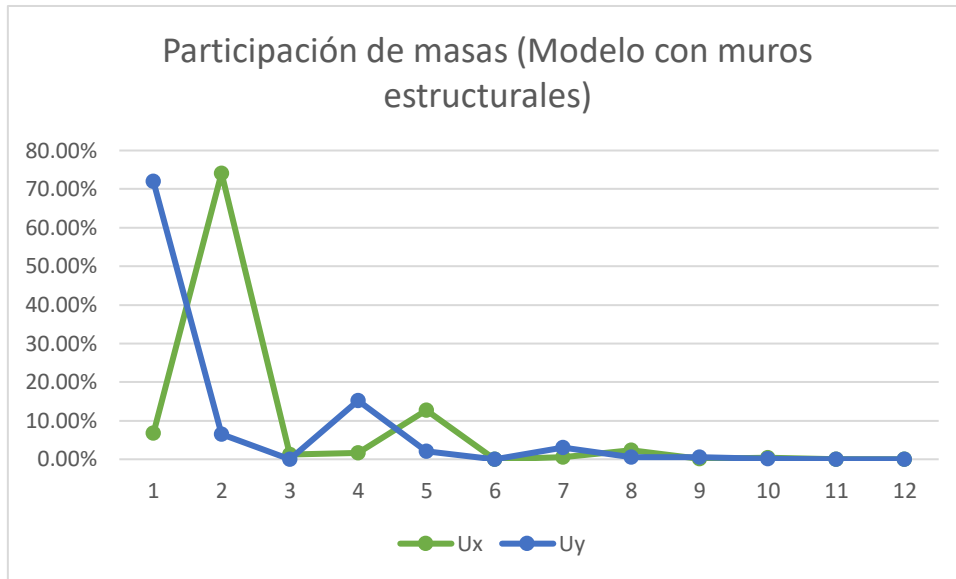


Figura 10: Participación de masa en la estructura modelo sin muros estructurales (E030 - 2006/2019)

Fuente: Elaboración propia

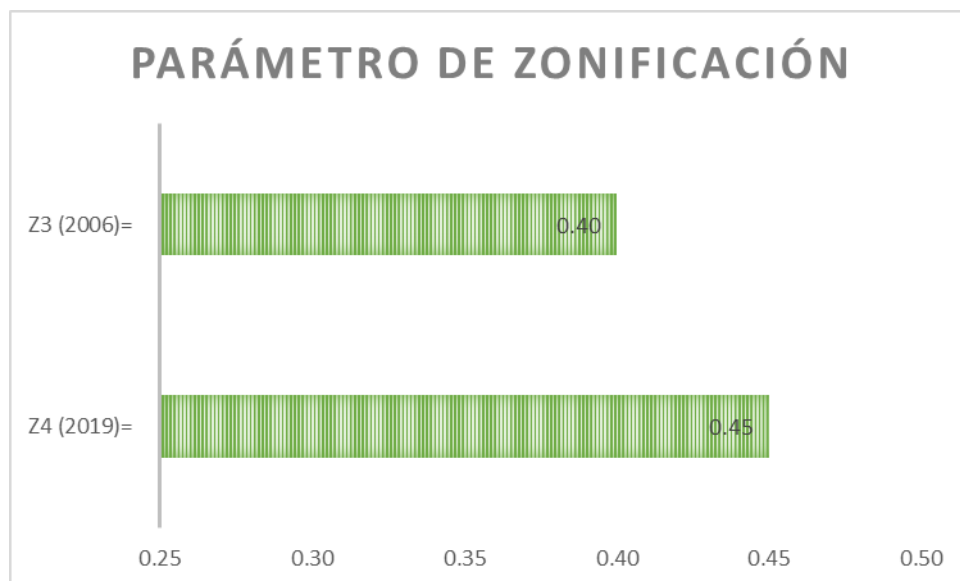


*Figura 11: Participación de masa en la estructura modelo con muros estructurales (E030 - 2006/2019)*

*Fuente: Elaboración propia*

## 4.2. Interpretación y comparación de resultados

### 4.2.1. Parámetro de zonificación



*Figura 12: Parámetros de zonificación del modelo sin muros estructurales (E030 2006 & E030 2019)*

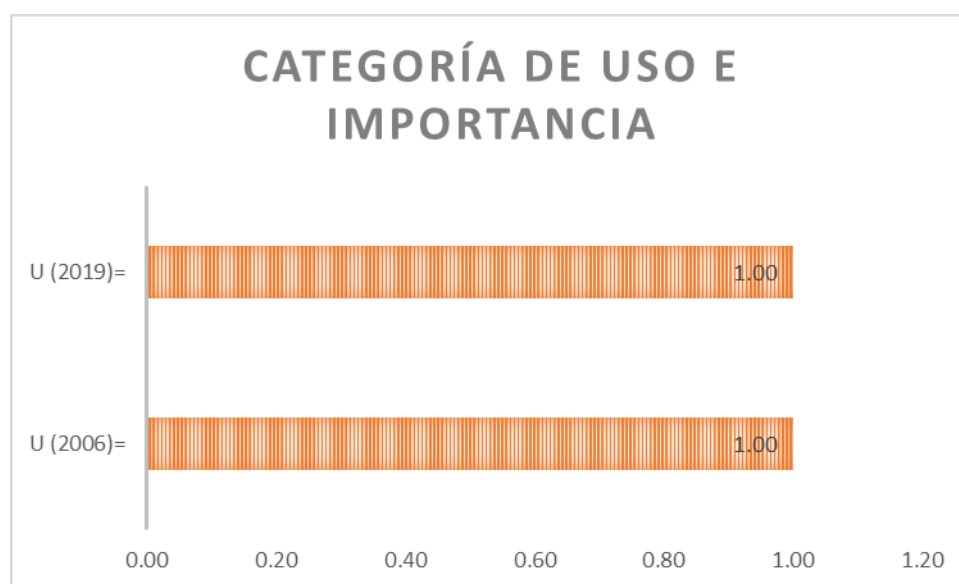
*Fuente: Elaboración propia*

La norma técnica de diseño sismorresistente esta compuesta por muchos factores y códigos que desempeñan una labor muy importante al momento de diseñar por sismo y nos ayudan a diseñar una buena edificación capaz de soportar sismos sin que la estructura



colapso; la norma E030 diseño sismorresistente de 2006 a lo largo de los años y de investigaciones científicas se ha ido modificando, siendo así que la E030 del 2006 respecto a la del 2019 el parámetro de zonificación ha aumentado en un 12.5%, como se puede apreciar en la **Figura 4**, el valor de Z en la norma E030 del 2006 es de 0.40g en cambio el valor de Z en la norma E030 del 2019 es igual a 0.45g, esta diferencia se da ya que se trata de diferentes de zonas diferentes (Zona 3 y Zona 4), estos valores cambiando gracias a las investigaciones realizadas en el ámbito de la sismología.

#### 4.2.2. Categoría de uso e importancia



*Figura 13: Categoría de uso e importancia del modelo sin muros estructurales (E030 2006 & E030 2019)*

*Fuente: Elaboración propia*

La norma de diseño sismorresistente está en constantes modificación, estas modificaciones hacen que las edificaciones estén mejor diseñadas y estas tengan un mejor comportamiento estructural al momento de un sismo, pero en este caso como viene a ser la Categoría de uso e importancia no tiene ninguna actualización, el uso de la edificación de este tema de investigación es una edificación común, por lo tanto para la norma E030 del 2006 el uso para edificaciones de uso común es de 1.00, mientras que para el norma E030 del 2019 para edificaciones de uso común también es de 1.00. Es decir, entre la norma del 2006 y del 2019 no se presenta ninguna modificación respecto a la categoría de uso e importancia.

### 4.2.3. Coeficiente de Amplificación Sísmica

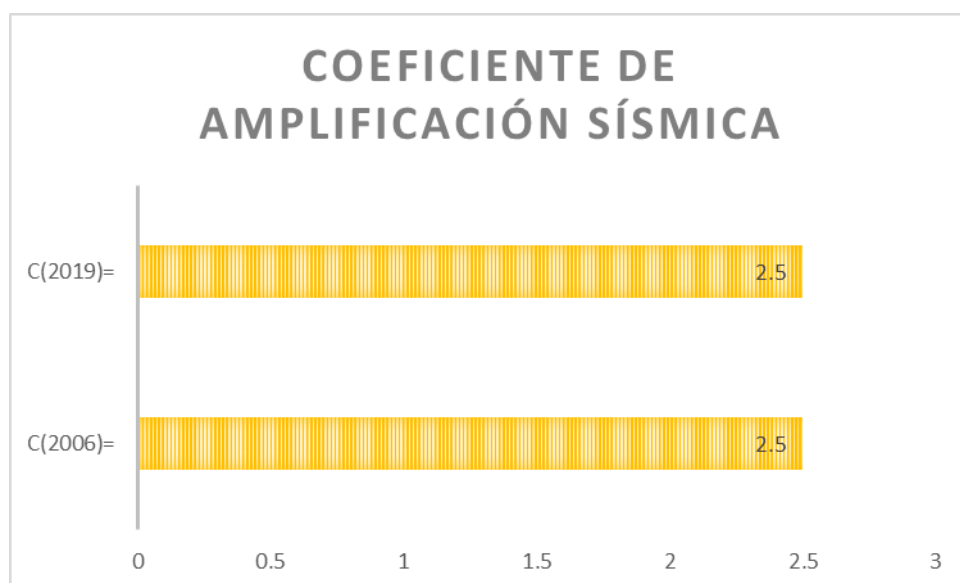


Figura 14: Coeficiente de Amplificación Sísmica del modelo sin muros estructurales (E030 2006 & E030 2019)

Fuente: Elaboración propia

Las diferentes normas de diseño sismorresistente nos dan condiciones para poder hallar el coeficiente de amplificación sísmica. Por consiguiente, en la norma E030 de diseño sismorresistente del 2006, nos da un valor de  $C=4,5$ , pero la norma nos dice que  $C$  debe ser menor o igual a 2,5, por lo tanto, para la E030 del 2006 el valor de  $C$  sería igual a 2.5. De forma similar para la norma E030 del 2019 nos da condiciones, pero esta vez depende de varios factores como el tipo de suelo ( $S$ ), el periodo fundamental ( $T$ ) y de los periodos  $T_p$  y  $T_L$ , siendo así que cumpliendo las condiciones de la norma E030 del 2019 el valor de  $C$  sería igual a 2.5. Como se puede apreciar en la **figura 14**.

### 4.2.4. Parámetros de sitio

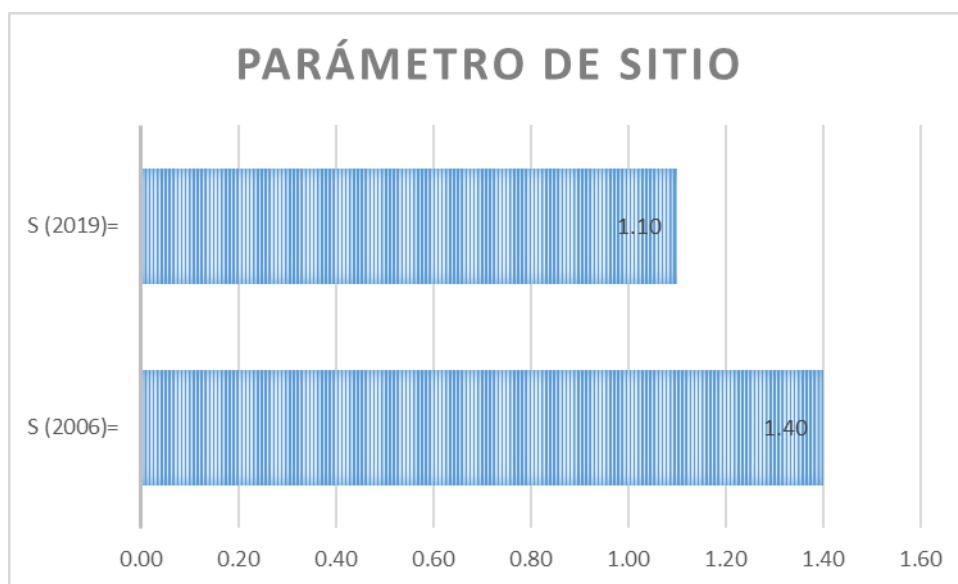
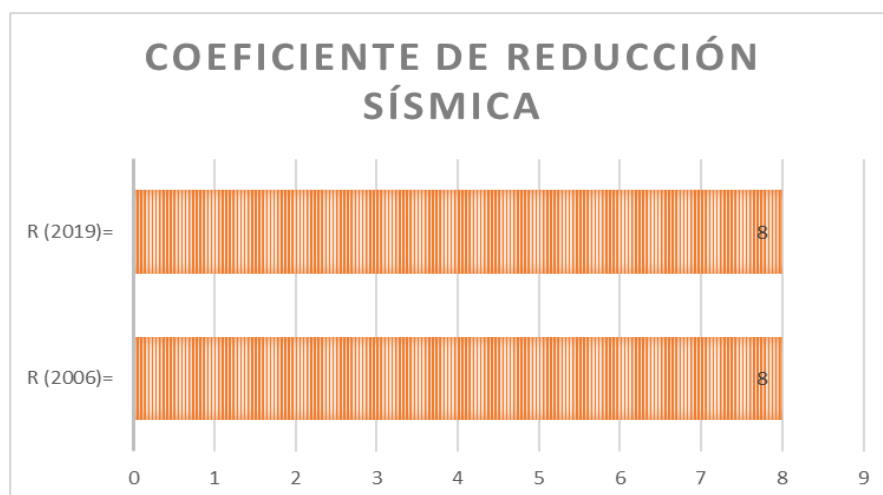


Figura 15: Parámetro de sitio ( $S$ ) del modelo sin muros estructurales (E030 2006 & E030 2019)

Fuente: Elaboración propia

El parámetro de sitio o factor de suelo también tiene condiciones en las diferentes normas de diseño sismorresistente, para la norma E030 del 2006 el parámetro de sitio depende solo de que tipo de suelo es en donde se construirá la edificación, en cambio en el norma E030 del 2019 el factor de suelo depende de la zona y del tipo de suelo. Como se puede apreciar en la **figura 15**, el parámetro sitio de la norma E030 del 2019 a disminuido en un -21.4% con respecto a la norma E030 del 2006, la diferencia de estos parámetros de sitio es de 0.30, por lo tanto, tendrá incidencias de manera positiva en el comportamiento estructural de la edificación.

#### 4.2.5. Coeficiente de Reducción Sísmica

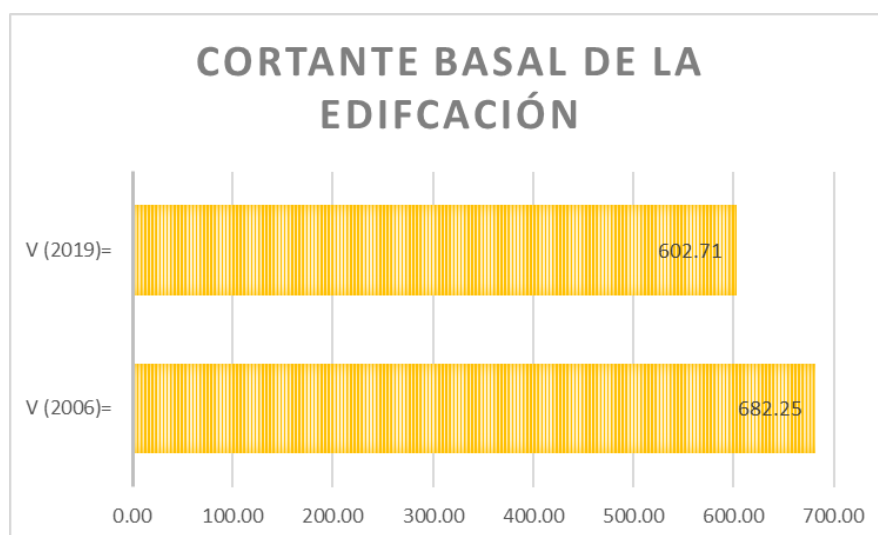


*Figura 16: Coeficiente de reducción sísmica (R) del modelo sin muros estructurales (E030 2006 & E030 2019)*

El

coeficiente de reducción sísmica no tiene ninguna variación en las diferentes normas de diseño sismorresistente (2006 y 2019), en ambas normas el sistema estructural es de Pórticos, ya que la estructura no cuenta con muros estructurales, solo columnas y vigas. Por lo tanto, en la norma E030 del 2006 su valor es 8, así como en la norma E030 del 2019 con valor de 8.

#### 4.2.6. Cortante Basal del Edificio



*Figura 17: Cortante Basal (V) del modelo sin muros estructurales (E030 2006 & E030 2019)*

*Fuente: Elaboración propia*

La **figura 17** se trata de la cortante basal del edificio, es un cálculo que se halla con la fórmula que está establecida en la norma E030 ya sea la del 2006 o la del 2019, se debe tener en cuenta los parámetros necesarios ya que estos son requeridos para poder hacer el cálculo. Una vez obtenido el cálculo se sabe que para el diseño con la norma E030 del 2006 dio una cortante basal de  $V=682.25\text{Tn}$ , en cambio para el diseño con la norma E030 del 2019 dio una cortante basal de  $V=602.71\text{Tn}$ , teniendo una variación de 11.66% esto se debe a que varios parámetros se han modificado.

#### 4.2.7. Cuadro resumen de comparación de resultados

De acuerdo con las comparaciones realizadas anteriormente podemos decir que los parámetros sísmicos actualizados, es decir, los de la norma E030 del 2019 son muchos más seguros que los parámetros sísmicos de la norma E030 2006, estas diferencias los podemos apreciar en la **tabla 15** que es un resumen de cada valor de los parámetros utilizados para el análisis de la edificación. Se puede observar que en algunos casos los parámetros no han sufrido cambio alguno ya que estos valores no tienen gran incidencia al momento de realizar el análisis estructural.

*Tabla 15: Cuadro resumen de comparación de resultados (E030 2006 & E030 2019)*

MODELO SIN MUROS ESTRUCTURALES						
PARÁMETROS SÍSMICOS	Nomenclatura	E.030 2006		E.030 2019		%
		Clasificación, tipo, Categoría, Uso	Valor	Clasificación, tipo, Categoría, Uso	Valor	
Zona	Z	3	0.40	4	0.45	12.50
Parámetro de sitio / Factor suelo	S	3	1.40	3	1.10	-21.43
		T <sub>p</sub>	0.90	T <sub>p</sub>	1.00	11.11
				T <sub>L</sub>	1.60	
Categoría de la edificación	U	Común	1.00	Común	1.00	0.00
Coefficiente básico de Reducción Sísmica	R <sub>o</sub>	Porticos	8.00	Porticos	8.00	0.00
Regularidad estructural	Regular	I <sub>a</sub>	1.00	I <sub>a</sub>	1.00	0.00
		I <sub>p</sub>	1.00	I <sub>p</sub>	1.00	0.00
Coefficiente de Reducción Sísmica	R	Porticos	8.00	Porticos	8.00	0.00
Coefficiente de Amplificación Sísmica	C	T > C	2.50	T < C	2.50	0.00
Peso Sísmico	P	Peso	3898.6 Tn	Peso	3896.29 Tn	0.00
Coefficiente de Cortante Basal	C <sub>v</sub>	ZUCS/R	0.175	ZUCS/R	0.1547	-11.61
Cortante Basal	V	Fuerza Cortante	682.25 Tn	Fuerza Cortante	602.71 Tn	-11.66
Desplazamiento	Δ	X	0.01644	X	0.01456	-11.47
		Y	0.02750	Y	0.02697	-1.93

*Fuente: Elaboración propia*

En la **tabla 15** se puede observar un resumen de la comparación entre las normas de diseño sismorresistente E030 del 2006 y la norma E030 del 2019. Al momento de comparar ambas normas se observó que el factor zona de la norma E030 del 2019 aumento un 12.5% respecto a la norma E02006. En cambio, el parámetro de sitio o factor

suelo de la E030 del 2019 disminuyó en un 21.43% respecto a la E030 del 2006. En lo que es la categoría de la edificación para ambas normas sigue siendo el mismo valor, por lo tanto, no hay ninguna variación. También se puede apreciar que el factor de reducción sísmica no tiene ninguna variación en las normas. Sin embargo, la cortante basal de la norma E030 del 2019 disminuyó en un 11.66% respecto a la norma E030 del 2006.

### **4.3. Estructuración del modelo sin muros estructurales**

Una estructura está compuesta por elementos estructurales de concreto armado de las cuales está integrada el proyecto de investigación. Para este proyecto de modelo sin muros estructurales tiene un sistema de Pórticos en ambas direcciones y el análisis se hará mediante el software Etabs.

#### **4.3.1. Especificaciones de la estructura**

Sistema estructura: Pórticos

Losa de entre piso: Aligerada

#### **Concreto**

$F'_c$ : 210kg/cm<sup>2</sup>

Peso Específico: 2400 kg/cm<sup>3</sup>

E: 217370.65 kg/cm<sup>2</sup>

#### **Acero**

Tipo: Corrugado (ASTM A605 – G°60)

$F_y$ : 4200 kg/cm<sup>2</sup>

E:  $2 \cdot 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>

#### **4.3.2. Características del terreno**

Tipo de suelo: S3

Capacidad portante: 0.80 kg/cm<sup>2</sup>

Relación de Poisson: 0.35

### 4.3.3. Metrado de cargas

Tabla 16: Cuadro de metrado de cargas

Metrado de Cargas	
CM (Carga Muerta)=	270 kg/m <sup>2</sup>
S/C (Carga Viva)=	350 kg/m <sup>2</sup>
Peso Total=	620 kg/m <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

En la **tabla 16** se observa el metrado de cargas, tanto para la carga muerta y la carga viva, siendo un peso total de 620kg/cm<sup>2</sup>.

### 4.3.4. Losas aligeradas

En esta investigación solo hay un tipo de losa aligerada de 20cm

### 4.3.5. Escalera

En la presente investigación solo hay una escalera de 2 tramos.

### 4.3.6. Vigas

V1 (30 x 40)

V2 (30 x 50)

V3 (30 x 35)

V4 (25 x 40)

V5 (25 x 50)

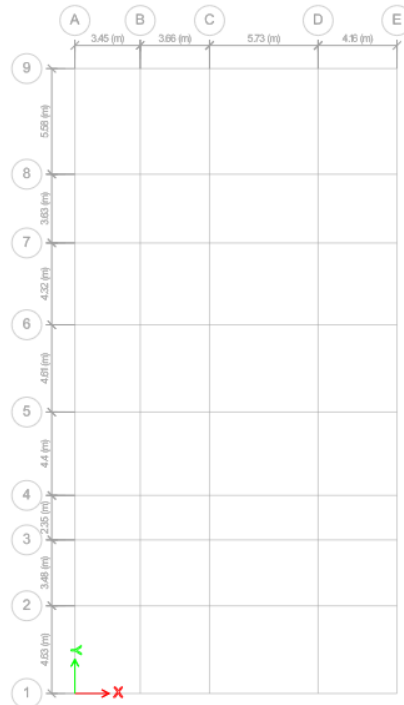
V6 (25 x 35)

### 4.3.7. Columnas

Para este proyecto se consideraron columnas rectangulares de 30 x 40 cm y de 40 x 30 cm.

### 4.3.8. Definición de Materiales

Para el modelamiento de la edificación del proyecto se desarrollará por medio del software Etabs V20.0.1.



*Figura 18: Malla del proyecto sin muros estructurales*

#### 4.3.8.1. Creación de propiedades de los materiales



El material usado para la edificación es concreto armado con una resistencia a compresión de  $f'_c=210\text{kg/cm}^2$

*Fuente: Etabs V20.0.1*

#### 4.3.8.2. Creación de secciones lineales

Las secciones de los elementos horizontales fueron creadas en función a los datos obtenidos de los planos y la información del expediente técnico.

*Figura 19: Definición de propiedades del material*

*Figura 20: Definición de columnas*

*Fuente: Etabs V20.0.1*

The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box. The 'General Data' section includes a text field for 'Property Name' containing 'V.0.3\*0.4', a dropdown for 'Material' set to 'F'c 210 Kg/cm2', and buttons for 'Modify/Show Notional Size...', 'Change...', and 'Modify/Show Notes...'. The 'Shape' section has a dropdown for 'Section Shape' set to 'Concrete Rectangular'. The 'Section Property Source' section shows 'Source: User Defined'. The 'Section Dimensions' section has input fields for 'Depth' (0.4 m) and 'Width' (0.3 m). The 'Property Modifiers' section has a 'Modify/Show Modifiers...' button and 'Currently Default' text. The 'Reinforcement' section has a 'Modify/Show Rebar...' button. At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons, and a checkbox for 'Include Automatic Rigid Zone Area Over Column'.

*Figura 21: Definición de vigas*

*Fuente: Etabs V20.0.1*

The screenshot shows the 'Slab Property Data' dialog box. The 'General Data' section includes a text field for 'Property Name' containing 'Losa Aligerada 20cm', a dropdown for 'Slab Material' set to 'F'c 210 Kg/cm2', buttons for 'Modify/Show Notional Size...', 'Change...', and 'Modify/Show...'. The 'Property Data' section has a dropdown for 'Type' set to 'Ribbed', and input fields for 'Overall Depth' (0.2 m), 'Slab Thickness' (0.05 m), 'Stem Width at Top' (0.1 m), 'Stem Width at Bottom' (0.1 m), 'Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction)' (0.4 m), and 'Rib Direction is Parallel to' (Local 1 Axis). At the bottom, there are 'OK' and 'Cancel' buttons.

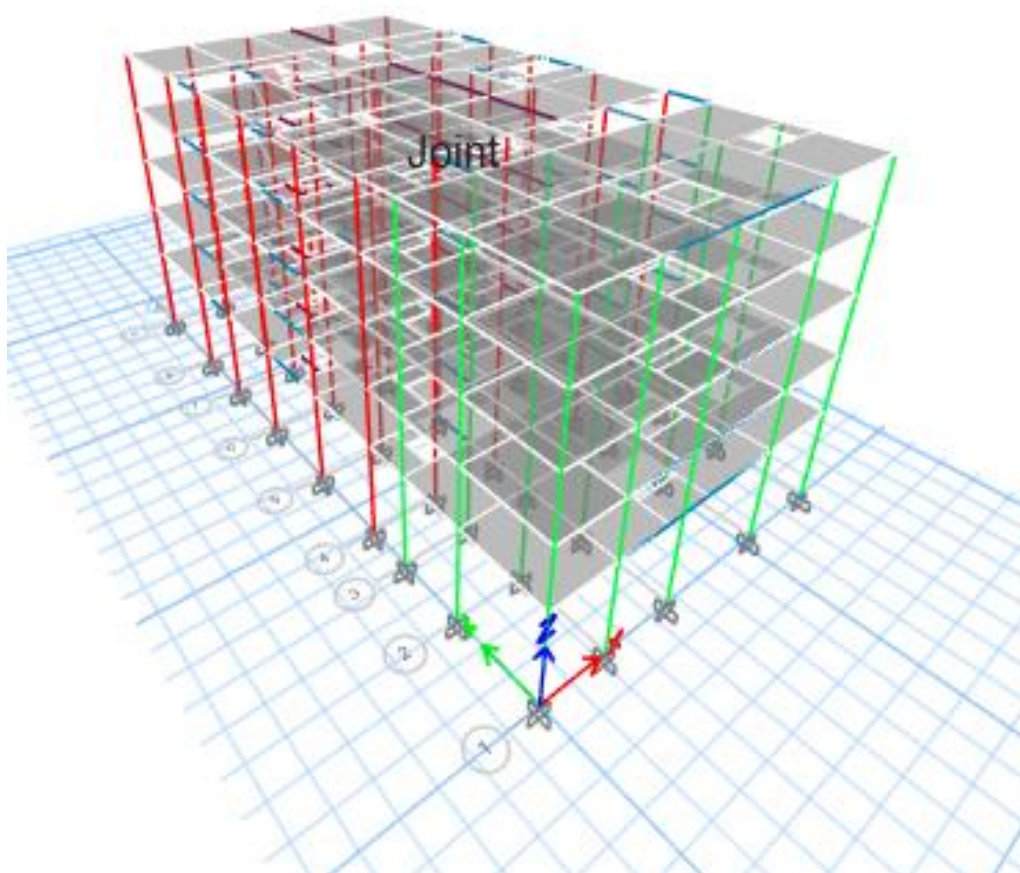
*Figura 22: Definición de la losa aligerada*

*Fuente: Etabs V20.0.1*

#### 4.3.9. Modelamiento estructural del edificio

A continuación, se muestra la modelación del proyecto Hotel Cristian, Maycol y Piero mediante el apoyo del programa Etabs V20.0.1, el cual sirvió para el recojo de resultado adquiridos del análisis estructural del edificio.

Para la modelación del proyecto se consideraron las cargas sísmicas en ambas direcciones “X” “Y”, tanto para el análisis estático como para el análisis dinámico empleando la norma E030 diseño sismorresistente del 2006 y la del 2019, del mismo modo se consideró las cargas y sobre cargas para la estructura.

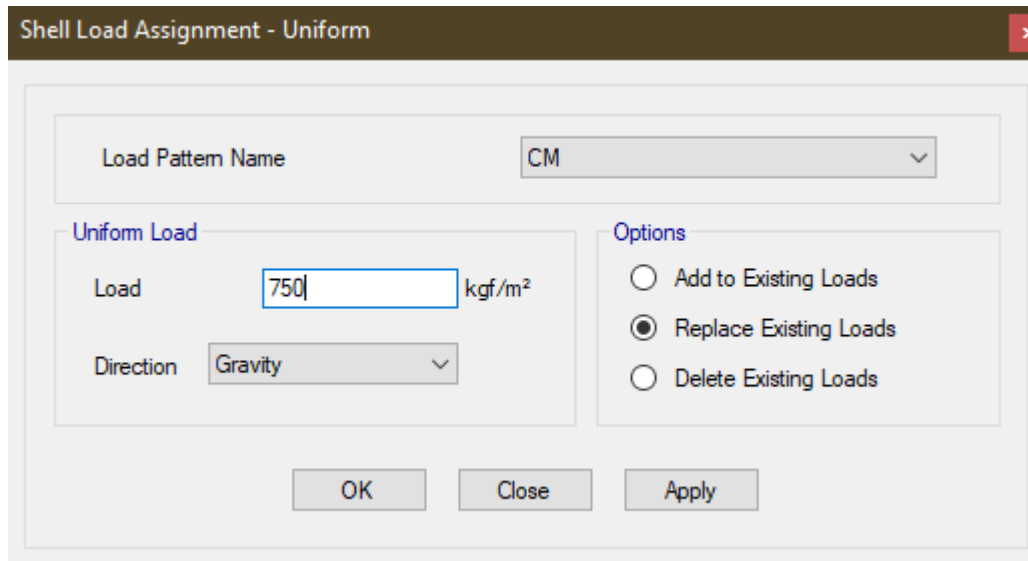


*Figura 23: Modelación del proyecto original (sin muros estructurales)*

Fuente: Etabs V20.0.1

#### 4.3.9.1. Asignación de cargas a la estructura

En esta parte se procedió a ingresar las cargas muertas y vivas para el análisis, el programa Etabs se encargó de distribuir el peso en la losa.



Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: CM

Uniform Load

Load: 750 kgf/m<sup>2</sup>

Direction: Gravity

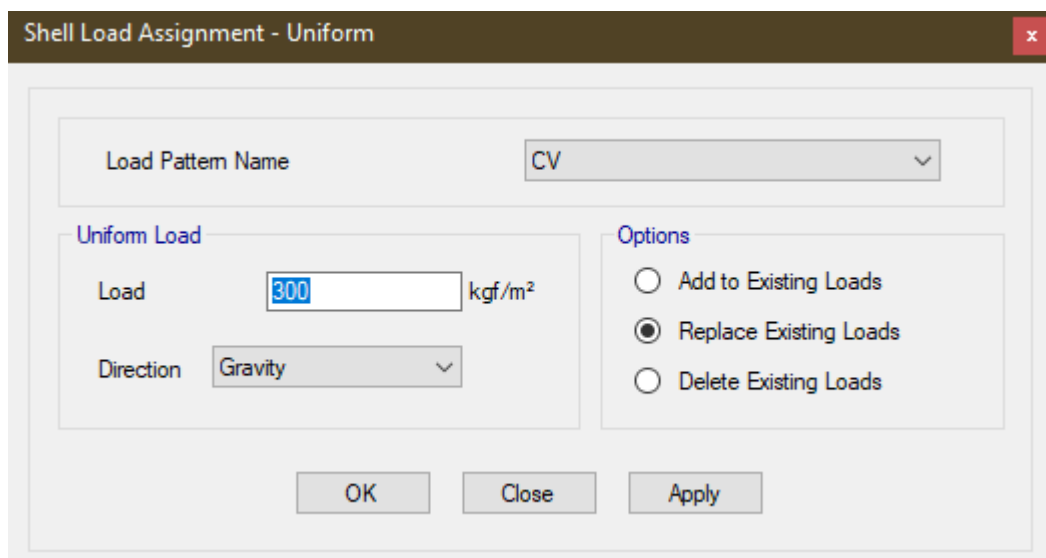
Options

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

OK Close Apply

Figura 24: Definición de la carga muerta (CM)

Fuente: Etabs V20.0.1



Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: CV

Uniform Load

Load: 300 kgf/m<sup>2</sup>

Direction: Gravity

Options

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

OK Close Apply

Figura 25: Definición de la carga viva (CV)

Fuente: Etabs V20.0.1

### 4.3.10. Cálculo del análisis sísmico estático

#### 4.3.10.1. Cálculo del análisis sísmico estático del modelo sin muros estructurales aplicando la norma E030 2006

Parámetros de las características sísmicas según el Norma Técnica Peruana (NTP) E.030 de diseño sismorresistente.

##### a. Zonificación

Zona: 3 Z=0.40

##### b. Parámetro de sitio

Tipo de suelo: S3 S3=1.40 y Tp=0.9

##### c. Categoría de la edificación

Categoría: Edificaciones comunes U= 1.00

##### d. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas

La edificación tiene un sistema de Pórticos Ro=8

##### e. Regularidad Estructural

La edificación tiene una estructura regular Ia= 1.00 e Ip= 1.00

##### f. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

Debemos considerar:

- Si existe irregularidad,  $R=I_a * I_p * R_o$
- Si es regular,  $R = R_o$  R= 8

#### 4.3.10.1.1. Cálculo del análisis estático del modelo sin muros estructurales aplicando la norma E030 2006

##### a. Periodo fundamental

$$T = \frac{H_n}{C_T}$$

$$T = \frac{16.80 \text{ m}}{35}$$

$$T = 0.480 \text{ s}$$

Donde:

Hn: Altura total de la edificación

Ct= 35, para pórticos

Ct= 45, para muros de corte

Ct= 60, para Dual, y muros estructurales

### b. Coeficiente de amplificación sísmica “C”

La norma E030 nos da una condición para poder calcular el C:

$$C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right) \leq 2.5$$

Tenemos periodos fundamentales (T) en la dirección X e Y

$$T_x = 0.661 \quad ; \quad T_y = 1.158$$

**Para Tx:**  $C = \frac{2.5 * 0.9}{0.661} \quad C = 3.4039$

C es mayor que 2.5, por lo tanto, se toma el valor de 2.5

$$C = 2.5$$

**Para Ty:**

$$C = \frac{2.5 * 0.9}{1.158} \quad C = 1.9430$$

En este caso C es menor que 2.5, por lo tanto, se toma el valor de 1.943

### c. Fuerza (reacción) cortante de la Estructura

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

Peso del edificio	<b>3898.574 Tn</b>
-------------------	--------------------

$$V = 682.250 \text{ Tn}$$

Comprobando:

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

$$\frac{C}{R} = 0.313$$

Por lo tanto:

$$0.313 \geq 0.125 \quad \text{Si Cumple}$$

### d. Distribución de la fuerza sísmica de la edificación

*Tabla 17: Peso de la edificación del modelo sin muros estructurales (E.030)*

Piso	Peso
Piso 5	689.153 Tn
Piso 4	825.030 Tn
Piso 3	825.030 Tn
Piso 2	825.030 Tn
Piso 1	734.332 Tn
<b>Peso del edificio</b>	<b>3898.574 Tn</b>

Fuente: Elaboración propia

La Norma E.030 del 2006 nos dice que sí el periodo fundamental (T) es mayor a 0.7s, una parte de la fuerza cortante (V), que se denomina Fa, debería aplicarse como fuerza como una fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza se aplicará solo si no se cumple la siguiente condición.

$$F_a = 0,07 \cdot T \cdot V \leq 0,15 \cdot V$$

$$F_a = 22.924 \text{ Tn} \leq 102.338 \text{ Tn}$$

Si Cumple

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$$

Donde:

$$V - F_a = 659.327 \text{ Tn}$$

Tabla 18: Distribución de fuerzas sísmicas del modelo sin muros estructurales (E.030)

Piso	Peso (Tn)	H (m)	Hi (m)	P*Hi	P*Hi (Acum.)	Fi (Tn)
Piso 5	689.15	3.00	16.80	11577.76	41833.52	182.47
Piso 4	825.03	3.00	13.80	11385.41	30255.76	179.44
Piso 3	825.03	3.00	10.80	8910.32	18870.35	140.43
Piso 2	825.03	3.00	7.80	6435.23	9960.03	101.42
Piso 1	734.33	4.80	4.80	3524.79	3524.79	55.55

Fuente: Elaboración propia

$$\sum(V - F_a) = 659.327 \text{ Tn}$$

### e. Control de derivas en la dirección “X”

Tabla 19: Control de derivas en la dirección "X", del modelo sin muros estructurales (E.030 2006)

Altura	Desplazamiento abs_ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	1.3152 cm	7.8912 cm	1.3152 cm	7.8912 cm	0.01644	<b>CORREGIR</b>
300.00	1.7975 cm	10.785 cm	0.4823 cm	2.8938 cm	0.00965	<b>CORREGIR</b>
300.00	2.1301 cm	12.7806 cm	0.3326 cm	1.9956 cm	0.00665	<b>OK</b>
300.00	2.3516 cm	14.1096 cm	0.2215 cm	1.329 cm	0.00443	<b>OK</b>
300.00	2.4625 cm	14.775 cm	0.1109 cm	0.6654 cm	0.00222	<b>OK</b>

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la **tabla 19**, las derivas obtenidas en la dirección “X”, y se puede ver que en el piso 1 y piso 2 no cumplen con la condición de que nos dice la norma, las cuales deben de ser menor a 0.007. Sin embargo, en los piso 3, 4 y 5 si se cumple con la condición. A pesar de que si se cumple en ciertos pisos se debe de realizar un nuevo diseño estructural ya sea cambiando las secciones de las columnas y vigas o agregándole muros estructurales.

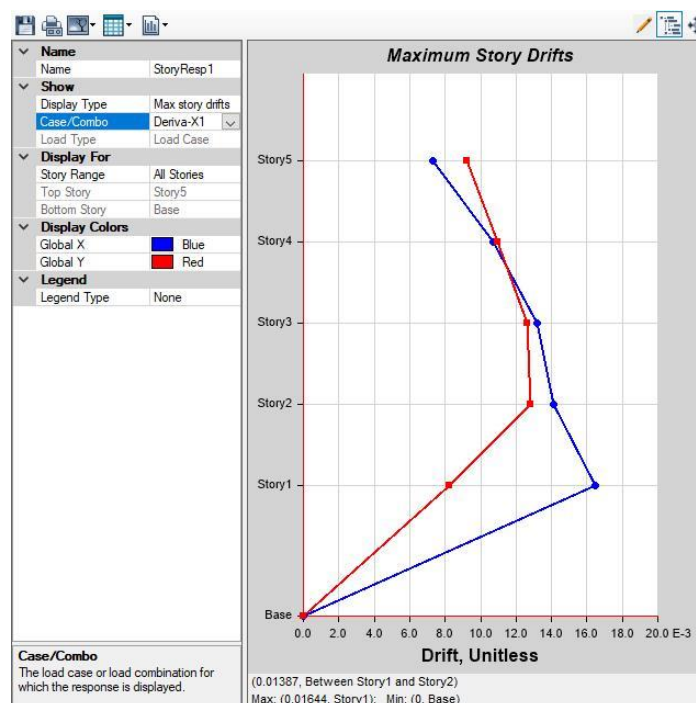


Figura 26: Desplazamiento en la dirección “X”, de la estructura sin muros estructurales (E030 2006)

Fuente: Etabs V20.0.1



En la **figura 26** se observa como es el desplazamiento del edificio por cada piso, se puede ver que el mayor desplazamiento en la dirección “X” se da en el piso 1.

#### f. Control de derivas en la dirección “Y”

Tabla 20: Control de derivas en la dirección "Y", del modelo sin muros estructurales (E.030 2006)

Altura	Desplazamiento o abs_ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	1.0074 cm	6.0444 cm	1.0074 cm	6.0444 cm	0.0126 cm	<b>CORREGIR</b>
300.00	2.0098 cm	12.0588 cm	1.0024 cm	6.0144 cm	0.020048	<b>CORREGIR</b>
300.00	2.992 cm	17.952 cm	0.9822 cm	5.8932 cm	0.019644	<b>CORREGIR</b>
300.00	3.8415 cm	23.049 cm	0.8495 cm	5.097 cm	0.01699	<b>CORREGIR</b>
300.00	4.5265 cm	27.159 cm	0.685 cm	4.11 cm	0.0137	<b>CORREGIR</b>

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la **tabla 20**, las derivas obtenidas en la dirección “Y”, y se puede ver que en ningún piso se cumple con la condición de que nos dice la norma, las cuales deben de ser menor a 0.007. Por lo tanto, para que las derivas sean menores al 0.007 debe de realizar un nuevo diseño estructural en la dirección “Y”, ya sea cambiando las secciones de las columnas y vigas o agregándole muros estructurales.

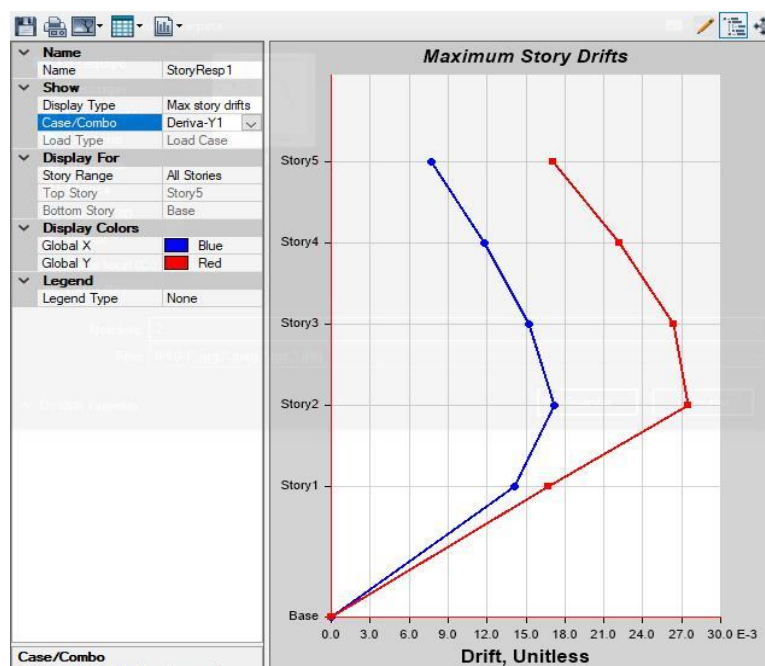


Figura 27: Desplazamiento en la dirección “Y”, de la estructura sin muros estructurales (E030 2006)



$C_t = 60$ , para Dual, y muros estructurales

#### h. Coeficiente de amplificación sísmica “C”

Periodos	Perfiles de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
	Roca dura	Muy rígidos	Intermedios	Blandos
$T_p$	0.30	0.40	0.60	1.00
$T_L$	3.00	2.50	2.00	1.60

Fuente: Elaboración propia

En la imagen anterior, son los valores de los periodos  $T_p$  y  $T_L$  que dependen del tipo de suelo. Estos valores nos los da la norma de diseño sismorresistente E030 del 2019.

Por lo tanto, para la Norma E.030 2019 tenemos:

$$\begin{aligned} T_p &= 1.00 \\ T &= 0.48 \\ T_L &= 1.60 \end{aligned}$$

La norma E030 nos da una condición para poder calcular el C:

$$\begin{aligned} T < T_p & \quad C = 2,5 \\ T_p < T < T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{aligned}$$

En este caso, el periodo fundamental nos salió  $T = 0.48 \text{ seg}$ .

Se cumple la primera condición, ya que el  $T = 0.48 \text{ s}$  es menor que el  $T_p = 1.00$

$$C = 2.50$$

#### i. Fuerza (reacción) cortante de la Estructura

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

$$\text{Peso del edificio} = 3898.574 \text{ Tn}$$

$$V = 602.707 \text{ Tn}$$

Comprobando:

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

$$\frac{C}{R} = 0.313$$

Por lo tanto:

$$0.313 \geq 0.125 \text{ Si Cumple}$$

**j. Distribución de la fuerza sísmica de la edificación**

*Tabla 21: Peso de la edificación del modelo sin muros estructurales (E.030 2019)*

Piso	Peso
Piso 5	686.884 Tn
Piso 4	825.030 Tn
Piso 3	825.030 Tn
Piso 2	825.030 Tn
Piso 1	734.316 Tn
<b>Peso del edificio</b>	<b>3896.290 Tn</b>

*Fuente: Elaboración propia*

La Norma E.030 del 2019 nos dice que sí el periodo fundamental (T) es mayor a 0.7s, una parte de la fuerza cortante (V), que se denomina Fa, debería aplicarse como fuerza como una fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza se aplicará solo si no se cumple la siguiente condición.

$$F_a = 0,07 \cdot T \cdot V \leq 0,15 \cdot V$$

$$F_a = 20.251 \text{ Tn} \leq 90.406 \text{ Tn}$$

**Si Cumple**

Donde:

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$$

$$V - F_a = 582.456 \text{ Tn}$$

*Tabla 22: Distribución de fuerzas sísmicas del modelo sin muros estructurales (E.030 2019)*

Piso	Peso (Tn)	H (m)	Hi (m)	P*Hi	P*Hi (Acum.)	Fi (Tn)
Piso 5	686.88	3.00	16.80	11539.65	41795.34	160.82
Piso 4	825.03	3.00	13.80	11385.41	30255.68	158.67
Piso 3	825.03	3.00	10.80	8910.32	18870.27	124.17
Piso 2	825.03	3.00	7.80	6435.23	9959.95	89.68
Piso 1	734.32	4.80	4.80	3524.72	3524.72	49.12

*Fuente: Elaboración propia*

$$\sum(V - F_a) = 582.456 \text{ Tn}$$

### k. Control de derivas en la dirección "X"

Tabla 23: Control de derivas en la dirección "X", del modelo sin muros estructurales (E.030 2019)

Altura	Desplazamiento abs_ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	1.1644 cm	6.9864 cm	1.1644 cm	6.9864 cm	0.01456	<b>CORREGIR</b>
300.00	1.5909 cm	9.5454 cm	0.4265 cm	2.559 cm	0.00853	<b>CORREGIR</b>
300.00	1.8851 cm	11.3106 cm	0.2942 cm	1.7652 cm	0.00588	<b>OK</b>
300.00	2.0811 cm	12.4866 cm	0.196 cm	1.176 cm	0.00392	<b>OK</b>
300.00	2.1792 cm	13.0752 cm	0.0981 cm	0.5886 cm	0.00196	<b>OK</b>

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la **tabla 23**, las derivas obtenidas en la dirección "X", y se puede ver que en el piso 1 y piso 2 no cumplen con la condición de que nos dice la norma, las cuales deben de ser menor a 0.007. Sin embargo, en los piso 3, 4 y 5 si se cumple con la condición. A pesar de que si se cumpla en ciertos pisos se debe de realizar un nuevo diseño estructural ya sea cambiando las secciones de las columnas y vigas o agregándole muros estructurales.

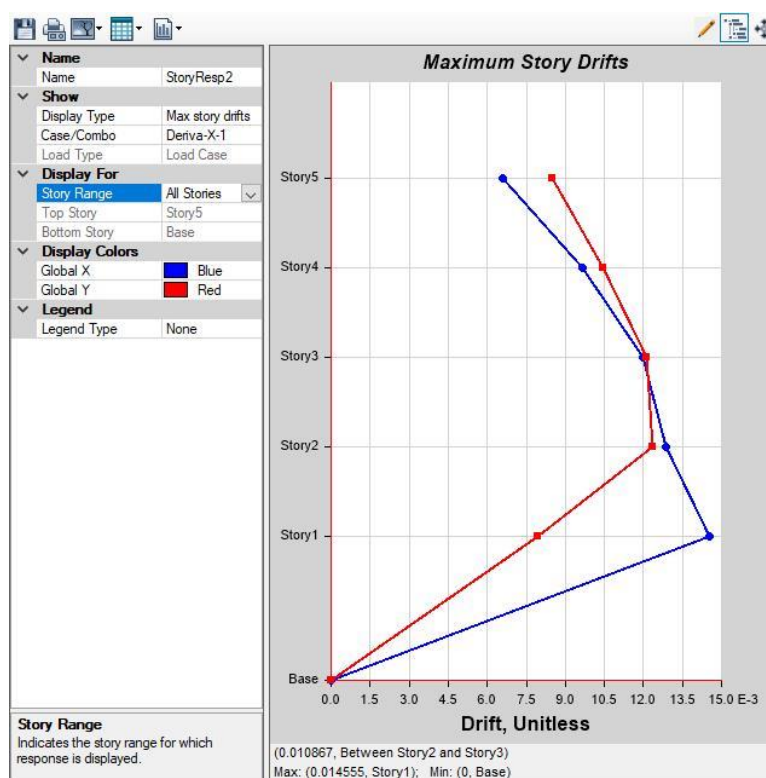


Figura 28: Desplazamiento en la dirección "X", de la estructura sin muros estructurales (E030 2019)

Fuente: Etabs V20.0.1

## 1. Control de derivas en la dirección “Y”

Tabla 24: Control de derivas en la dirección "Y", del modelo sin muros estructurales (E.030 2019)

Altura	Desplazamiento o abs_ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	1.3113 cm	7.8678 cm	1.3113 cm	7.8678 cm	0.0164 cm	<b>CORREGIR</b>
300.00	2.6556 cm	15.9336 cm	1.3443 cm	8.0658 cm	0.026886	<b>CORREGIR</b>
300.00	3.9392 cm	23.6352 cm	1.2836 cm	7.7016 cm	0.025672	<b>CORREGIR</b>
300.00	5.0065 cm	30.039 cm	1.0673 cm	6.4038 cm	0.021346	<b>CORREGIR</b>
300.00	5.8214 cm	34.9284 cm	0.8149 cm	4.8894 cm	0.016298	<b>CORREGIR</b>

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la **tabla 24**, las derivas obtenidas en la dirección “Y”, y se puede ver que en ningún piso se cumple con la condición de que nos dice la norma, las cuales deben de ser menor a 0.007. Por lo tanto, para que las derivas sean menores al 0.007 debe de realizar un nuevo diseño estructural en la dirección “Y”, ya sea cambiando las secciones de las columnas y vigas o agregándole muros estructurales.

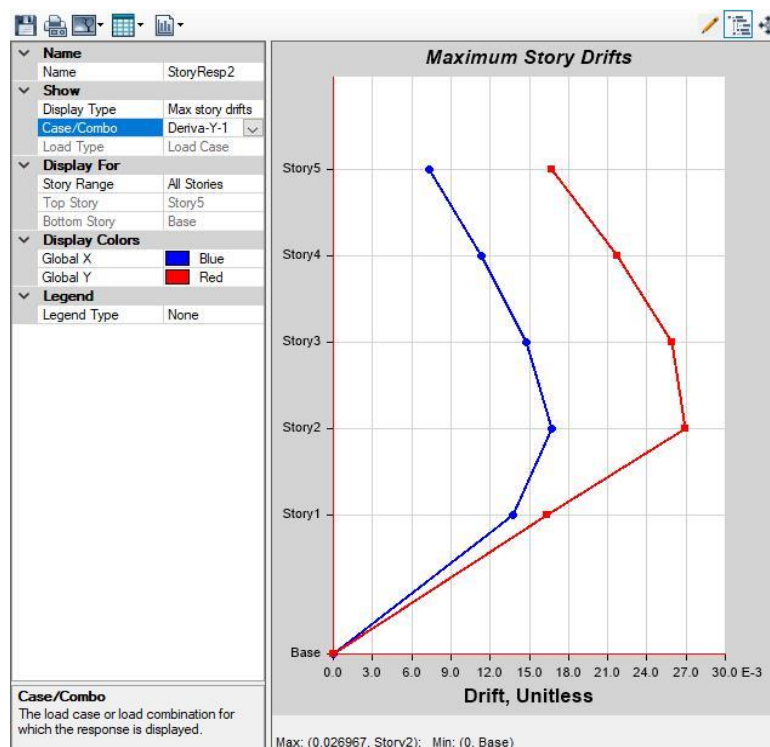


Figura 29: Desplazamiento en la dirección “Y”, de la estructura sin muros estructurales (E030 2019)

*Fuente: Etabs Versión 20.0.1*

#### **4.3.11. Cálculo del análisis sísmico dinámico**

##### **4.3.11.1. Cálculo del análisis sísmico dinámico del modelo sin muros estructurales aplicando la norma E030 2006**

En este análisis sísmico estático se calculó la aceleración del suelo, el valor máximo que se obtuvo fue de  $S_a = 1.7168$ , este valor se calcula con la siguiente fórmula dada por la norma E030 del 2006:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

$$S_a(\max) = 1.7168$$

*Tabla 25: Valor del  $S_a$  del modelo sin muros estructurales (E030 2006)*

Tx	Cx	Sax
0.1	2.500	1.7168
0.2	2.500	1.7168
0.3	2.500	1.7168
0.4	2.500	1.7168
0.5	2.500	1.7168
0.6	2.500	1.7168
0.7	2.500	1.7168
0.8	2.500	1.7168
0.9	2.500	1.7168
1	2.250	1.5451
1.1	2.045	1.4046
1.2	1.875	1.2876
1.3	1.731	1.1885
1.4	1.607	1.1036
1.5	1.500	1.0301
1.6	1.406	0.9657
1.7	1.324	0.9089
1.8	1.250	0.8584
1.9	1.184	0.8132
2	1.125	0.7725
2.1	1.071	0.7358
2.2	1.023	0.7023
2.3	0.978	0.6718
2.4	0.938	0.6438
2.5	0.900	0.6180
2.6	0.865	0.5943
2.7	0.833	0.5723
2.8	0.804	0.5518
2.9	0.776	0.5328
3	0.750	0.5150
3.1	0.726	0.4984
3.2	0.703	0.4828
3.3	0.682	0.4682

*Fuente: Elaboración propia*

En la **tabla 25** se muestran los valores del Sa para ambas direcciones ya los parámetros son los mismos para ambas direcciones.





Figura 30: Gráfica de espectros de diseño, del modelo sin muros estructurales (E030 2006)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26: Periodos del modelo sin muros estructurales (E030 2006)

Modos	Periodo	Ux	Uy
1	1.1580	0.1179	0.6956
2	0.8270	0.0070	0.0230
3	0.6610	0.7761	0.0871
4	0.3460	0.0010	0.1195
5	0.2540	0.0066	0.0097
6	0.2110	0.0752	0.0094
7	0.1740	0.0008	0.0375
8	0.1360	0.0019	0.0029
9	0.1160	0.0107	0.0012
10	0.1070	0.0002	0.0099
11	0.0910	0.0005	0.0014
12	0.0800	0.0020	0.0009

Fuente: Elaboración propia, resultados de Etabs V20.0.1

En la **tabla 26** se muestran los valores del periodo y modos de vibración de la estructura con modelo sin muros estructurales. Se puede apreciar que el periodo más alto se da en la dirección “Y” con un valor de 1.158s. En cambio, para la dirección “X” tiene un periodo de 0.661s.

#### 4.3.11.1.1. Verificación del sistema estructural

Para poder verificar que tipo de sistema estructural pertenece la estructura, la norma E030 nos da las siguientes condiciones:

<b>PÓRTICO</b>	$V_{\text{muros}} < 20\% V_{\text{total}}$
<b>DUAL</b>	$20\% V_{\text{total}} < V_{\text{muros}} < 70\% V_{\text{total}}$
<b>MURO EST.</b>	$V_{\text{muros}} > 70\% V_{\text{total}}$

El modelamiento realizado en el programa Etabs V20.0.1, obtuvimos la Cortante Total y la cortante de muros, en la dirección “X” y en la dirección “Y”.

En la dirección “X”

**X-X**

Case	FX
SX Max	173.717

Story	Pier	Case	Location	V2
Story 1	P1X	SxD	Bottom	0

En este caso es un modelo sin muros estructurales, por lo tanto, la cortante de muros estructurales es 0, esto quiere decir que es un sistema de **Pórticos**.

Vmuro / Vtotal= 0% **Portico**

En la dirección “Y”

**Y-Y**

Case	FY
SY Max	135.013

Story	Pier	Case	Location	V2
Story1	P1Y	SyD	Bottom	0

En la dirección “Y” el modelo tampoco posee muros estructurales, por lo tanto, la cortante de muros estructurales es 0, esto quiere decir que en la dirección “Y” es un sistema de **Pórticos**.

Vmuro / Vtotal= 0% **Portico**

El sistema estructural es un sistemas de **Pórticos**, tanto en la dirección “X”, como en la dirección “Y”. Por consiguiente, como se puede observar en la siguiente tabla, a los

sistemas estructurales de Pórticos su factor de reducción sísmica (R) es igual a 8 en ambas direcciones.

*Tabla 27: Sistemas estructurales norma E030 2006*

<b>Sistema estructural de Concreto Armado</b>	
Pórticos	R=8
Dual	R=7
Muros Estructurales	R=6
Muros de ductilidad limitada	R=4

*Fuente: Elaboración propia*

En la **tabla 27** se muestran los valores del factor de reducción sísmica, que dependen del sistema estructura tenga la estructura.

#### 4.3.11.1.2. Control de derivas en la dirección “X”

Dado que el factor de reducción en la dirección “X” es 8 y es un sistema regular tanto en planta como en altura, por lo tanto:

*Tabla 28: Control de derivas en la dirección "X" en el modelo sin muros estructurales (E030 2006)*

R= 8.00 REGULAR						
Altura	Desplazamiento abs_ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	1.3152 cm	7.8912 cm	1.3152 cm	7.8912 cm	0.01644	<b>CORREGIR</b>
300.00	1.7975 cm	10.785 cm	0.4823 cm	2.8938 cm	0.00965	<b>CORREGIR</b>
300.00	2.1301 cm	12.7806 cm	0.3326 cm	1.9956 cm	0.00665	<b>OK</b>
300.00	2.3516 cm	14.1096 cm	0.2215 cm	1.329 cm	0.00443	<b>OK</b>
300.00	2.4625 cm	14.775 cm	0.1109 cm	0.6654 cm	0.00222	<b>OK</b>

*Fuente: Elaboración propia*

Como se observa en la **tabla 28**, las derivas obtenidas en la dirección “X”, y se puede ver que en el piso 1 y piso 2 no cumplen con la condición de que nos dice la norma, las cuales deben de ser menor a 0.007. Sin embargo, en los piso 3, 4 y 5 si se cumple con la condición. A pesar de que si se cumpla en ciertos pisos se debe de realizar un nuevo diseño estructural ya sea cambiando las secciones de las columnas y vigas o agregándole muros estructurales.

#### 4.3.11.1.3. Control de derivas en la dirección “Y”

En la dirección “Y” se obtuvo un factor de reducción igual a 8, y también es un sistema regular en planta y en altura, por lo tanto:

*Tabla 29: Control de derivas en la dirección "Y" en el modelo sin muros estructurales (E030 2006)*

R= 8.00 REGULAR

Altura	Desplazamiento abs_ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	1.0074 cm	6.0444 cm	1.0074 cm	6.0444 cm	0.0126 cm	<b>CORREGIR</b>
300.00	2.0098 cm	12.0588 cm	1.0024 cm	6.0144 cm	0.020048	<b>CORREGIR</b>
300.00	2.992 cm	17.952 cm	0.9822 cm	5.8932 cm	0.019644	<b>CORREGIR</b>
300.00	3.8415 cm	23.049 cm	0.8495 cm	5.097 cm	0.01699	<b>CORREGIR</b>
300.00	4.5265 cm	27.159 cm	0.685 cm	4.11 cm	0.0137	<b>CORREGIR</b>

*Fuente: Elaboración propia*

Como se observa en la **tabla 29**, las derivas obtenidas en la dirección “Y”, y se puede ver que en ningún piso se cumple con la condición de que nos dice la norma, las cuales deben de ser menor a 0.007. Por lo tanto, para que las derivas sean menores al 0.007 debe de realizar un nuevo diseño estructural en la dirección “Y”, ya sea cambiando las secciones de las columnas y vigas o agregándole muros estructurales.

#### **4.3.11.2. Cálculo del análisis sísmico dinámico del modelo sin muros estructurales aplicando la norma E030 2019**

En este análisis sísmico estático se calculo la aceleración del suelo, el valor máximo que se obtuvo fue de  $S_a = 1.5175$ , este valor se calcula con la siguiente formula dada por la norma E030 del 2019:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

$$S_a(\max) = 1.5175$$

En la **tabla 30** se muestran los valores del  $S_a$  para ambas direcciones ya que los parámetros son los mismos para ambas direcciones.

*Tabla 30: Valor del Sa del modelo sin muros estructurales (E030 2019)*

<b>Tx</b>	<b>Cx</b>	<b>Sax</b>
0.1	2.500	1.5175
0.2	2.500	1.5175
0.3	2.500	1.5175
0.4	2.500	1.5175
0.5	2.500	1.5175
0.6	2.500	1.5175
0.7	2.500	1.5175
0.8	2.500	1.5175
0.9	2.500	1.5175
1	2.500	1.5175
1.1	2.273	1.3795
1.2	2.083	1.2646
1.3	1.923	1.1673
1.4	1.786	1.0839
1.5	1.667	1.0117
1.6	1.563	0.9484
1.7	1.384	0.8401
1.8	1.235	0.7494
1.9	1.108	0.6726
2	1.000	0.6070
2.1	0.907	0.5506
2.2	0.826	0.5016
2.3	0.756	0.4590
2.4	0.694	0.4215
2.5	0.640	0.3885
2.6	0.592	0.3592
2.7	0.549	0.3331
2.8	0.510	0.3097
2.9	0.476	0.2887
3	0.444	0.2698
3.1	0.416	0.2527
3.2	0.391	0.2371
3.3	0.367	0.2230

*Fuente: Elaboración propia*

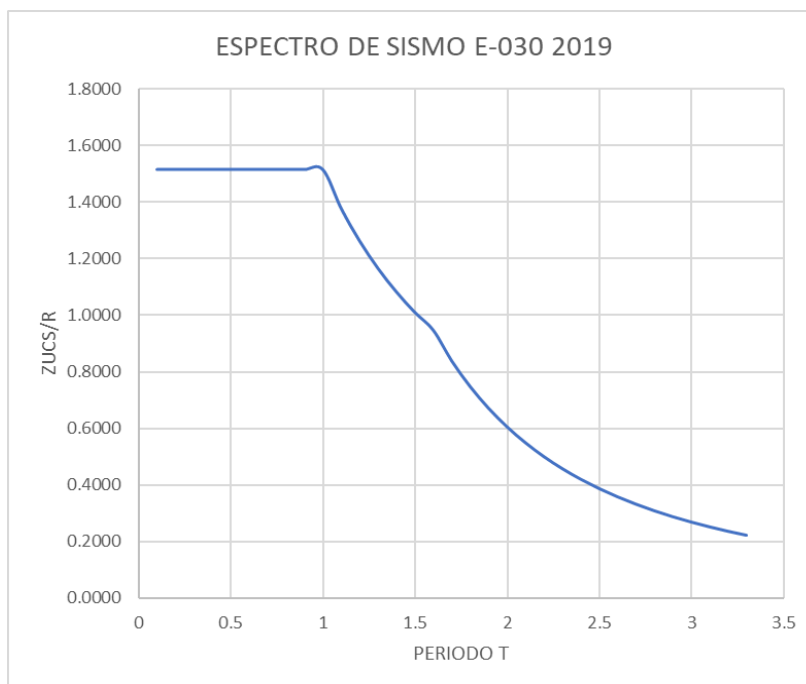


Figura 31: Gráfica de espectros de diseño, del modelo sin muros estructurales (E030 2019)

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31: Periodos del modelo sin muros estructurales (E030 2019)

Modos	Periodo	Ux	Uy
1	1.1580	0.1179	0.6956
2	0.8270	0.0070	0.0230
3	0.6610	0.7761	0.0871
4	0.3460	0.0010	0.1195
5	0.2540	0.0066	0.0097
6	0.2110	0.0752	0.0094
7	0.1740	0.0008	0.0375
8	0.1360	0.0019	0.0029
9	0.1160	0.0107	0.0012
10	0.1070	0.0002	0.0099
11	0.0910	0.0005	0.0014
12	0.0800	0.0020	0.0009

Fuente: Elaboración propia, resultados de Etabs V20.0.1

En la **tabla 31** se muestran los valores del periodo y modos de vibración de la estructura con modelo sin muros estructurales. Se puede apreciar que el periodo más alto se da en la dirección “Y” con un valor de 1.158s. En cambio, para la dirección “X” tiene un periodo de 0.661s.

#### 4.3.11.2.1. Verificación del sistema estructural

Para poder verificar que tipo de sistema estructural pertenece la estructura, la norma E030 nos da las siguientes condiciones:

<b>PÓRTICO</b>	$V_{\text{muros}} < 20\% V_{\text{total}}$
<b>DUAL</b>	$20\% V_{\text{total}} < V_{\text{muros}} < 70\% V_{\text{total}}$
<b>MURO EST.</b>	$V_{\text{muros}} > 70\% V_{\text{total}}$

Del modelamiento realizado en el programa Etabs V20.0.1, obtuvimos la Cortante Total y la cortante de muros, en la dirección “X” y en la dirección “Y”.

En la dirección “X”

**X-X**

Vtotal=	<b>Case</b>	<b>FX</b>
	SX Max	153.553

Vmuro=	<b>Story</b>	<b>Pier</b>	<b>Case</b>	<b>Location</b>	<b>V2</b>
	Story 1	P1X	SxD	Bottom	0

En este caso es un modelo sin muros estructurales, por lo tanto, la cortante de muros estructurales es 0, esto quiere decir que es un sistema de **Pórticos**.

Vmuro / Vtotal= 0% **Portico**

En la dirección “Y”

**Y-Y**

Vtotal=	<b>Case</b>	<b>FY</b>
	SY Max	132.602

Vmuro=	<b>Story</b>	<b>Pier</b>	<b>Case</b>	<b>Location</b>	<b>V2</b>
	Story1	P1Y	SyD	Bottom	0

En la dirección “Y” el modelo tampoco posee muros estructurales, por lo tanto, la cortante de muros estructurales es 0, esto quiere decir que en la dirección “Y” es un sistema de **Pórticos**.

$V_{\text{muro}} / V_{\text{total}} = 0\%$	<b>Portico</b>
--	----------------

El sistema estructural es un sistemas de **Pórticos**, tanto en la dirección “X”, como en la dirección “Y”. Por consiguiente, como se puede observar en la siguiente tabla, a los sistemas estructurales de Pórticos su factor de reducción sísmica (R) es igual a 8 en ambas direcciones.

*Tabla 32: Sistemas estructurales norma E030 2019*

<b>Sistema estructural de Concreto Armado</b>	
Pórticos	R=8
Dual	R=7
Muros Estructurales	R=6
Muros de ductilidad limitada	R=4

*Fuente: Elaboración propia*

En la **tabla 32** se muestran los valores del factor de reducción sísmica, que dependen del sistema estructura tenga la estructura.

#### 4.3.11.2.2. Control de derivas en la dirección “X”

Dado que el factor de reducción en la dirección “X” es 8 y es un sistema regular tanto en planta como en altura, por lo tanto:

*Tabla 33: Control de derivas en la dirección "X" en el modelo sin muros estructurales (E030 2019)*  $R=8.00$  REGULAR

Altura	Desplazamiento abs_ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	1.1644 cm	6.9864 cm	1.1644 cm	6.9864 cm	0.01456	<b>CORREGIR</b>
300.00	1.5909 cm	9.5454 cm	0.4265 cm	2.559 cm	0.00853	<b>CORREGIR</b>
300.00	1.8851 cm	11.3106 cm	0.2942 cm	1.7652 cm	0.00588	<b>OK</b>
300.00	2.0811 cm	12.4866 cm	0.196 cm	1.176 cm	0.00392	<b>OK</b>
300.00	2.1792 cm	13.0752 cm	0.0981 cm	0.5886 cm	0.00196	<b>OK</b>

*Fuente: Elaboración propia*



Como se observa en la **tabla 33**, las derivas obtenidas en la dirección “X” utilizando la norma E030 del 2019, y se puede ver que en el piso 1 y piso 2 no cumplen con la condición de que nos dice la norma, las cuales deben de ser menor a 0.007. Sin embargo, en los piso 3, 4 y 5 si se cumple con la condición. A pesar de que si se cumpla en ciertos pisos se debe de realizar un nuevo diseño estructural ya sea cambiando las secciones de las columnas y vigas o agregándole muros estructurales.

#### 4.3.11.2.3. Control de derivas en la dirección “Y”

En la dirección “Y” se obtuvo un factor de reducción igual a 8, y también es un sistema regular en planta y en altura, por lo tanto:

Tabla 34: Control de derivas en la dirección "Y" en el modelo sin muros estructurales (E030 2019)

Altura	Desplazamiento o abs_ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	1.3113 cm	7.8678 cm	1.3113 cm	7.8678 cm	0.0164 cm	<b>CORREGIR</b>
300.00	2.6556 cm	15.9336 cm	1.3443 cm	8.0658 cm	0.026886	<b>CORREGIR</b>
300.00	3.9392 cm	23.6352 cm	1.2836 cm	7.7016 cm	0.025672	<b>CORREGIR</b>
300.00	5.0065 cm	30.039 cm	1.0673 cm	6.4038 cm	0.021346	<b>CORREGIR</b>
300.00	5.8214 cm	34.9284 cm	0.8149 cm	4.8894 cm	0.016298	<b>CORREGIR</b>

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la **tabla 34**, las derivas obtenidas en la dirección “Y” usando la norma E030 del 2019, y se puede ver que en ningún piso se cumple con la condición de que nos dice la norma, las cuales deben de ser menor a 0.007. Por lo tanto, para que las derivas sean menores al 0.007 debe de realizar un nuevo diseño estructural en la dirección “Y”, ya sea cambiando las secciones de las columnas y vigas o agregándole muros estructurales.

#### 4.4. Estructuración del modelo con muros estructurales

Una estructura esta compuesta por elementos estructurales de concreto armado de las cuales esta integrada el proyecto de investigación. Para este proyecto de modelo sin muros estructurales tiene un sistema de Pórticos en ambas direcciones y el análisis se hará mediante el software Etabs.

#### 4.4.1. Especificaciones de la estructura

Sistema estructura: Pórticos

Losa de entre piso: Aligerada

##### Concreto

$F'c$ : 210kg/cm<sup>2</sup>

Peso Especifico: 2400 kg/cm<sup>3</sup>

E: 217370.65 kg/cm<sup>2</sup>

##### Acero

Tipo: Corrugado (ASTM A605 – G°60)

$F_y$ : 4200 kg/cm<sup>2</sup>

E:  $2 \cdot 10^6$  kg/cm<sup>2</sup>

#### 4.4.2. Características del terreno

Tipo de suelo: S3

Capacidad portante: 0.80 kg/cm<sup>2</sup>

Relación de Poisson: 0.35

#### 4.4.3. Metrado de cargas

*Tabla 35: Cuadro de metrado de cargas*

Metrado de Cargas	
CM (Carga Muerta)=	270 kg/m <sup>2</sup>
S/C (Carga Viva)=	350 kg/m <sup>2</sup>
Peso Total=	620 kg/m <sup>2</sup>

*Fuente: Elaboración propia*

#### 4.4.4. Losas aligeradas

En esta investigación solo hay un tipo de losa aligerada de 20cm

#### **4.4.5. Escalera**

En la presente investigación solo hay una escalera de 2 tramos.

#### **4.4.6. Vigas**

V1 (30 x 50)

V2 (30 x 45)

#### **4.4.7. Columnas**

Para este proyecto se consideraron columnas rectangulares de 40 x 50 cm y de 50 x 40 cm.

#### **4.4.8. Muros Estructurales**

Para este diseño propuesto como un reforzamiento se colocaron muros en la dirección "X" y la dirección "Y" de un espesor de 20cm.

#### **4.4.9. Definición de Materiales**

Para el modelamiento de la edificación del proyecto se desarrollará por medio del software Etabs V20.0.1.

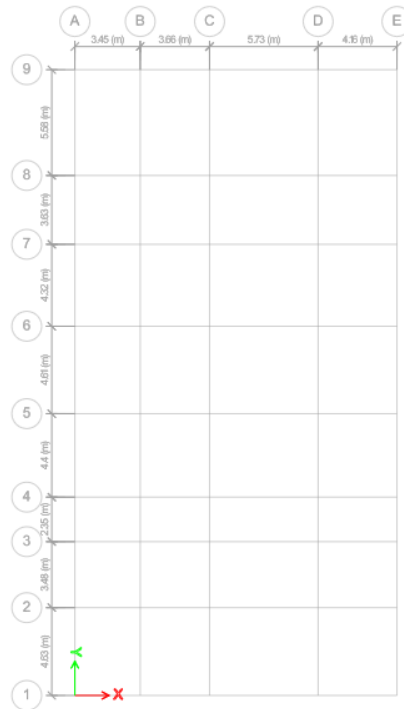


Figura 32: Malla del proyecto sin muros estructurales

#### 4.4.9.1. Creación de propiedades de los materiales

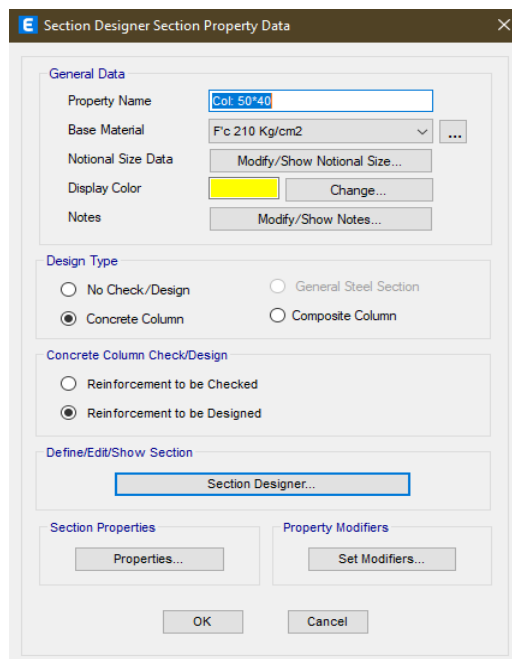
El material usado para la edificación es concreto armado con una resistencia a compresión de  $f^c=210\text{kg/cm}^2$

Figura 33: Definición de propiedades del material

Fuente: Etabs V20.0.1

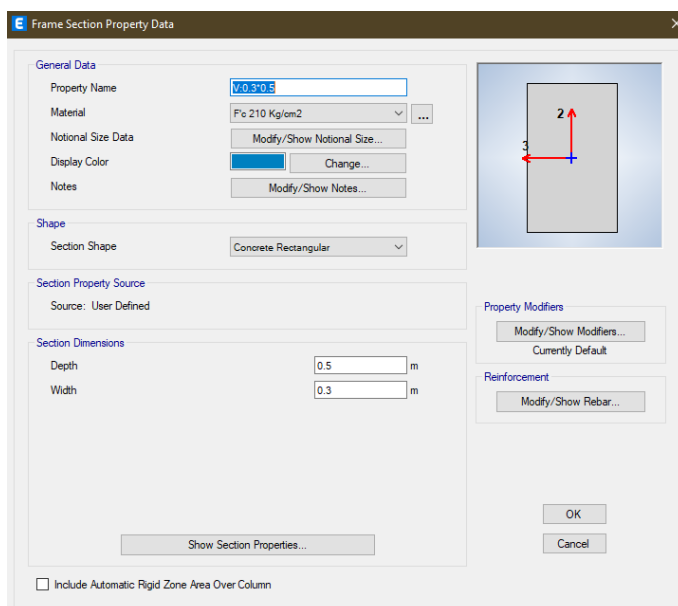
#### 4.4.9.2. Creación de secciones lineales

Las secciones de los elementos horizontales fueron creadas en función a los datos obtenidos de los planos y la información del expediente técnico.



*Figura 34: Definición de columnas*

*Fuente: Etabs V20.0.1*



*Figura 35: Definición de vigas*

*Fuente: Etabs V20.0.1*

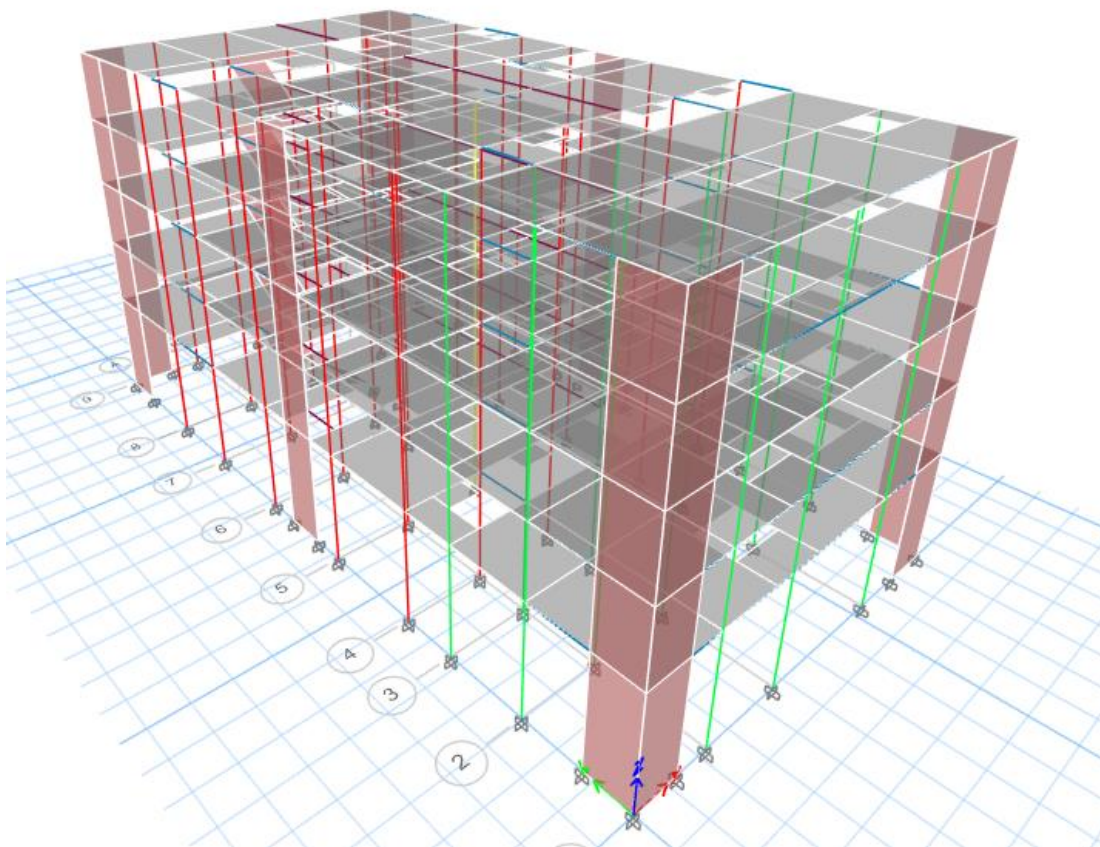
Figura 36: Definición de la losa aligerada

Fuente: Etabs V20.0.1

#### 4.4.10. Modelamiento estructural del edificio

A continuación, se muestra la modelación del proyecto Hotel Cristian, Maycol y Piero mediante el apoyo del programa Etabs V20.0.1, el cual sirvió para el recojo de resultado adquiridos del análisis estructural del edificio. Fue necesario tener todos los planos de estructuras y de arquitectura del proyecto.

Para la modelación del proyecto se consideraron las cargas sísmicas en ambas direcciones “X” “Y”, tanto para el análisis estático como para el análisis dinámico empleando la norma E030 diseño sismorresistente del 2006 y la del 2019, del mismo modo se consideró las cargas y sobre cargas para la estructura.



*Figura 37: Modelación del proyecto original (sin muros estructurales)*

*Fuente: Etabs V20.0.1*

#### **4.4.10.1. Asignación de cargas a la estructura**

En esta parte se procedió a ingresar las cargas muertas y vivas para el análisis, el programa Etabs se encargó de distribuir el peso en la losa.

Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: CM

Uniform Load

Load: 750 kgf/m<sup>2</sup>

Direction: Gravity

Options

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

OK Close Apply

Figura 38: Definición de la carga muerta (CM)

Fuente: Etabs V20.0.1

Shell Load Assignment - Uniform

Load Pattern Name: CV

Uniform Load

Load: 0.35 tonf/m<sup>2</sup>

Direction: Gravity

Options

- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

OK Close Apply

Figura 39: Definición de la carga viva (CV)

Fuente: Etabs V20.0.1



#### 4.4.11. Cálculo del análisis estático del modelo con muros estructurales

##### 4.4.11.1. Cálculo del análisis sísmico estático del modelo con muros estructurales aplicando la norma E030 2019

Parámetros de las características sísmicas según el Norma Técnica Peruana (NTP) E.030 de diseño sismorresistente.

###### a. Zonificación

Zona: 4 Z=0.45

###### b. Parámetro de sitio

Tipo de suelo: S3 S3=1.10 ; Tp=1.00 y Tl=1.6

###### c. Categoría de la edificación

Categoría: Edificaciones comunes U= 1.00

###### d. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas

La edificación tiene un sistema de Dual en la dirección “X” y Muros estructurales en la dirección “Y”,  $R_{oX}= 7$  ;  $R_{oY}=6$

###### e. Regularidad Estructural

La edificación tiene una estructura regular  $I_a= 1.00$  e  $I_p= 1.00$

###### f. Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas

Debemos considerar:

- Si existe irregularidad,  $R=I_a * I_p * R_o$
- Si es regular,  $R = R_o$   $R= 8$

##### 4.4.11.2. Cálculo del análisis estático del modelo sin muros estructurales aplicando la norma E030 2019

###### a. Periodo fundamental

$$T = \frac{H_n}{C_T}$$

$$T = \frac{16.80 \text{ m}}{60}$$

$$T = 0.280 \text{ s}$$

Donde:

$H_n$ : Altura total de la edificación

$C_T= 35$ , para pórticos

$C_T= 45$ , para muros de corte

$C_T= 60$ , para Dual, y muros estructurales

**b. Coeficiente de amplificación sísmica “C”**

Periodos	Perfiles de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
	Roca dura	Muy rígidos	Intermedios	Blandos
$T_p$	0.30	0.40	0.60	1.00
$T_L$	3.00	2.50	2.00	1.60

*Fuente: Elaboración propia*

Por lo tanto, para la Norma E.030 2019 tenemos:

$$\begin{aligned} T_p &= 1.00 \\ T &= 0.48 \\ T_L &= 1.60 \end{aligned}$$

La norma E030 nos da una condición para poder calcular el C:

$$\begin{aligned} T < T_p & \quad C = 2,5 \\ T_p < T < T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \\ T > T_L & \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right) \end{aligned}$$

En este caso, el periodo fundamental nos salió  $T = 0.280\text{seg}$ .

Se cumple la primera condición, ya que el  $T = 0.28\text{s}$  es menor que el  $T_p = 1.00$

$$C = 2.50$$

**c. Fuerza (reacción) cortante de la Estructura**

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

Peso del edificio	<b>4094.907 Tn</b>
-------------------	--------------------

$$V = 633.431 \text{ Tn}$$

Comprobando:

En este caso tenemos diferentes valores en el Coeficiente de Reducción Sísmica ya que en la dirección “X2” tiene un Sistema Dual y en la dirección “Y” tiene un sistema de muros estructurales.

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

$$\frac{C}{R_x} = 0.357$$

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

$$\frac{C}{R_y} = 0.417$$

Por lo tanto:

X:

$$0.357 \geq 0.125 \text{ Si Cumple}$$

Y:

$$0.417 \geq 0.125 \text{ Si Cumple}$$

#### d. Distribución de la fuerza sísmica de la edificación

Tabla 36: Peso de la edificación del modelo con muros estructurales (E.030 2019)

Piso	Peso
Piso 5	732.215 Tn
Piso 4	867.797 Tn
Piso 3	867.797 Tn
Piso 2	867.797 Tn
Piso 1	759.302 Tn
<b>Peso del edificio</b>	<b>4094.907 Tn</b>

Fuente: Elaboración propia

La Norma E.030 del 2019 nos dice que si el periodo fundamental (T) es mayor a 0.7s, una parte de la fuerza cortante (V), que se denomina Fa, debería aplicarse como fuerza como una fuerza concentrada en la parte superior de la estructura. Esta fuerza se aplicará solo si no se cumple la siguiente condición.

$$F_a = 0,07 \cdot T \cdot V \leq 0,15 \cdot V$$

$$F_a = 21.283 \text{ Tn} \leq 95.015 \text{ Tn}$$

Si Cumple

$$F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$$

Donde:

$$V - F_a = 612.148 \text{ Tn}$$

Tabla 37: Distribución de fuerzas sísmicas del modelo con muros estructurales (E.030 2019)

Piso	Peso (Tn)	H (m)	Hi (m)	P*Hi	P*Hi (Acum.)	Fi (Tn)
Piso 5	732.21	3.00	16.80	12301.21	44062.47	170.90
Piso 4	867.80	3.00	13.80	11975.59	31761.26	166.37
Piso 3	867.80	3.00	10.80	9372.20	19785.67	130.21
Piso 2	867.80	3.00	7.80	6768.82	10413.47	94.04
Piso 1	759.30	4.80	4.80	3644.65	3644.65	50.63

Fuente: Elaboración propia

$$\sum(V - F_a) = 612.148 \text{ Tn}$$

#### e. Control de derivas en la dirección "X"

Tabla 38: Control de derivas en la dirección "X", del modelo con muros estructurales (E.030 2019)

Altura	Desplazamiento abs_ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	0.2893 cm	1.51883 cm	0.2893 cm	1.5188 cm	0.00316	OK
300.00	0.5857 cm	3.07493 cm	0.2964 cm	1.5561 cm	0.00519	OK
300.00	0.9027 cm	4.73918 cm	0.317 cm	1.6643 cm	0.00555	OK
300.00	1.2065 cm	6.33413 cm	0.3038 cm	1.595 cm	0.00532	OK
300.00	1.4802 cm	7.77105 cm	0.2737 cm	1.4369 cm	0.00479	OK

Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la **tabla 38**, las derivas obtenidas en la dirección "X" cumplen con la condición de que nos da la norma E030 del 2019, de que las derivas no deben de pasar el 0,007. En este caso la estructura ya cuenta con muros estructurales por ende tiene una mayor estabilidad y no tiene mayores desplazamientos. Siendo así la deriva máxima en la dirección "X" es de 0.00555 la cual es menor a 0.007. En conclusión, en todos los pisos las derivas en la dirección "X", si cumplen.

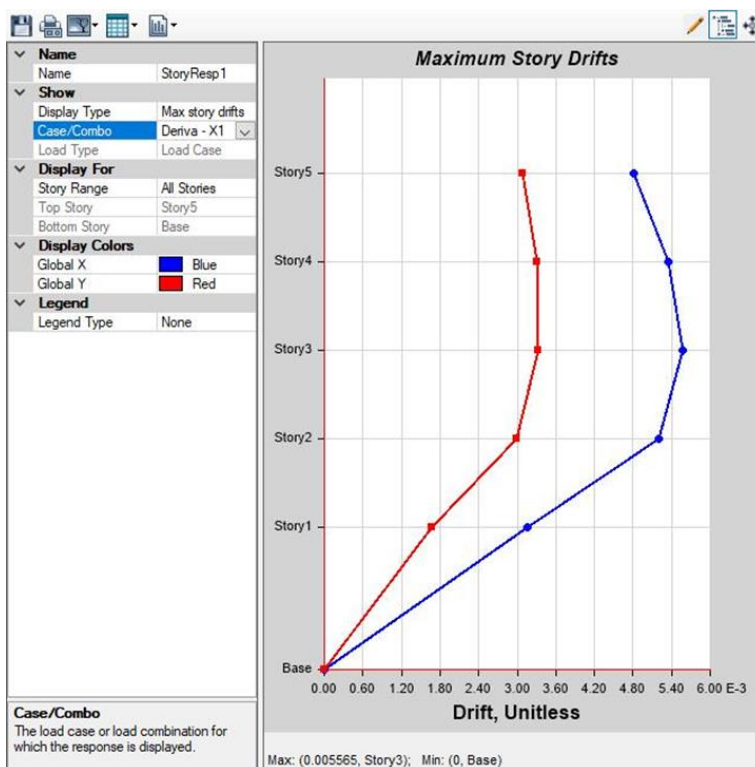


Figura 40: Desplazamiento en la dirección “X”, de la estructura con muros estructurales (E030 2019)

Fuente: Etabs V20.0.1

En la **gráfica 16** se observa como es el desplazamiento del edificio por cada piso, se puede ver que el mayor desplazamiento en la dirección “X” se da en el piso 3. Este diseño ya cuenta con muros estructurales, por lo tanto, no tendrá grandes desplazamientos.

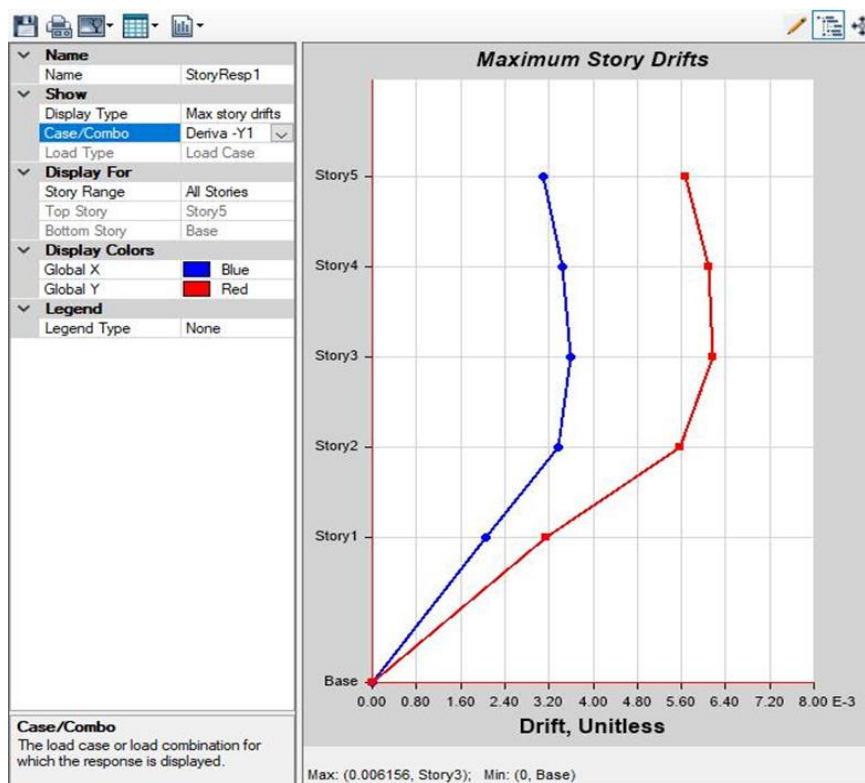
#### f. Control de derivas en la dirección “Y”

Tabla 39: Control de derivas en la dirección "Y", del modelo con muros estructurales (E.030 2019)

Altura	Desplazamiento abs_ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	0.3229 cm	1.45305 cm	0.3229 cm	1.4531 cm	0.00303	OK
300.00	0.6804 cm	3.0618 cm	0.3575 cm	1.6088 cm	0.00536	OK
300.00	1.0733 cm	4.82985 cm	0.3929 cm	1.7681 cm	0.00589	OK
300.00	1.4603 cm	6.57135 cm	0.387 cm	1.7415 cm	0.00581	OK
300.00	1.8197 cm	8.18865 cm	0.3594 cm	1.6173 cm	0.00539	OK

Fuente: Elaboración Propia

Como se observa en la **tabla 39**, las derivas obtenidas en la dirección “Y” cumplen con la condición de que nos da la norma E030 del 2019, de que las derivas no deben de pasar el 0,007. En este caso la estructura ya cuenta con muros estructurales por ende tiene una mayor estabilidad y no tiene mayores desplazamientos. Siendo así la deriva máxima en la dirección “Y” es de 0.00589 la cual es menor a 0.007. En conclusión, en todos los pisos las derivas en la dirección “Y”, si cumplen.



*Figura 41: Desplazamiento en la dirección “Y”, de la estructura con muros estructurales (E030 2019)*

*Fuente: Etabs Versión 20.0.1*

En la **figura 41** se observa como es el desplazamiento del edificio por cada piso, se puede ver que el mayor desplazamiento en la dirección “X” se da en el piso 3. Este diseño ya cuenta con muros estructurales, por lo tanto, no tendrá grandes desplazamientos

#### **4.4.12. Cálculo del análisis dinámico del modelo con muros estructurales**

##### **4.4.12.1. Cálculo del análisis sísmico dinámico del modelo con muros estructurales aplicando la norma E030 2019**

En este análisis sísmico estático se calculo la aceleración del suelo para ambas direcciones, el valor máximo que se obtuvo en la dirección “X” fue de  $S_a = 1.7343$  y en la dirección “Y” fue de  $S_a = 2.0233$ , este valor se calcula con la siguiente formula dada por la norma E030 del 2019:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

$$S_a(\max) = 1.7343$$

$$S_a(\max) = 2.0233$$

Tabla 41: Valor del  $S_{ax}$  del modelo con muros estructurales (E030 2019)

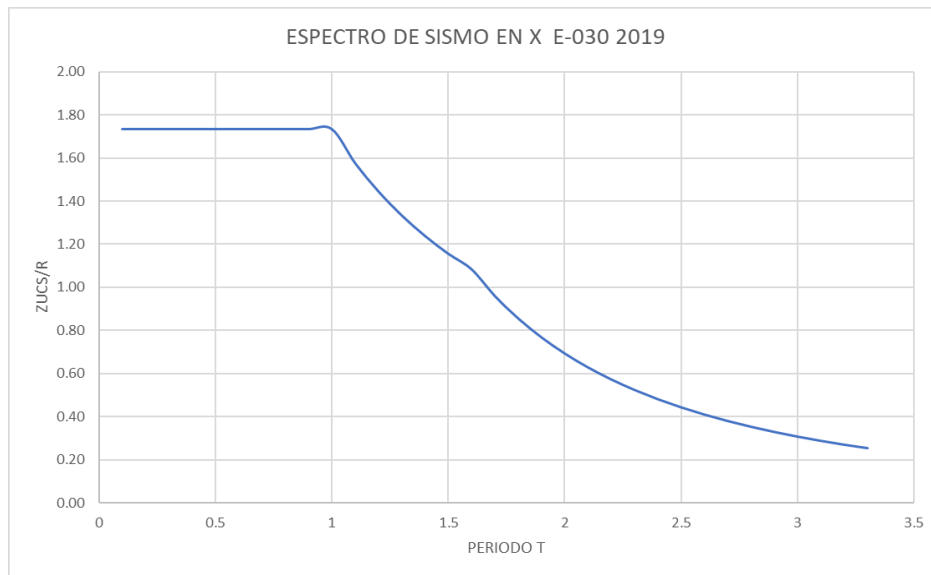
Tx	Cx	Sax
0.1	2.500	1.7343
0.2	2.500	1.7343
0.3	2.500	1.7343
0.4	2.500	1.7343
0.5	2.500	1.7343
0.6	2.500	1.7343
0.7	2.500	1.7343
0.8	2.500	1.7343
0.9	2.500	1.7343
1	2.500	1.7343
1.1	2.273	1.5766
1.2	2.083	1.4452
1.3	1.923	1.3341
1.4	1.786	1.2388
1.5	1.667	1.1562
1.6	1.563	1.0839
1.7	1.384	0.9601
1.8	1.235	0.8564
1.9	1.108	0.7687
2	1.000	0.6937
2.1	0.907	0.6292
2.2	0.826	0.5733
2.3	0.756	0.5245
2.4	0.694	0.4817
2.5	0.640	0.4440
2.6	0.592	0.4105
2.7	0.549	0.3806
2.8	0.510	0.3539
2.9	0.476	0.3299
3	0.444	0.3083
3.1	0.416	0.2887
3.2	0.391	0.2710
3.3	0.367	0.2548

Tabla 40: Valor del  $S_{ay}$  del modelo con muros estructurales (E030 2019)

Ty	Cx	Say
0.1	2.500	2.0233
0.2	2.500	2.0233
0.3	2.500	2.0233
0.4	2.500	2.0233
0.5	2.500	2.0233
0.6	2.500	2.0233
0.7	2.500	2.0233
0.8	2.500	2.0233
0.9	2.500	2.0233
1	2.500	2.0233
1.1	2.273	1.8394
1.2	2.083	1.6861
1.3	1.923	1.5564
1.4	1.786	1.4452
1.5	1.667	1.3489
1.6	1.563	1.2646
1.7	1.384	1.1202
1.8	1.235	0.9992
1.9	1.108	0.8968
2	1.000	0.8093
2.1	0.907	0.7341
2.2	0.826	0.6689
2.3	0.756	0.6120
2.4	0.694	0.5620
2.5	0.640	0.5180
2.6	0.592	0.4789
2.7	0.549	0.4441
2.8	0.510	0.4129
2.9	0.476	0.3849
3	0.444	0.3597
3.1	0.416	0.3369
3.2	0.391	0.3161
3.3	0.367	0.2973

*Fuente: Elaboración propia*

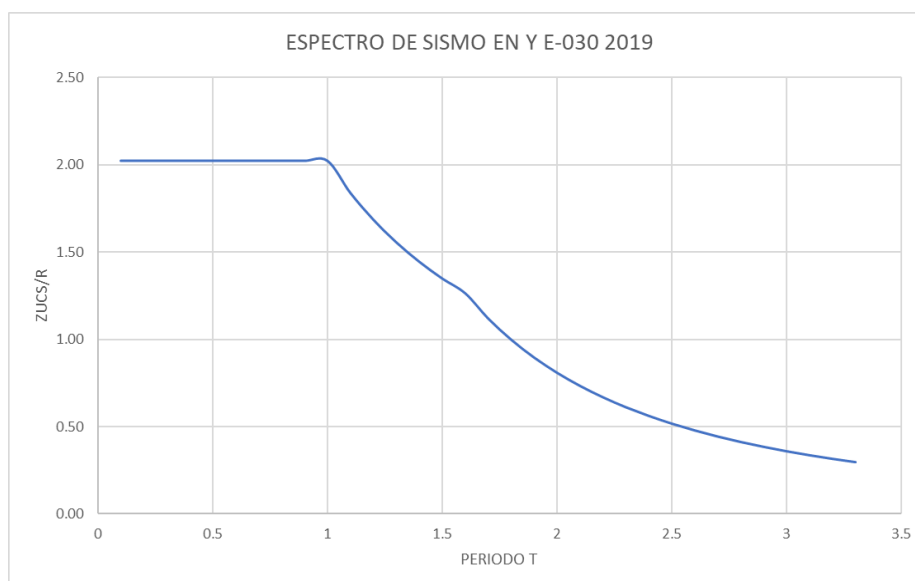
En la **tabla 41** y **tabla 42** se muestran los valores del Sa en la dirección “X” y dirección “Y”, son valores diferentes por el motivo de que en ambas direcciones tenemos diferentes tipos de sistema estructural, para la dirección “X” el R=7, en cambio para la dirección “Y” el R=6. Por lo tanto, el Sa es diferente para ambas direcciones.



*Figura 42: Gráfica de espectros de diseño en la dirección “X”, del modelo con muros estructurales (E030 2019)*

*Fuente: Elaboración propia*

En la **figura42** se el espectro del sismo en la dirección “X”, se aprecia que su valor máximo es de 1.7343 manteniendo ese valor por 1s, luego va disminuyendo hasta llegar a 0.2548 que se da en el segundo 3.3s.





*Figura 43: Gráfica de espectros de diseño en la dirección “Y”, del modelo con muros estructurales (E030 2019)*

*Fuente: Elaboración propia*

En la **figura 43** se el espectro del sismo en la dirección “Y”, se aprecia que su valor máximo es de 2.02 manteniendo ese valor por 1s, luego va disminuyendo hasta llegar a 0.2973 que se da en el segundo 3.3s.

*Tabla 42: Periodos del modelo con muros estructurales (E030 2019)*

Modos	Periodo	Ux	Uy
1	0.5510	0.1782	0.6192
2	0.4720	0.6332	0.1730
3	0.3440	0.0100	0.0000
4	0.1410	0.0661	0.0885
5	0.1290	0.0781	0.0779
6	0.0840	0.0001	0.0000
7	0.0650	0.0231	0.0061
8	0.0600	0.0052	0.0276
9	0.0410	0.0051	0.0003
10	0.0380	0.0000	0.0000
11	0.0370	0.0003	0.0063
12	0.0310	0.0007	0.0000

*Fuente: Elaboración propia, resultados de Etabs V20.0.1*

En la **tabla 42** se muestran los valores del periodo y modos de vibración de la estructura con modelo sin muros estructurales. Se puede apreciar que el periodo más alto se da en la dirección “Y” con un valor de 0.5510. En cambio, para la dirección “X” tiene un periodo de 0.4720s.

#### 4.4.12.2. Verificación del sistema estructural

Para poder verificar que tipo de sistema estructural pertenece la estructura, la norma E030 nos da las siguientes condiciones:

<b>PÓRTICO</b>	$V_{\text{muros}} < 20\% V_{\text{total}}$
<b>DUAL</b>	$20\% V_{\text{total}} < V_{\text{muros}} < 70\% V_{\text{total}}$
<b>MURO EST.</b>	$V_{\text{muros}} > 70\% V_{\text{total}}$

Del modelamiento realizado en el programa Etabs V20.0.1, obtuvimos la Cortante Total y la cortante de muros, en la dirección “X” y en la dirección “Y”.

En la dirección “X”

### X-X

	Case	FX
Vtotal=	SX Max	188.246

	Story	Pier	Case	Location	V2
Vmuro=	Story 1	P1X	SxD	Bottom	122.232

En este caso es un modelo con muros estructurales, por lo cual tenemos muros en la dirección “X”, obtuvimos que el 65% de la cortante basal se da en la dirección “X” por lo tanto, la norma E030 2019 nos dice que si esta entre el 20% y 70% es un sistema **Dual**.

Vmuro / Vtotal= **65%** **Dual**

En la dirección “Y”

### Y-Y

	Case	FY
Vtotal=	SY Max	188.246

	Story	Pier	Case	Location	V2
Vmuro=	Story	P1Y	SyD	Bottom	138.785

En este caso es un modelo con muros estructurales, por lo cual también tenemos muros en la dirección “Y”, obtuvimos un el 74% de la cortante basal se da en la dirección “Y” por lo tanto, la norma E030 2019 nos dice que si la cortante basal es mayor al 70% es un sistema con **Muros Estructurales** en la dirección “Y”.

Vmuro / Vtotal= **74%** **Muro Estructural**

Entonces resulta que, el modelo con muros estructurales tiene diferentes sistemas en ambas direcciones, el sistema estructural en la dirección “X”, es un sistema **Dual**, por lo tanto, el coeficiente de reducción sísmica en la dirección “X” sería  $R=7$ . Por otro lado,

en la dirección “Y” es un sistema estructural con **Muros Estructurales**, ya que más del 70% de la cortante basal se da en esta dirección, entonces, según la norma E030 del 2019 el coeficiente de reducción sísmica para la dirección “Y” sería  $R=6$ .

*Tabla 43: Sistemas estructurales norma E030 2019*

<b>Sistema estructural de Concreto Armado</b>	
Pórticos	$R=8$
Dual	$R=7$
Muros Estructurales	$R=6$
Muros de ductilidad limitada	$R=4$

*Fuente: Elaboración propia*

En la **tabla 43** se muestran los valores del factor de reducción sísmica, que dependen del sistema estructura tenga la estructura. En este caso para la dirección “X” se tuvo un sistema Dual, entonces el valor de  $R=7$ . En cambio, para la dirección “Y” se tuvo un sistema de muros estructurales, por lo tanto, el valor de  $R=6$ .

#### 4.4.12.3. Control de derivas en la dirección “X”

Dado que el factor de reducción sísmica en la dirección “X” es 7 y es un sistema regular tanto en planta como en altura, por lo tanto:

*Tabla 44: Control de derivas en la dirección "X" en el modelo con muros estructurales (E030 2019)*

R=		7.00		REGULAR			
Altura	Desplazamiento abs_ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación	
480.00	0.2893 cm	1.51883 cm	0.2893 cm	1.5188 cm	0.00316	<b>OK</b>	
300.00	0.5857 cm	3.07493 cm	0.2964 cm	1.5561 cm	0.00519	<b>OK</b>	
300.00	0.9027 cm	4.73918 cm	0.317 cm	1.6643 cm	0.00555	<b>OK</b>	
300.00	1.2065 cm	6.33413 cm	0.3038 cm	1.595 cm	0.00532	<b>OK</b>	
300.00	1.4802 cm	7.77105 cm	0.2737 cm	1.4369 cm	0.00479	<b>OK</b>	

*Fuente: Elaboración propia*

Como se observa en la **tabla 44**, las derivas obtenidas en la dirección “X” cumplen con la condición de que nos da la norma E030 del 2019, de que las derivas no deben de pasar el 0,007. En este caso la estructura ya cuenta con muros estructurales por ende tiene

una mayor estabilidad y no tiene mayores desplazamientos. Siendo así la deriva máxima en la dirección “X” es de 0.00555 la cual es menor a 0.007. En conclusión, en todos los pisos las derivas en la dirección “X”, si cumplen.

#### 4.4.12.4. Control de derivas en la dirección “Y”

En la dirección “Y” se obtuvo un factor de reducción sísmica igual a 6, y también es un sistema regular en planta y en altura, por lo tanto:

*Tabla 45: Control de derivas en la dirección "Y" en el modelo con muros estructurales (E030 2019)*

R= 6.00 REGULAR

Altura	Desplazamiento abs_ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	0.3229 cm	1.45305 cm	0.3229 cm	1.4531 cm	0.00303	OK
300.00	0.6804 cm	3.0618 cm	0.3575 cm	1.6088 cm	0.00536	OK
300.00	1.0733 cm	4.82985 cm	0.3929 cm	1.7681 cm	0.00589	OK
300.00	1.4603 cm	6.57135 cm	0.387 cm	1.7415 cm	0.00581	OK
300.00	1.8197 cm	8.18865 cm	0.3594 cm	1.6173 cm	0.00539	OK

*Fuente: Elaboración propia*

Como se observa en la **tabla 45**, las derivas obtenidas en la dirección “Y” cumplen con la condición de que nos da la norma E030 del 2019, de que las derivas no deben de pasar el 0,007. En este caso la estructura ya cuenta con muros estructurales por ende tiene una mayor estabilidad y no tiene mayores desplazamientos. Siendo así la deriva máxima en la dirección “Y” es de 0.00589 la cual es menor a 0.007. En conclusión, en todos los pisos las derivas en la dirección “Y”, si cumplen.

#### 4.5. Cuadro resumen de la estructuración

En la **tabla 40** y **tabla 41** se muestra un resumen y comparación de resultados del modelo original (sin muros estructurales) versus el modelo propuesto (con muros estructurales).

Tabla 46: Cuadro resumen de comparación de resultados

MODELO SIN MUROS ESTRUCTURALES VS MODELO CON MUROS ESTRUCTURALES					
PARÁMETROS SÍSMICOS	Nomenclatura	Sin muros estructurales (2019)		Con muros estructurales (2019)	
		Clasificación, tipo, Categoría, Uso	Valor	Clasificación, tipo, Categoría, Uso	Valor
Coeficiente de Reducción Sísmica	Rx	Pórticos	8.00	Dual	7.00
	Ry			Muros Estruct.	6.00
Peso Sísmico	P	Peso	3896.29 Tn	Peso	4094.91 Tn
Coeficiente de Cortante Basal	Cv	Fuerza Cortante	602.71 Tn	Fuerza Cortante	633.43 Tn
Desplazamiento	$\Delta$	X	0.01456	X	0.00557
		Y	0.02697	Y	0.00616

Fuente: Elaboración propia

En la **tabla 46** se ha hecho un resumen de los modelos realizados, el primer modelo es el de sin muros estructurales diseñado con la norma E030 del 2019 y el segundo modelo es el que tiene muros estructurales diseñado también con la norma E030 del 2019. Se puede observar que el modelo sin muros estructurales tiene un sistema de pórticos en ambas direcciones por lo que su factor de reducción sísmica (R) es igual a 8. En cambio, el modelo con muros estructurales consta de dos sistemas estructurales, en la dirección “X” tiene un sistema Dual cuyo factor de reducción sísmica será 7, así mismo, en la dirección “Y” consta con un sistema de muros estructurales por lo que R será igual a 6. También se puede observar que el peso sísmico y la cortante basal del modelo sin muros estructurales es menor que los valores que nos dio el modelo con muros estructurales. Además de que, las derivas en el modelo sin muros estructurales no cumplen con la condición de ser menores a 0.007, en cambio las derivas del modelo con muros estructurales si cumplen con la condición y sus derivas son menores a 0.007.

Tabla 47: Cuadro resumen de comparación de resultados de los elementos estructurales

MODELO SIN MUROS ESTRUCTURALES VS MODELO CON MUROS ESTRUCTURALES				
Elemento Estructural	Sin muros estructurales (2019)		Con muros estructurales (2019)	
	Dimensiones		Dimensiones	
Vigas	V1 (30 x 40) V2 (30 x 50) V3 (30 x 35)	V4 (25 x 40) V5 (25 x 50) V6 (25 x 35)	V1 (30 x 50)	V2 (30 x 45)
Columnas	C1 (30 x 40)	C1 (40 x 30)	C1 (40 x 50)	C1 (50 x 40)
Muros Estructurales	La estructura original no cuenta con muros estructurales		M1 (20cm)	

Fuente: Elaboración propia

En la **tabla 47** se puede observar un resumen de las dimensiones usadas al momento de diseñar y/o modelar las estructuras sin muros y con muros estructurales. En el primer caso que es el modelo sin muros estructurales se observa que se usaron seis tipos de dimensiones de vigas, en cambio para el modelo con muros estructurales solo se usaron dos tipos de dimensiones de vigas. También para el modelo sin muros estructurales se utilizaron dos tipos de dimensiones de columnas, en efecto para el modelo con muros estructurales también se usaron dos tipos de columnas, pero en este caso las dimensiones son diferentes ya que al momento de diseñar las columnas las dimensiones que tenían en el primer modelo no soportaban las cargas actuadas en estas. Además, en el primer modelo no se usaron muros estructurales, en cambio para el segundo modelo si se usaron muros estructurales con un espesor de 20cm en ambas direcciones y los cuales nos permitieron que se cumplan con las derivas de piso.

## 4.6. Diseño en concreto armado del modelo con muros estructurales

### 4.6.1. Condiciones para el diseño

Para el diseño de en concreto armado se utilizo la norma E060 diseño en Concreto Armado y también se utilizó la norma del ACI.

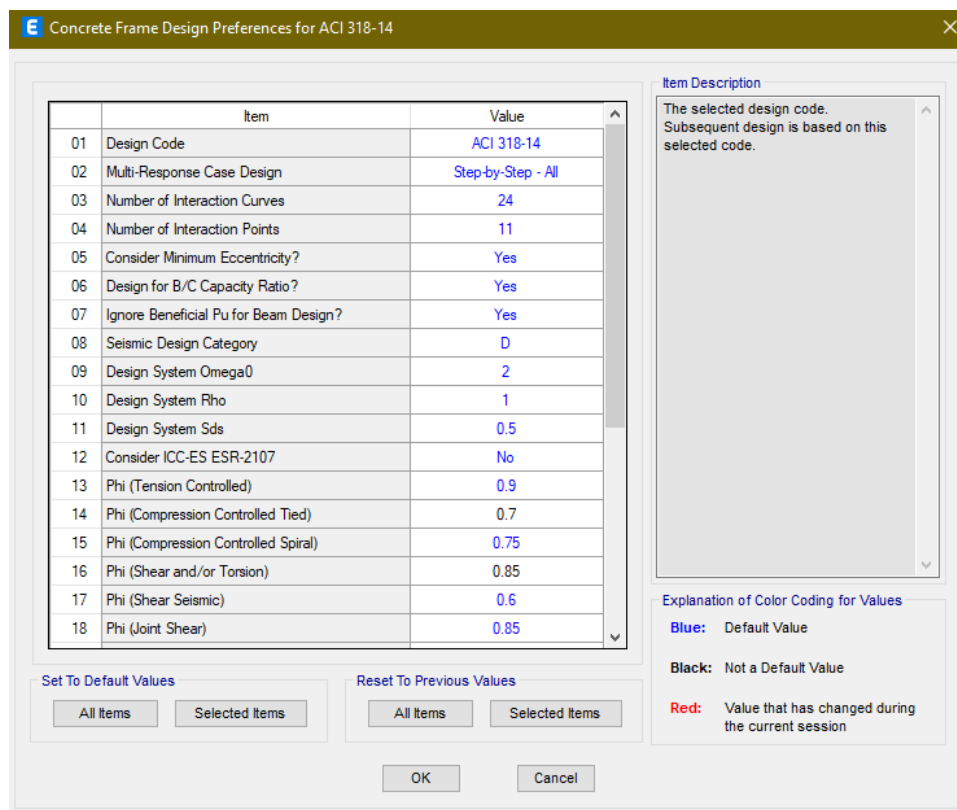


Figura 44: Concrete Frame Design Preferences

Fuente: Etabs V 20.0.1

### 4.6.2. Diseño de vigas

Para realizar el diseño de vigas se tomaron en cuenta los resultados del diseño proporcionado por el programa Etabs V 20.0.1 y la comprobación de estos resultados se hará usando hojas de calculo del programa Excel. Para poder hacer el diseño de vigas se crearon combinaciones de carga de acuerdo con lo que nos dice la norma E060 en el Art. 9.2, donde se evaluarán los efectos máximos de la viga con una combinación envolvente.

#### 4.6.2.1. Diseño por Flexión

Para este diseño se diseñará la viga de 0.30 x 0.50 que se encuentra en el Eje 2-2/(B-C) del pórtico 2, ubicada en el primer nivel. Así mismo, las vigas tienen un desempeño sísmico muy bajo por lo que sus cargas axiales son muy bajas y entonces se considera el  $P_u = 0$ , por lo tanto, cumple con la siguiente expresión.

$$P_u < 0.1 * f'c * A_g$$

Tabla 48: Acero propuesto (+) y (-) para la viga de 30x50cm

Nudo	As (-) requerido	# Varillas propuesto	As (-) propuesto	As (+) requerido	# Varillas propuesto	As (+) propuesto
1	8.02 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5/8" + 1 $\phi$ 1"	9.03 cm <sup>2</sup>	3.89 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5/8"	3.96 cm <sup>2</sup>
Claro	3.41 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5/8"	3.96 cm <sup>2</sup>	2.05 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5/8"	3.96 cm <sup>2</sup>
2	5.70 cm <sup>2</sup>	3 $\phi$ 5/8"	5.94 cm <sup>2</sup>	2.47 cm <sup>2</sup>	2 $\phi$ 5/8"	3.96 cm <sup>2</sup>

Fuente: Etabs V20.0.1

Ahora debemos de verificar que el acero propuesto cumpla con el acero mínimo y máximo, así como nos indica la norma E060, se analizará para un  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup> y un  $f_y = 4200$  kg/cm<sup>2</sup>.

El acero longitudinal será la varilla de 5/8" y para los estribos será la varilla de 3/8. Por lo tanto, tendremos un peralte efectivo de:

$$\text{Peralte Efectivo (d')} = 43.78 \text{ cm}$$

La cuantía mínima según la norma E060 se obtiene con la siguiente formula:

$$\rho_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{f_y}$$

$$\rho_{min} = \frac{0.7 * \text{raiz}(210)}{4200 \text{ kg/cm}^2}$$

Por lo tanto:

$$\rho_{min} = 0.0024152$$

Una vez obtenida la cuantía mínima, ya se puede obtener el Acero mínimo ( $A_{s, min}$ ) para la viga de 30x50cm. Se obtiene mediante la siguiente formula:

$$A_{s, min} = \rho_{min} * b * d$$

$$A_{s, min} = 0.0024152 * 30 * 50$$



Por lo tanto:

$$A_{s_{min}} = 3.62 \text{ cm}^2$$

Ahora para poder calcular el Acero máximo, primero calculamos la cuantía balanceada, esta cuantía depende de la deformación del concreto cuando este llega a su punto máximo junto con el acero. La norma E060 nos da una condición, esta es que el acero a tracción no debe de exceder de  $0.75A_{sb}$ .

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{f_y} \times \frac{6300}{6300 + f_y}$$

Por lo tanto:

$$\rho_b = 0.021675$$

$$A_{s_{max}} = 0.75 \cdot \rho_b \cdot b \cdot d$$

$$A_{s_{max}} = 24.38 \text{ cm}^2$$

Para tener un buen diseño estructural siempre se debe de verificar en cualquier diseño de un elemento estructural este falle por ductilidad, para este caso se observa que el Acero propuesto es mayor al  $A_{s, min}$  y menor al  $A_{s, máx.}$ , es decir la viga tendrá una falla dúctil.

$A_{s_{min}}$	$< A_s <$	$A_{s_{max}}$
$3.62 \text{ cm}^2$	$< 3.96 \text{ cm}^2 <$	$24.38 \text{ cm}^2$

Para el diseño de la viga por su acero requerido se colocará un bastón, que sirve para reforzar el acero negativo en el nudo 1, este bastón será de 1”.

#### 4.6.2.2. Longitud de desarrollo

La longitud de desarrollo de las barras sometidas a tracción se calcula mediante la siguiente fórmula.

$$l_d = \left( \frac{f_y \cdot \psi_t \cdot \psi_e \cdot \lambda}{2.6 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$$

En la norma E060 de concreto armado, exactamente en la tabla N° 12.2 tomaremos los siguientes factores de modificación que nos sirve para calcular la longitud de desarrollo.

*Tabla 49: Factores para el cálculo de la longitud de desarrollo de barras a tracción.*

<b>Factor</b>	<b>Valor</b>
$\Psi_e$	1
$\Psi_t$	1
$\lambda$	1
$f_c$	210 Kg/cm <sup>2</sup>
$f_y$	4200 Kg/cm <sup>2</sup>

Por lo tanto:

$$l_d = \left( \frac{4200 * 1 * 1 * 1}{2.6 \sqrt{210 \text{ kg/cm}^2}} \right) * 1.58 \text{ cm}$$

$$l_d (5/8") = 55.96 \text{ cm}$$

Entonces, la longitud de desarrollo para la varilla de 5/8" es de 55.96cm, pero redondeando a un número superior múltiplo de 5, la longitud de desarrollo sería de 60cm.

Para la viga de 30x50cm ubicada en el Eje 2-2/(B-C), como acero longitudinal tenemos la varilla de 5/8", además de eso como un refuerzo en el nudo 1 se ha propuesto un bastón una varilla de 1", para poder satisfacer el acero requerido, entonces debemos de calcular cual será la distancia de dicho bastón.

Para eso, primero calcularemos el momento que resiste el bastón que es colocada en la distancia media.

$$M_R = 6.39 \text{ Tn-m}$$

El valor obtenido del momento es de 6.49 Tn-m, lo que haremos con este momento es ir al programa Etabs V20.0.1 y colocar el momento y verificar a que distancia del nudo 1 se encuentra.

El momento se encontró a una longitud de 0.5687cm del nudo 1, por lo tanto, el bastón será necesario hasta esa distancia.

Según la norma E060 nos dice que el refuerzo se debe de extender a una distancia “d” o “12 db” (db= diámetro de barra), se elegirá la distancia que sea mayor. Por lo tanto, la distancia del bastón de 1” irá desde la cara del nudo 1 hasta donde termina la longitud del mayor ld. El diámetro de la varilla será la del acero longitudinal el cual es de 5/8”.

$$\text{Peralte Efectivo (d')} = 43.78 \text{ cm}$$

$$12db = 12 * 1.59 \text{ cm}$$

$$12db = 19.05 \text{ cm}$$

$$\text{Longitud de desarrollo (Ld)} = 72.75 \text{ cm}$$

$$\text{Punto teórico} = 56.87 \text{ cm}$$

$$Ld < 56.87 + 43.78$$

$$Ld < 100.65 \text{ cm}$$

$$72.75 \text{ cm} < 100.65 \text{ cm}$$

CUMPLE

La longitud cumple con la condición de que nos da la norma E060, que la longitud del refuerzo del bastón debe ser mayor a la longitud de desarrollo (Ld), por lo tanto, la longitud del bastón será de 105 cm desde la cara del nudo 1.

#### 4.6.2.3. Diseño por corte

##### 4.6.2.3.1. Estribos en zona de confinamiento

Esta zona abarca desde la cara del nudo 1 y se extiende hasta una distancia 2 veces la altura de la viga, para ambos extremos:

$$2 \times h = 2 \times 50 = 100 \text{ cm}$$

En este caso usaremos estribos de 3/8” en dos ramas:

$$(A_v = 1.42 \text{ cm}^2)$$

La norma E060 no dice que el espaciamiento de estribos cerrados en la zona de confinamiento no debe de exceder de:

$S \leq d/4 =$	15.00 cm
$S \leq 10d_b =$	15.90 cm
$S \leq 24d_e =$	22.86 cm
$S \leq 30\text{cm} =$	30.00 cm

Debido a que el menor espaciamiento dentro de la zona de confinamiento es de 15cm, utilizaremos 15cm como espaciamiento de los estribos en esta zona.

La cantidad de estribos que se colocaran en la zona de confinamiento se obtiene de la siguiente manera:

$$N_e = \frac{2 * h}{s}$$

Por lo tanto:

$$N_e = 7$$

En la zona de confinamiento tendremos que usar 7 estribos cada 15 centímetros.

#### 4.6.2.3.2. Estribos fuera de zona de confinamiento

Para calcular el espaciamiento mínimo fuera de la zona de confinamiento la norma E060 nos da la siguiente condición:

$$S \leq 0.5d$$

$$S \leq 0.5 * 43.78$$

$$S \leq 0.5d \quad 17 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el espaciamiento de estribos fuera de la zona de confinamiento será de 17cm.

Entonces se usaron estribos de 3/8" espaciados de la siguiente forma:

**1 @ 0.05, 7 @ 0.15, R @ 0.17 cm.**

#### 4.6.3. Diseño de columnas

Para el diseño de columnas tomaremos como referencia el Eje C-C/ eje 5-5, la denominaremos columna C1 tiene como dimensiones 40x50cm. El programa Etabs V20.0.1 nos facilita el Pu.

Para la columna C1 tenemos un Pu de:

$$Pu = 269.56 \text{ Tn}$$

El valor del Pu=268.56 Tn es el máximo que se ha obtenido de las combinaciones en este caso la combinación de envolvente.

Según la norma E060 para que la columna sea diseñada como columna debe de cumplir la siguiente condición:

$$Pu > 0.1 * f'c * Ag$$

$$269564.60 \text{ Kg} > 42000.00 \text{ Kg}$$

**CUMPLE**

En este caso si se cumple con la condición, por lo tanto, C1 si se diseña como columna.

#### 4.6.3.1. Efectos de esbeltez en elementos a compresión

Para las modificaciones de momentos de segundo orden en columnas esbeltas van a depender de si es arriostrada o no arriostrada. Por otro lado, si la columna es una columna corta según la norma E060 nos dice que se puede despreciar los efectos de esbeltez.

##### 4.6.3.1.1. Verificación de arriostramiento

La norma E060 nos dice que para saber si es un sistema arriostrado el índice de estabilidad del entre piso debe ser menor o igual a 0.06. El índice de estabilidad del entre piso se obtiene con la siguiente formula.

$$Q = \frac{(\sum Pu) * \Delta O}{Vus * he} < 0.06$$

Donde:

Pu= carga viva y carga muerta amplificada acumulada.

Δo= desplazamiento relativo de entre piso.

He= altura de entre piso.

$V_u$ = fuerza cortante amplificada de entre piso.

En la **tabla 40** se muestran cada uno de los valores que serán necesarios para poder calcular el índice de estabilidad.

*Tabla 50: Valores de estabilidad de entre piso*

Pisos	He	Pu (Tn)	$\Delta_o$ cm	Vx (Tn)	Q	<0.06
Piso 1	480	269.560	1.519	1257.982	0.0020	Arriostrado
Piso 2	300	211.470	1.556	1453.942	0.0028	Arriostrado
Piso 3	300	154.759	1.664	1453.942	0.0030	Arriostrado
Piso 4	300	98.284	1.595	1453.942	0.0028	Arriostrado
Piso 5	300	42.010	1.437	1096.056	0.0034	Arriostrado

*Fuente: Elaboración propia*

Como se puede observar los valores del índice de estabilidad (Q) son menores que 0.06, por lo tanto, las columnas tienen un sistema arriostrado, es decir, serán analizadas sin desplazamiento lateral.

#### 4.6.3.1.2. Verificación de efectos de esbeltez

Para estructuras que tienen un sistema arriostrado (sin desplazamientos), no se les considera los efectos de esbeltez en las columnas que si cumple con la condición de que nos dice la norma E060 y también según la norma E060 para estructuras sin desplazamiento se tomará el valor de  $k=1$ .

$$\frac{k * l_{u_x}}{r_x} < 34 - 12 * \left( \frac{M1_x}{M2_x} \right)$$

Los valores tomados para poder cumplir con la condición se muestran en la **tabla**

**41.**

*Tabla 51: Verificación de esbeltez*

Lu (m)	M1	M2	K	r	$K*Lu/r$	$34-12(M1/M2)$	TIPO
4.3	0.0328	2.924	1	0.2	21.50	33.865	Col. Esbelta

*Fuente: Elaboración propia*

Como se observa en la **tabla 41** que  $(K*Lu)/r$  es menor, por lo tanto, la columna C1 es una columna esbelta; es la misma columna que se diseñara para que pueda soportar momentos de segundo orden.

#### 4.6.3.1.3. Momentos magnificados

Se deberá amplificar las cargas y los momentos últimos, estos deben de diseñarse con la siguiente formula que es para amplificación de momento y fuerza.

En primera instancia calculamos el factor que relaciona el diafragma real de momentos versus un diagrama de momentos uniforme (Cm), con la siguiente formula:

$$C_{mx} = 0.6 + 0.4 * \left( \frac{M_{1x}}{M_{2x}} \right)$$

$$C_{mx} = 0.645$$

0.645	≥	0.4
<b>CUMPLE</b>		

Luego de haber calculado el Cm, procedemos a calcular el valor de la carga critica de pandeo (Pc) se obtiene con las siguientes formulas, donde tomaremos βd=0.6, este valor de βd varia de 0.5 hasta 0.6 solo en estructuras convencionales.

$$P_c = \frac{\pi^2 * EI}{(k * lu)^2}$$

$$EI = \frac{0.4 * E_c * I_{gx}}{1 + \beta d}$$

$$\beta d = 0.6$$

$$E_c = 15000$$

$$EI = 2.26 * 10^{10} \text{ kg/cm}^2$$

<b>Pc = 969944.63 Kg</b>
--------------------------

Ya tenemos calculado el Pc, ahora calculamos el factor de amplificación δns, de momentos para pórticos arriostrados.

$$\delta_{nsx} = \frac{C_{mx}}{1 - \frac{P_u}{0.75 * P_c}}$$

$$\delta_{ns} = 1.025$$

1.025	$\geq$	1.0
<b>CUMPLE</b>		

Por último, para hallar los momentos magnificados utilizaremos el mayor momento al que está sometida la columna C1.

$$M_{c_x} = M_{2_x} * \delta_{ns_x}$$

M <sub>c</sub> =	3.00 Tn
------------------	---------

#### 4.6.3.2. Diseño por flexo-compresión

Como un ejemplo se diseñará la columna C1, cuya ubicación es la siguiente:

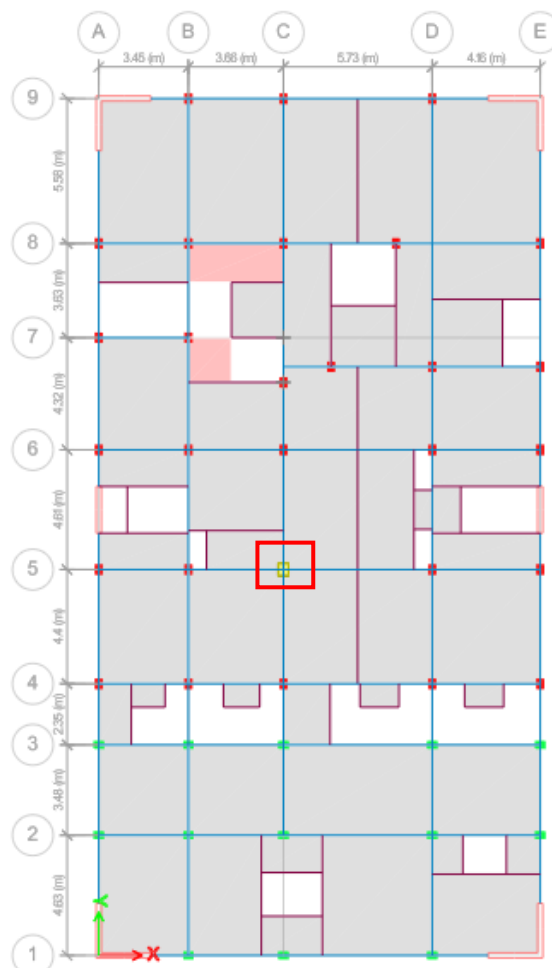


Figura 45: Ubicación de la columna C1 a diseñar Eje 5-5 / C-C



Fuente: Etabs V20.0.1

En la **tabla 52** se muestran las combinaciones de cargas R1 hasta R9 y también se muestra el momento axial en ambas direcciones que son provenientes del análisis estructural para la columna diseñada.

Tabla 52: Combinaciones de carga Pu y Mu para la columna C1

Piso	Combo	P(Tn)	V2(Tn)	V3(Tn)	M2(Tn-m)	M3(Tn-m)
Story 1	R1	-288.9070	-1.1841	0.0232	0.3858	-2.0236
Story 1	R2	-246.0153	-0.0912	0.3468	2.1649	1.1547
Story 1	R3	-246.0153	-0.0912	0.3468	2.1649	1.1547
Story 1	R4	-246.3614	-0.3959	0.6409	3.7698	0.1982
Story 1	R5	-246.3614	-0.3959	0.6409	3.7698	0.1982
Story 1	R6	-144.0265	0.3596	0.3345	2.0238	1.9193
Story 1	R7	-144.0265	0.3596	0.3345	2.0238	1.9193
Story 1	R8	-144.3725	0.0548	0.6286	3.6288	0.9629
Story 1	R9	-144.3725	0.0548	0.6286	3.6288	0.9629

Fuente: Elaboración propia

Procedemos a calcular el refuerzo mínimo para la sección de la columna C1 esta misma tiene un área bruta  $A_g = 40 \times 50 = 2000 \text{ cm}^2$ , en este caso consideraremos una cuantía mínima para el diseño del 1.25% esto es equivalente de 12 varillas de 5/8 con un  $A_s = 23.75 \text{ cm}^2$ .

$$23.75 \text{ cm}^2 \geq 20.00 \text{ cm}^2$$

CUMPLE

Usar X:	6 $\Phi$ 5/8"
Usar Y:	6 $\Phi$ 5/8"

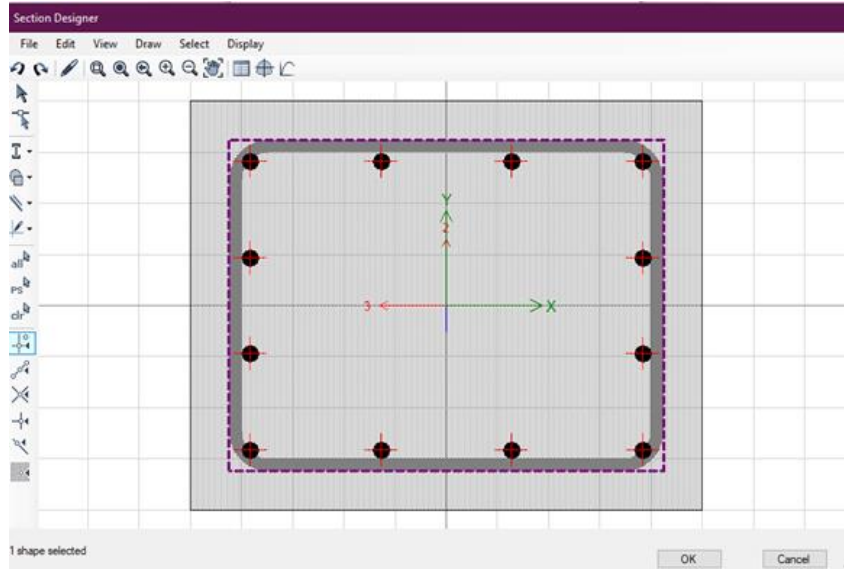


Figura 46: Acero propuesto para sección de la columna C1

Fuente: Etabs V20.0.1

Ya con la sección determinada, con el área del acero propuesto y con una resistencia a compresión del concreto  $f'c=210\text{kg/cm}^2$ , y mediante el programa Etabs se obtienen las resistencias de diseño y resistencias nominales.

Tabla 53: Curvas de  $P_u$  y  $M_u$  para el diagrama de iteración

Curva 0

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	321.212	0.000	0.000
2	321.212	0.000	9.411
3	296.648	0.000	14.859
4	249.578	0.000	18.964
5	199.452	0.000	21.640
6	141.960	0.000	23.227
7	116.399	0.000	24.480
8	80.451	0.000	24.151
9	23.423	0.000	17.983
10	-43.810	0.000	8.218
11	-91.118	0.000	0.000

Curva 90

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	321.212	0.000	0.000
2	321.212	12.032	0.000
3	297.914	18.805	0.000
4	252.058	24.041	0.000
5	203.411	27.608	0.000
6	148.033	29.924	0.000
7	124.475	32.142	0.000
8	90.715	32.471	0.000
9	33.222	24.877	0.000
10	-28.026	13.463	0.000
11	-91.118	0.000	0.000

Fuente: Etabs V20.0.1

Tabla 54: Curvas de Pu y Mu para el diagrama de iteración

Curva 180

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	321.212	0.000	0.000
2	321.212	0.000	-9.411
3	296.648	0.000	-14.859
4	249.578	0.000	-18.964
5	199.452	0.000	-21.640
6	141.960	0.000	-23.227
7	116.399	0.000	-24.480
8	80.451	0.000	-24.151
9	23.423	0.000	-17.983
10	-43.810	0.000	-8.218
11	-91.118	0.000	0.000

Curva 270

Point	P tonf	M2 tonf-m	M3 tonf-m
1	321.212	0.000	0.000
2	321.212	-12.032	0.000
3	297.914	-18.805	0.000
4	252.058	-24.041	0.000
5	203.411	-27.608	0.000
6	148.033	-29.924	0.000
7	124.475	-32.142	0.000
8	90.715	-32.471	0.000
9	33.222	-24.877	0.000
10	-28.026	-13.463	0.000
11	-91.118	0.000	0.000

Fuente: Etabs V20.0.1

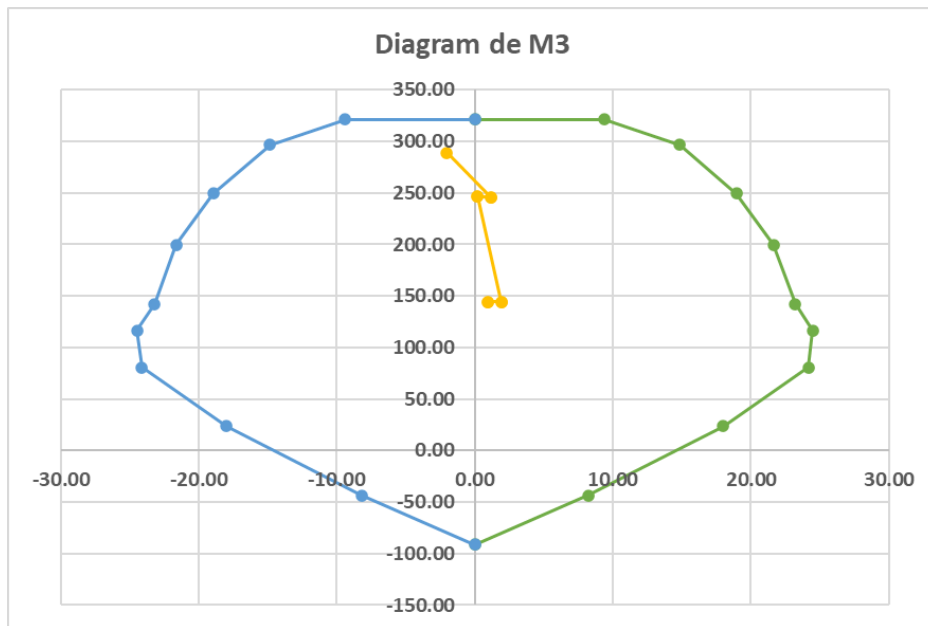


Figura 47: Diagrama de iteración de la columna C1 en la dirección "X"

Fuente: Elaboración propia

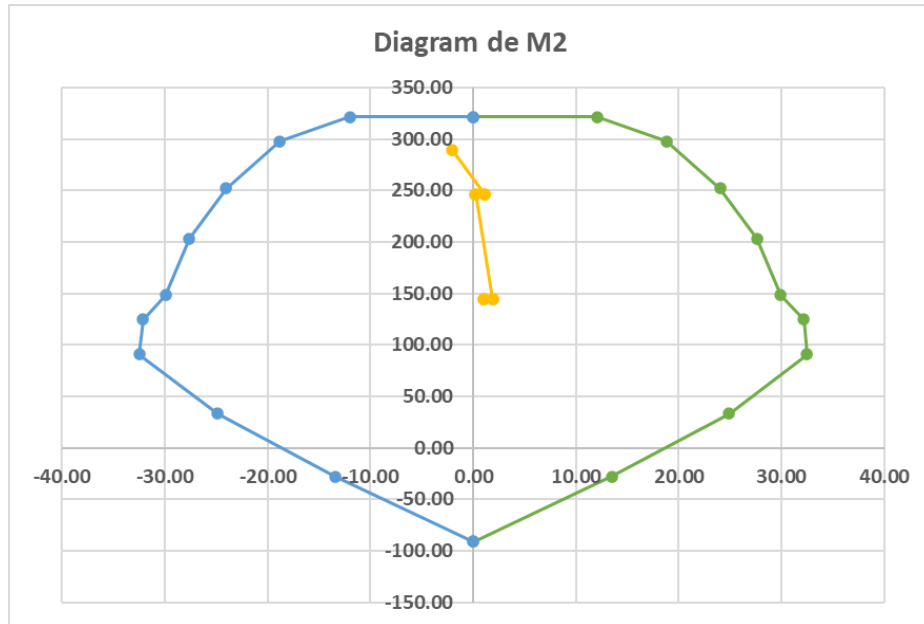


Figura 48: Diagrama de iteración de la columna C1 en la dirección "Y"

Fuente: Elaboración propia

Según la **figura 47** y **figura 48** en dirección "X" y dirección "Y" respectivamente, se puede observar que el acero mínimo que se considero anteriormente para la columna C1, es más que suficiente ya que este resiste todas las cargas de cada una de las combinaciones a las que la columna se encuentra sometida por lo tanto todos los puntos se encuentran dentro del diagrama de iteración de diseño.

#### 4.6.3.3. Diseño por cortante

##### 4.6.3.3.1. Dentro de zona de confinamiento

Para la zona de confinamiento la norma E060 exactamente en el capítulo 21, nos va varias condiciones que cumplir para poder obtener el espaciamiento máximo entre estribos.

Zona de confinamiento	
8db =	12.64 cm
b/2 o h/2=	15.00 cm
Smax =	10.00 cm

En este caso el menor de todos los espaciamientos es 10cm, por lo tanto, la distancia entre estribos dentro de la zona de confinamiento será de 10cm.

Luego determinaremos la longitud de confinamiento ( $L_o$ ), esta longitud se obtiene con la siguiente formula:  $L_u/6$ .

Por otra parte, la norma E060 también nos da condiciones para poder obtener el valor de  $L_o$ .

<b><math>L_o</math> : Longitud de confinamiento</b>	
$L_u/6 =$	80.00 cm
b o h =	50.00 cm
$L_{max} =$	50.00 cm

De todas esas condiciones que nos da la norma E060, se elige la que tiene mayor medida, en este caso es la longitud de confinamiento con un valor de 80cm.

Procedemos a calcular la cantidad de estribos que se colocaran en los 80cm de longitud de confinamiento.

$$N_e = \frac{80 \text{ cm} - 5 \text{ cm}}{10 \text{ cm}} = 7.5 \approx 8$$

#### 4.6.3.3.2. Fuera de zona de confinamiento

Para fuera de la zona de confinamiento la norma E060 también nos da condiciones para poder calcular el espaciamiento de los estribos.

En el capítulo 7 de la norma E060 nos da las siguientes condiciones:

<b>Fuera de Zona de confinamiento</b>	
16db =	25.28 cm
48de=	45.60 cm
b o h=	40.00 cm

Para este caso, la menor distancia para colocar estribos es de 25.28 cm.

De la misma forma, el capítulo 21 de la norma E060 nos otras condiciones para hallar el espaciamiento:

Fuera de Zona de confinamiento	
d/2=	22.13 cm
Smax =	60.00 cm

Para estas condiciones que nos da el capítulo 21, el menor espaciamiento para los estribos es de 22.13cm.

Por lo tanto, la menor distancia entre el capítulo 7 y 21, es de 22.13cm, redondeando a menos será de 20cm.

Entonces el distanciamiento de estribos en la columna C1 será de la siguiente manera:

**1 @ 0.05; 8 @ 0.10; R @ .20 A/E.**

Tabla 55: Cuadro resumen del acero y estribos

MODELO SIN MUROS ESTRUCTURALES VS MODELO CON MUROS		
Elemento Estructural	Sin muros estructurales (2019)	Con muros estructurales (2019)
	Acero y estribos	Acero y estribos
Vigas	<b>1 @ 0.05, 6 @ 0.18, R @ 0.25cm.</b>	El acero requerido se detalla en los planos (Ver Anexos)
		<b>1 @ 0.05, 7 @ 0.15, R @ 0.17 cm.</b>
Columnas	<b>1 @ 0.05; 7 @ 0.15; R @ .20 A/E.</b>	El acero requerido se detalla en los planos (Ver Anexos)
		<b>1 @ 0.05; 8 @ 0.10; R @ .20 A/E.</b>

En la **tabla 55** se observa un resumen del acero a utilizar en cada elemento estructural como vigas y columnas del diseño original que es el de sin muros estructurales el cual se puede apreciar que el espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento es mayor a la del modelo con muros estructurales. De igual importancia el caso de las columnas para el modelo sin muros estructurales se aprecia que el espaciamiento de estribos dentro de la zona de confinamiento es mayor al del modelo con muros estructurales.

#### 4.6.3.4. Diagrama de Interacción diseñado con la NTP E060

Considerando la cantidad de acero, dimensiones de la columna y cuantías de refuerzo, se realizaron los diagramas de interacción correspondientes.

##### 4.6.3.4.1. Punto de compresión pura

Para obtener el valor de la compresión pura se necesita la siguiente formula:

$$P_{no} = 0.85 \cdot f_c \cdot (A_g - A_s) + A_s \cdot f_y$$

Reemplazando valores, el valor de  $P_{no}$ , de  $P_{no}$  reducido y de la carga máxima son los siguientes:

$$\begin{aligned} P_{no} &= 452.52 \text{ Tn} \\ \Phi P_{no} &= 294.14 \text{ Tn} \\ 0.80 \Phi P_{no} &= 235.31 \text{ Tn} \end{aligned}$$

##### 4.6.3.4.2. Punto balanceado

Se presenta el siguiente diagrama de deformaciones en la figura 49.

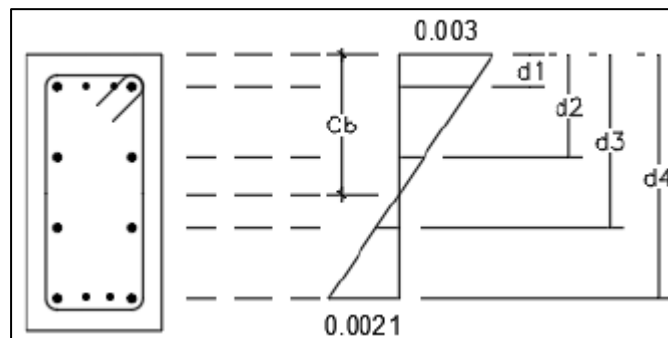


Figura 49: Diagrama de deformaciones en punto balanceado

Del diagrama de deformaciones, mediante formulas podemos obtener los siguientes valores:

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c_b} = \frac{\epsilon_y}{d - c_b}$$

Entonces:

$$\begin{aligned} \frac{0.003}{c_b} &= \frac{0.0021}{d_4 - c_b} \\ c_b &= \frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \times d_4 \end{aligned}$$

Por lo tanto, el valor de  $C_b$  es 26.48 cm:

$$C_b = 26.48 \text{ cm}$$

Así mismo, la altura del bloque equivalente de esfuerzos se calcula como:

$$a_b = \beta_1 \times C_b$$

$$a_b = 22.51 \text{ cm}$$

Se repite el mismo procedimiento para poder hallar el valor de  $d_1$ ,  $d_2$  y  $d_3$  y así poder calcular la deformación unitaria  $\epsilon_s$  en las 3 filas de acero restantes y luego calcular el esfuerzo actuante  $f_s$ .

Fila 1 de acero ( $d_1$ ), Para este caso el  $d_1$  tiene un valor de 4.99 cm:

$$d_1: \quad \frac{0.003}{26.48} = \frac{\epsilon_1}{26.48 - 4.99}$$

$$\epsilon_1 = 0.0024$$

$$F_{s1} = F_y = 0.0024 * E_s$$

$$F_{s1} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Para la fila 1 de acero, se obtiene un valor de  $\epsilon_1$  de 0.0024 y un valor de  $F_{s1}$  es igual al  $F_y$  por ende su valor es de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

Fila 2 de acero ( $d_2$ ), para este caso el  $d_2$  tiene un valor de 18.33cm:

$$d_2: \quad \frac{0.003}{26.48} = \frac{\epsilon_2}{26.48 - 18.33}$$

$$\epsilon_2 = 0.0009$$

$$F_{s2} = 0.0009 * E_s$$

$$F_{s2} = 1846 \text{ kg/cm}^2$$

Para la fila 2 de acero, se obtiene un valor de  $\epsilon_2$  de 0.0009 y un valor de  $F_{s1}$  de 1846 kg/cm<sup>2</sup>.



Fila 3 de acero (d3), para este caso el d3 tiene un valor de 31.67cm:

$$d3: \quad \frac{0.003}{26.48} = \frac{\varepsilon_3}{26.48 - 31.67}$$

$$\varepsilon_3 = 0.0006$$

$$F_{s3} = 0.0006 * E_s$$

$$F_{s3} = 1177 \text{ kg/cm}^2$$

Para la fila 3 de acero, se obtiene el valor de  $\varepsilon_3$  de 0.0006 y un valor de  $F_{s1}$  de 1177 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 4.6.3.4.3. Carga balanceada

Ya obtenidos los valores de los esfuerzos actuantes, continuamos usando formulas y calculando para obtener los valores de carga.

Con los valores de los esfuerzos  $F_s$  y considerando el área de acero de cada fila se calculó la carga.

Para la primera fila con un valor del  $F_s$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup> y un área de acero de 7.92 cm<sup>2</sup>, se obtuvo el valor de  $P_{as1}$ :

$$P_{as1} = 4200 \text{ kg/cm}^2 * 7.92 \text{ cm}^2$$

$$P_{as1} = 33.25 \text{ Tn}$$

Para la segunda fila con un valor del  $F_s$  de 1846 kg/cm<sup>2</sup> y un área de acero de 3.96 cm<sup>2</sup>, se obtuvo el valor de  $P_{as2}$ :

$$P_{as2} = 1846 \text{ kg/cm}^2 * 3.96 \text{ cm}^2$$

$$P_{as2} = 7.31 \text{ Tn}$$

Para la tercera fila con un valor del  $F_s$  de 1177 kg/cm<sup>2</sup> y un área de acero de 3.96 cm<sup>2</sup>, se obtuvo el valor de  $P_{as3}$ :

$$P_{as3} = 1177 \text{ kg/cm}^2 * 3.96 \text{ cm}^2$$

$$P_{as3} = 4.66 \text{ Tn}$$

Para la cuarta fila los valores tanto del  $F_s$  como del área de acero son los mismas que de la fila 1, por lo tanto:

$$P_{as4} = 4200 \text{ kg/cm}^2 * 7.92 \text{ cm}^2$$

$$P_{as4} = 33.25 \text{ Tn}$$

Así mismo, con el valor obtenido de “ $a_b$ ” se halló la fuerza de compresión del concreto “ $C_c$ ”:

$$C_c = 0.85 * f_c * a_b * b$$

$$C_c = 160.69 \text{ Tn}$$

Utilizando la formula dada por la norma, se obtuvo un valor de  $C_c = 160,69\text{Tn}$ .

Entonces:

$$P_{nb} = 159.51 + 33.25 + 7.29 - 4.67 - 33.25$$

$$P_{nb} = 163.34 \text{ Tn}$$

Luego se calcularon los momentos respecto al centroide, pero primero se tuvo que calcular el  $Y_o$  con la siguiente formula:

$$Y_o = \frac{(0.85f'_c A_g)(h/2) + (f_y)(\sum A_{si}d_i)}{0.85f'_c A_g + f_y \sum A_{si}}$$

Por lo tanto, reemplazando valores se obtuvo un valor de 25cm para el  $Y_o$ :

$$Y_o = 25.00 \text{ cm}$$

Ya obtenido el valor de  $Y_o$  procedimos a calcular los momentos para cada fila de acero de la columna.

$$M_{s1} = F_{s1} * (Y_o - d_1)$$

$$M_{s1} = 6.65 \text{ Tn}$$

El valor del momento ( $M_{s1}$ ) para la fila 1 de acero es de 6.65Tn.

$$M_{s2} = F_{s2} * (Y_o - d_2)$$

$$M_{s2} = 0.49 \text{ Tn}$$

El valor del momento ( $M_{s2}$ ) para la fila 2 de acero es de 0.49Tn.

$$M_{s3} = F_{s3} * (d_3 - Y_o)$$

$$M_{s3} = 0.31 \text{ Tn}$$

El valor del momento ( $M_{s3}$ ) para la fila 3 de acero es de 0.31Tn, siendo el momento mas bajo.

$$M_{s4} = F_{s4} * (d_4 - Y_o)$$

$$M_{s4} = 6.65 \text{ Tn}$$

El valor del momento ( $M_{s4}$ ) para la fila 4 de acero es de 6.65Tn.

$$M_c = Cc * (Y_o - a_b/2)$$

$$M_c = 22.09 \text{ Tn}$$

El valor del momento del concreto ( $M_c$ ) es de 22.09Tn.

Luego se tomaron los momentos alrededor del centroide plástico:

$$M_{nb} = Mc + M1 + M2 - M3 - M4$$

$$M_{nb} = 22.27 \text{ Tn}$$

Obteniendo un valor de momento nominal ( $M_n$ ) de 22.27Tn.

Para construir un diagrama de interacción nominal mas preciso se calcularon más puntos en los cuales se va modificando el valor del eje neutro. Los diagramas constan de 30 puntos.

Para poder hallar la resistencia de diseño se debe aplicar a los valores nominales factores de reducción de resistencia. Según la Norma Técnica Peruana E060 en el capítulo 9.3.2.2 estos valores varían en las distintas zonas del diagrama.

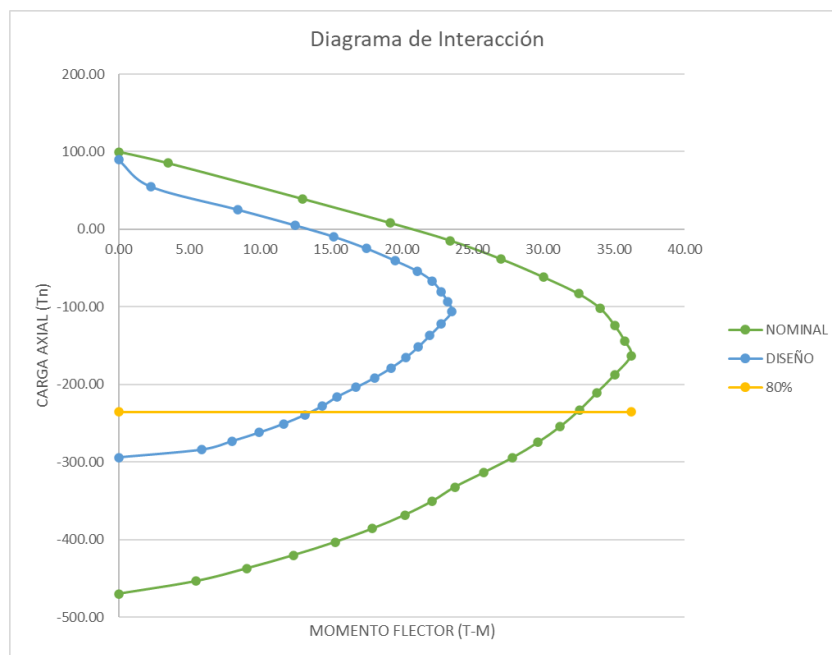
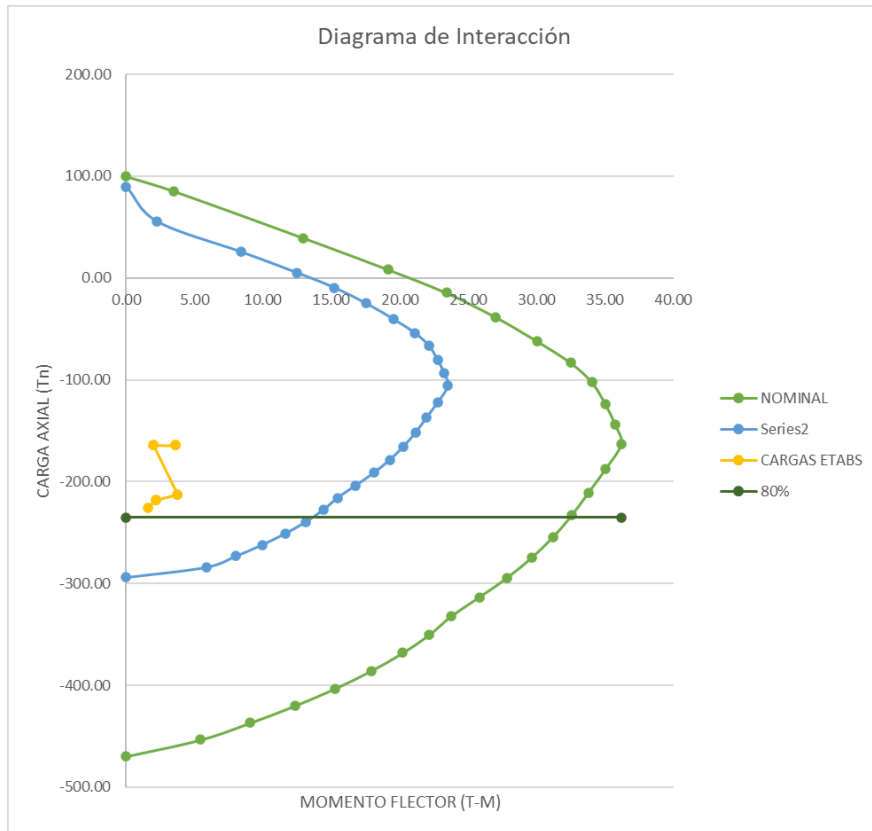


Figura 50: Diagrama de interacción nominal

En la **figura 50**, se presenta el diagrama de interacción nominal y de diseño construido para la columna C-5.



*Figura 51: Diagrama de interacción de diseño*

En la **figura 51**, se puede apreciar que todas las solicitaciones, tanto para la sección superior Top y la sección inferior Bot, están cubiertas bajo la primera curva. Por lo tanto, el diseño es satisfactorio para la columna C-5.

#### 4.6.4. Diseño de Escalera

Se realizó el diseño de la única escalera de 2 tramos con la que cuenta el edificio, la cual se grafica a continuación.

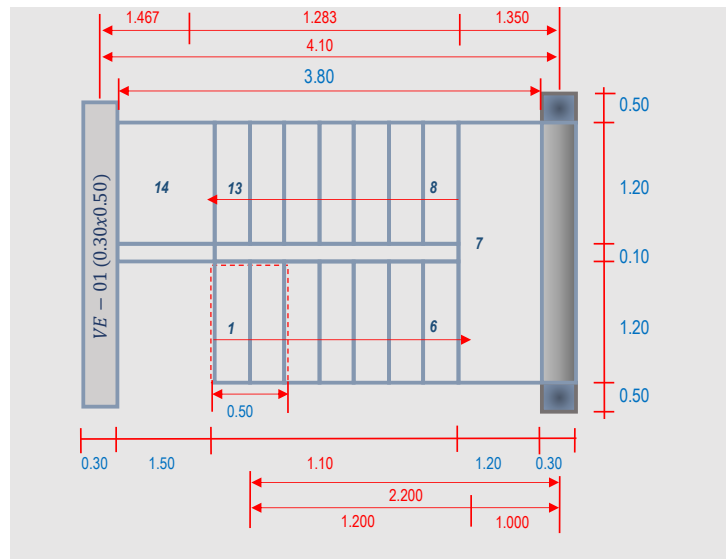


Figura 52: Dimensiones de escalera

Luego de saber las dimensiones de la escalera, así como se muestra en la **Figura 51**, se procedió a obtener mediante formula las dimensiones del Contra Paso y el Paso, obteniendo lo siguiente:

Paso	@0.18 m
Contra Paso	@0.15 m

Por lo tanto, el Paso tendrá una dimensión de 20cm y el contra paso una dimensión de 15 cm.

#### 4.6.4.1. Diseño de primer tramo

Para el diseño de primer tramo, primero debemos de obtener el espesor de la losa (t), que mediante formulas se obtuvo lo siguiente.

#### ESPESOR DE LOSA.

$$t = 0.103 \text{ m}$$

$$t = 0.082 \text{ m}$$

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

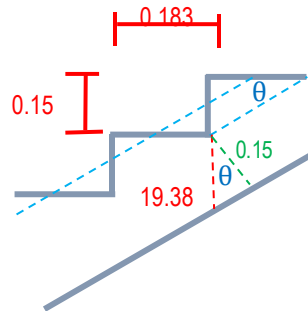
El espesor de la losa de la escalera vendría a ser  $T=15\text{cm}$

Luego obtenemos la altura promedio (hm)

**ALTURA PROMEDIO (hm).**

$\text{Cos}\theta =$	0.774
$h =$	19.38cm
$hm =$	29.20cm

Se obtuvo una altura promedio de 19.38cm. Por lo que, el diseño de la escalera va quedando de la siguiente manera:



*Fuente: Elaboración propia*

Procedemos a realizar el metrado de cargas para el tramo 1 y para el descanso 1, obteniendo los siguientes resultados:

TRAMO 1:		DESCANSO 1:	
*Peso Propio =	0.841 Tn/m	*Peso Propio =	0.432 Tn/m
*Acabado =	0.144 Tn/m	*Acabado =	0.144 Tn/m
<b>WD =</b>	<b>0.985 Tn/m</b>	<b>WD =</b>	<b>0.576 Tn/m</b>
*Sobre Carga =	0.300 Tn/m	*Sobre Carga =	0.300 Tn/m
<b>WL =</b>	<b>0.300 Tn/m</b>	<b>WL =</b>	<b>0.300 Tn/m</b>
<b>WU =</b>	<b>1.889 Tn/m</b>	<b>WU =</b>	<b>1.316 Tn/m</b>

Obteniendo así una carga Wu de 1.89Tn para el tramo 01 y una carga Wu de 1.32Tn para el descanso 01.

Una vez obtenidos estos resultados se la cargas, se procedió a dibujar el diagrama de momentos máximos de diseño, quedando de la siguiente manera.

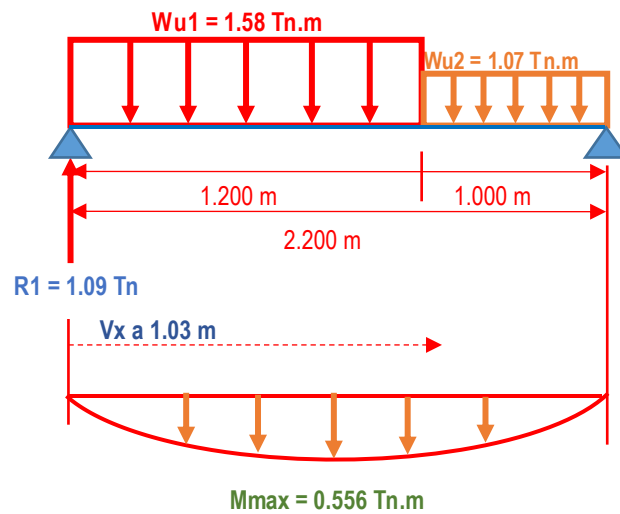
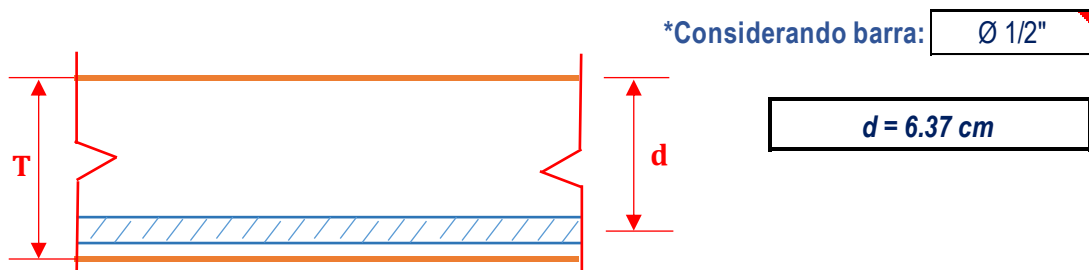


Figura 53: Momentos máximos de diseño para la escalera

Fuente: Elaboración propia

Ya obtenido el momento máximo para el diseño, se procedió a realizar el calculo para obtener los refuerzos necesarios.

### REFUERZOS NECESARIOS.



\*MOMENTO DE DISEÑO.

$$M_{\text{diseño}} = 0.500 \text{ Tn.m}$$

Consideramos barras de 1/2" para el diseño ya que contamos con un momento de 0.500 Tn.m.

Para realizar el diseño de Refuerzo positivo se uso barras de 1/2", ya que podían soportar los momentos.

**\*REFUERZO POSITIVO.**      \*Factor "a" : 0.51cm

$A_{s+}$ =	2.17cm <sup>2</sup>	
$A_{s\ min}$ =	1.15cm <sup>2</sup>	OK
considerando $\emptyset$ :	$\emptyset$ 1/2"	1.29
Espaciamiento =	S $\emptyset$ = 59.58 cm	
USAREMOS:	Ø 1/2" @ 0.55m	

Para el refuerzo positivo se usaran varillas de Ø 1/2" colocadas cada 55cm.

Para realizar el diseño de Refuerzo Negativo también se uso varillas de 1/2".

**\*REFUERZO NEGATIVO.**

$A_{s-}$ =	1.60cm <sup>2</sup>	
$A_{s-\ min}$ =	1.55cm <sup>2</sup>	OK
considerando $\emptyset$ :	$\emptyset$ 1/2"	1.29
Espaciamiento =	S $\emptyset$ = 75.43 cm	
USAREMOS $\emptyset$ :	Ø 1/2" @ 0.75m	

Para el refuerzo negativo se usarán varillas de Ø 1/2" colocadas cada 75cm.

Ahora para el diseño del Refuerzo Transversal se usaron varillas de 3/8", quedando así.

**\*REFUERZO TRANSVERSAL.**

$A_{sT}$ =	1.62cm <sup>2</sup>	
considerando $\emptyset$ :	$\emptyset$ 3/8"	0.71
Espaciamiento =	S $\emptyset$ = 47.59 cm	
USAREMOS $\emptyset$ :	Ø 3/8" @ 0.45m	

Para el refuerzo transversal se usaron varillas de Ø 3/8" colocadas con separación de 45cm una de otra.

#### 4.6.4.2. Diseño de segundo tramo

Para el diseño del segundo tramo, primero debemos de obtener el espesor de la losa (t), que mediante formulas se obtuvo lo siguiente.



**ESPESOR DE LOSA.**

$$t = 0.190 \text{ m}$$

$$t = 0.152 \text{ m}$$

$$T = 0.17 \text{ m}$$

El espesor de la losa de la escalera vendría a ser  $T=17\text{cm}$ , por lo tanto, para que solo sea un solo espesor de losa, elegiremos un espesor de **20cm** para ambos tramos.

Luego obtenemos la altura promedio (hm)

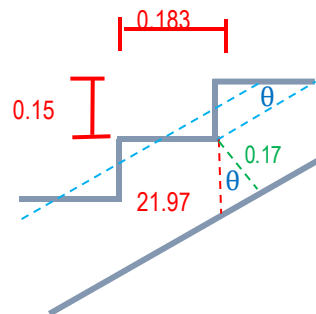
**ALTURA PROMEDIO (hm).**

$$\text{Cos}\theta = 0.774$$

$$h = 21.97\text{cm}$$

$$hm = 31.79\text{cm}$$

Se obtuvo una altura promedio de 21.97cm. Por lo que, el diseño de la escalera va quedando de la siguiente manera:



*Fuente: Elaboración propia*

Procedemos a realizar el metrado de cargas para el tramo 2 y para el descanso 2, obteniendo los siguientes resultados:

TRAMO 2:		DESCANSO 2:	
*Peso Propio =	0.915 Tn/m	*Peso Propio =	0.490 Tn/m
*Acabado =	0.144 Tn/m	*Acabado =	0.144 Tn/m
WD =	1.059 Tn/m	WD =	0.634 Tn/m
*Sobre Carga =	0.300 Tn/m	*Sobre Carga =	0.300 Tn/m
WL =	0.300 Tn/m	WL =	0.300 Tn/m
WU =	1.993 Tn/m	WU =	1.397 Tn/m

Obteniendo así una carga  $W_u$  de 1.99Tn para el tramo 02 y una carga  $W_u$  de 1.39Tn para el descanso 02.

Una vez obtenidos estos resultados se la cargas, se procedió a dibujar el diagrama de momentos máximos de diseño, quedando de la siguiente manera.

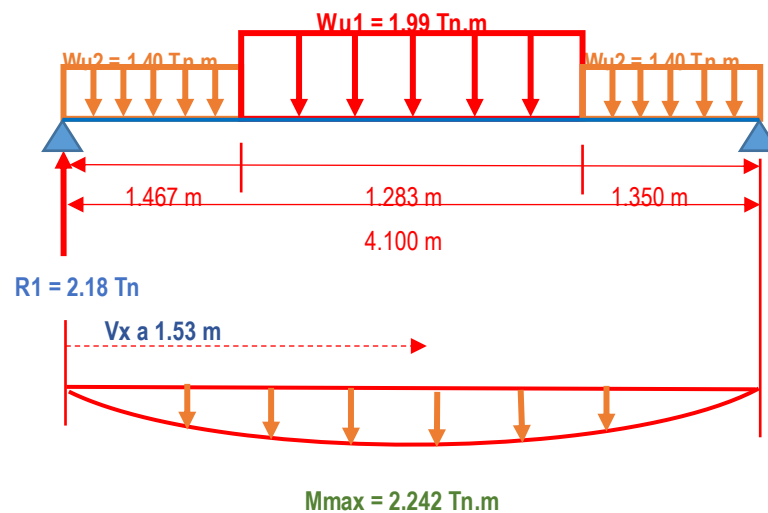
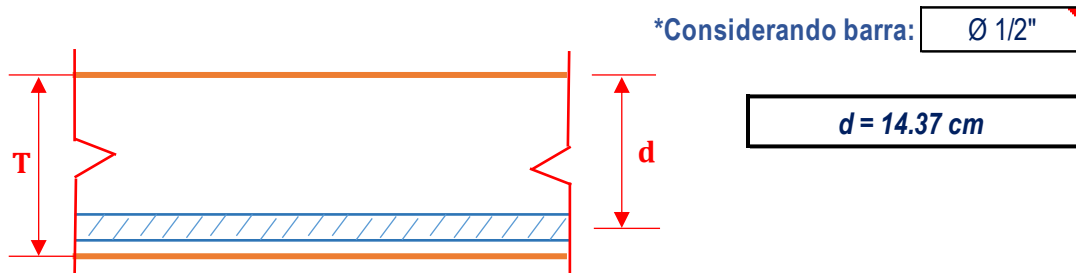


Figura 54: Momentos máximos de diseño para el tramo 2

Fuente: Elaboración propia

Ya obtenido el momento máximo para el diseño, se procedió a realizar el calculo para obtener los refuerzos necesarios.

### REFUERZOS NECESARIOS.



### \*MOMENTO DE DISEÑO.

$$M_{\text{diseño}+} = 2.018 \text{ Tn.m}$$

Consideramos barras de 1/2" para el diseño ya que contamos con un momento de 2.018 Tn.m.

Para realizar el diseño de Refuerzo positivo se uso barras de 1/2", ya que podían soportar los momentos.

\*REFUERZO POSITIVO. \*Factor "a" : 0.90cm

$A_{s+} =$	3.84cm <sup>2</sup>	
$A_{s \text{ min}} =$	2.59cm <sup>2</sup>	OK
considerando Ø :	Ø 1/2"	1.29
Espaciamiento =	SØ = 33.62 cm	
USAREMOS:	Ø 1/2" @ 0.30m	

Para el refuerzo positivo de usaran varillas de Ø 1/2" colocadas cada 30cm.

Para realizar el diseño de Refuerzo Negativo también se uso varillas de 1/2".

**\*REFUERZO NEGATIVO.**

As-	=	1.92cm <sup>2</sup>	
As- min	=	1.55cm <sup>2</sup>	OK
considerando Ø :		Ø 1/2"	1.29
Espaciamiento =		SØ = 62.24 cm	
USAREMOS Ø:		Ø 1/2" @ 0.60m	

Para el refuerzo negativo se usarán varillas de Ø 1/2" colocadas cada 60cm.

Ahora para el diseño del Refuerzo Transversal se usaron varillas de 3/8", quedando así.

**\*REFUERZO TRANSVERSAL.**

AsT =	3.06cm <sup>2</sup>	
considerando Ø :	Ø 3/8"	0.71
Espaciamiento =	SØ = 22.84 cm	
USAREMOS Ø:	Ø 3/8" @ 0.20m	

Para el refuerzo transversal se usaron varillas de Ø 3/8" colocadas con separación de 20cm una de otra.

**4.6.5. Diseño de placa en forma de "L"**

Se diseñará la placa en forma de "L" que se encuentra en el eje 9-A en la dirección "X" y en el eje A-9 en la dirección "Y".

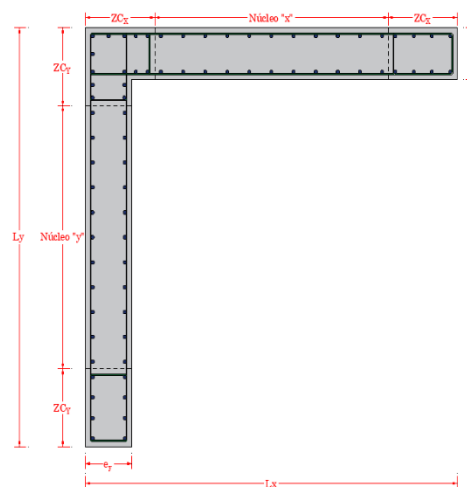


Figura 55: Placa en forma de "L"

En la **figura 55** se puede apreciar cual es la forma que tendrá la placa en forma de “L”, posterior a ello se obtendrán las medidas para poder realizar el diseño.

*Tabla 56: Propiedades geométricas de la placa en "L"*

<b>ex</b>	0.20	m
<b>ey</b>	0.20	m
<b>Lx</b>	3.50	m
<b>Ly</b>	3.50	m
<b>dx</b>	2.80	m
<b>dy</b>	2.80	m
<b>ZCx</b>	1.10	m
<b>ZCy</b>	1.10	m
<b>ezcx</b>	0.30	m
<b>ezcy</b>	0.30	m
<b>Lnúcleo x</b>	1.30	m
<b>Lnúcleo y</b>	1.30	m

En la **tabla 56** se observan las propiedades geométricas que tiene el muro, en la dirección “X” tiene 2.20m con un espesor de 20cm, en la dirección “Y” tiene una longitud de 2.00m con un espesor de 20cm. Los bordes de la placa tendrán una longitud de 0.30cm para cada dirección.

Para realizar el diseño de flexión y diseño por cortante obtuvimos los momentos del programa ETABS y se procedió a usar una hoja de calculo para obtener cuantas varillas de acero se van a utilizar en la dirección “X” y dirección “Y”.

#### a) Dirección “X”

*Tabla 57: Momentos de la placa en la dirección "X"*

<b>Nivel</b>	<b>Mu (Ton.m)</b>	<b>z (m)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>
Piso 01	602.45	1.98	80.49
Piso 02	548.43	1.98	73.28
Piso 03	458.23	1.98	61.22
Piso 04	321.25	1.98	42.92
Piso 05	140.23	1.98	18.74

Elaboración: Fuente propia

Ya obtenidos los momentos calculamos la cantidad de aceros requeridos para la dirección "X":

*Tabla 58: Cantidad de acero de la placa en dirección "X"*

Nivel	Acero Colocado			
	Acero	D (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Nº de Aceros
Piso 01	ø1"	2.54	5.10	16
Piso 02	ø1"	2.54	5.10	15
Piso 03	ø1"	2.54	5.10	13
Piso 04	ø3/4"	1.90	2.84	16
Piso 05	ø3/4"	1.90	2.84	7

Elaboración: Fuente propia

Por lo tanto, se optó por la siguiente distribución de acero, los cuales cumplen con el área requerida de acero.

Nivel	Distribución de Refuerzo Final en la Zona de Confinamiento
Piso 01	18ø1"
Piso 02	18ø1"
Piso 03	18ø1"
Piso 04	18ø3/4"
Piso 05	18ø3/4"

Para los pisos 01, 02 y 03 se diseño para 18 varillas de 1", para los pisos 04 y 05 los cuales tienen momentos menores, se optó por 18 varillas de 3/4".

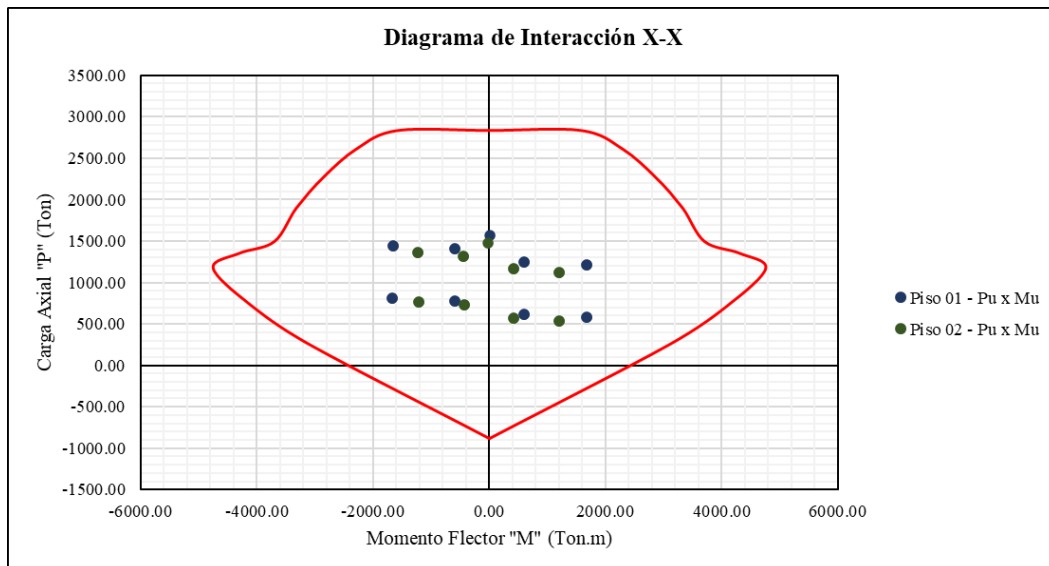
Para obtener el acero horizontal se muestra en la **tabla 59**, el diseño por cortante realizado en el piso critico, que es el piso 01.

*Tabla 59: Refuerzo horizontal para la placa en dirección "X"*

Nivel	Reforzamiento Horizontal			
Piso 01	2	ø3/8"	@	25
Piso 02	2	ø3/8"	@	30
Piso 03	2	ø3/8"	@	30
Piso 04	2	ø3/8"	@	30
Piso 05	2	ø3/8"	@	30

Como se aprecia en la **tabla 59**, en el primer nivel se requiere al menos de 2 filas de acero de 3/8”@.25, mientras que del piso 02 al piso 05 se requiere acero de 3/8”@.30.

A continuación, en la **figura 56**, se muestra el diagrama de interacción de la placa.



*Figura 56: Diagrama de interacción de la Placa mostrando la carga Axial y los Momentos Flectores actuantes en el primer piso.*

En la **figura 56**, se muestra el diagrama de interacción de la placa en la dirección “X”, en el cual se aprecia que las cargas axiales y momentos flectores se encuentran dentro del diagrama. Por lo tanto, el diseño de la placa en la dirección “X” es un diseño satisfactorio.

#### b) Dirección “Y”

*Tabla 60: Momentos de la placa en dirección "Y"*

Nivel	M <sub>u</sub> (Ton.m)	z (m)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )
Piso 01	602.45	1.80	88.54
Piso 02	548.43	1.80	80.60
Piso 03	458.23	1.80	67.35
Piso 04	321.25	1.80	47.21
Piso 05	140.23	1.80	20.61

Elaboración: Fuente propia

Ya obtenidos los momentos calculamos la cantidad de aceros requeridos para la dirección "Y":

*Tabla 61: Cantidad de acero de la placa en dirección "Y"*

Nivel	Acero Colocado			
	Acero	D (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	N° de Aceros
Piso 01	ø1"	2.54	5.10	18
Piso 02	ø1"	2.54	5.10	16
Piso 03	ø1"	2.54	5.10	14
Piso 04	ø3/4"	1.90	2.84	17
Piso 05	ø3/4"	1.90	2.84	8

Elaboración: Fuente propia

Por lo tanto, se optó por la siguiente distribución de acero, los cuales cumplen con el área requerida de acero.

Nivel	Distribución de Refuerzo Final en la Zona de Confinamiento
Piso 01	18ø1"
Piso 02	18ø1"
Piso 03	18ø1"
Piso 04	18ø3/4"
Piso 05	18ø3/4"

Para los pisos 01, 02 y 03 se diseño para 18 varillas de 1", para los pisos 04 y 05 los cuales tienen momentos menores, se optó por 18 varillas de 3/4".

Para obtener el acero horizontal se muestra en la **tabla 62**, el diseño por cortante realizado en el piso critico, que es el piso 01.

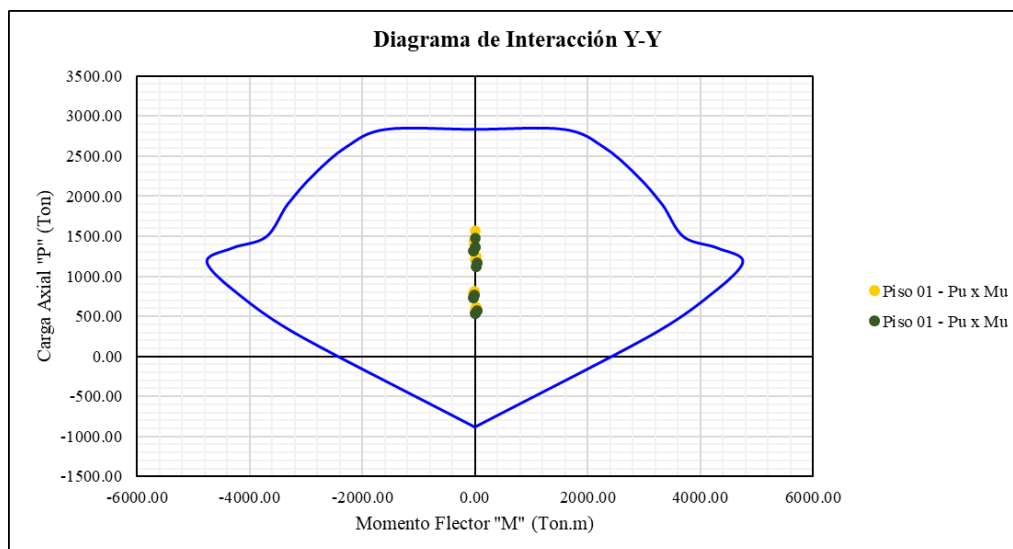
*Tabla 62: Refuerzo horizontal para la placa en dirección "X"*

Nivel	Reforzamiento Horizontal			
Piso 01	2	ø3/8"	@	25
Piso 02	2	ø3/8"	@	30
Piso 03	2	ø3/8"	@	30
Piso 04	2	ø3/8"	@	30
Piso 05	2	ø3/8"	@	30



Como se aprecia en la **tabla 62**, en el primer nivel se requiere al menos de 2 filas de acero de 3/8”@.25, mientras que del piso 02 al piso 05 se requiere acero de 3/8”@.30.

A continuación, en la **figura 57**, se muestra el diagrama de interacción de la placa.



*Figura 57: Diagrama de interacción de la Placa mostrando la carga Axial y los Momentos Flectores actuantes en el primer piso.*

En la **figura 57**, se muestra el diagrama de interacción de la placa en la dirección “Y”, en el cual se aprecia que las cargas axiales y momentos flectores se encuentran dentro del diagrama. Por lo tanto, el diseño de la placa en la dirección “Y” es un diseño satisfactorio.

#### 4.7. Costos y presupuesto

##### 4.7.1. Metrado

Se realizó un metrado de concreto armado y de acero de los elementos estructurales vigas, columnas y losa aligerada, para el modelo sin muros estructurales que se diseñó con la norma E030 del 2006 y también para el modelo sin muros estructurales diseñado con la norma E030 del 2019.

*Tabla 63: Cuadro resumen de los metrados del diseño sin muros estructurales E030 2006*

Items	Descripción de Partidas	Unidades	Total
<b>1</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>		
<b>1.1</b>	<b>COLUMNAS</b>		
<b>1.1.1</b>	Columnas- concreto $f_c=210$ Kg/cm <sup>2</sup>	M3	84.67
<b>1.1.2</b>	Columnas- Acero $f_y=4200$ Kg/cm <sup>2</sup>	KG	73856.16
<b>1.2</b>	<b>LOSA ALIGERADA</b>		
<b>1.2.1</b>	Losa Aligerada- concreto $f_c=210$ Kg/cm <sup>2</sup>	M3	226.91
<b>1.2.2</b>	Losa Aligerada-Acero $f_y=4200$ Kg/cm <sup>2</sup>	KG	7127.85
<b>1.3</b>	<b>VIGAS</b>		
<b>1.3.1</b>	Vigas- concreto $f_c=210$ Kg/cm <sup>2</sup>	M3	227.85
<b>1.3.2</b>	Vigas-Acero $f_y=4200$ Kg/cm <sup>2</sup>	KG	17656.63

*Fuente: Elaboración propia*

La **tabla 63** es un cuadro resumen de los metrados realizados al diseño que se hizo con la norma E030 del 2006 y con modelo sin muros estructurales. Se puede observar que, para poder construir el hotel de 5 pisos, 84.67m<sup>3</sup> de concreto para columnas, 226.91m<sup>3</sup> de concreto para las losas aligeradas y 227.85m<sup>3</sup> de concreto para las vigas. Así mismo, el peso del total de acero para las columnas fue de 73 856.16kg, el acero usado para las losas aligeradas tuvo un peso de 7127.85kg y por ultimo el peso del acero utilizado para las vigas fue de 17 656.63kg.

*Tabla 64: Cuadro resumen de los metrados del diseño sin muros estructurales realizado con la E030 2019*

Items	Descripción de Partidas	Unidades	Total
<b>1</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>		
<b>1.1</b>	<b>COLUMNAS</b>		
<b>1.1.1</b>	Columnas- concreto $f_c=210$ Kg/cm <sup>2</sup>	M3	141.12
<b>1.1.2</b>	Columnas- Acero $f_y=4200$ Kg/cm <sup>2</sup>	KG	73856.16
<b>1.2</b>	<b>LOSA ALIGERADA</b>		
<b>1.2.1</b>	Losa Aligerada- concreto $f_c=210$ Kg/cm <sup>2</sup>	M3	226.91
<b>1.2.2</b>	Losa Aligerada- Acero $f_y=4200$ Kg/cm <sup>2</sup>	KG	7127.85
<b>1.3</b>	<b>VIGAS</b>		
<b>1.3.1</b>	Vigas- concreto $f_c=210$ Kg/cm <sup>2</sup>	M3	222.65
<b>1.3.2</b>	Vigas- Acero $f_y=4200$ Kg/cm <sup>2</sup>	KG	16815.80

*Fuente: Elaboración propia*

La **tabla 64** es un cuadro resumen de los metrados realizados al diseño que se hizo con la norma E030 del 2019 y con modelo sin muros estructurales. Se puede observar que, para poder construir el hotel de 5 pisos, se necesitaron 141.12m<sup>3</sup> de concreto para columnas, 226.91m<sup>3</sup> de concreto para las losas aligeradas y 222.65m<sup>3</sup> de concreto para las vigas. Así mismo, el peso del total de acero para las columnas fue de 73 856.16kg, el acero usado para las losas aligeradas tuvo un peso de 7127.85kg y por ultimo el peso del acero utilizado para las vigas fue de 16 815.80kg.

#### 4.7.2. Presupuesto

Se calculo el presupuesto del modelo sin muros estructurales que fue diseñado con la norma E030 del 2006 y también el presupuesto del diseño con la norma E030 del 2019.

*Tabla 65: Cuadro resumen del presupuesto del modelo diseñado con la norma E030 del 2006*

<b>PARTIDA</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>PARCIAL S/.</b>	<b>TOTAL S/.</b>
CONCRETO PARA COLUMNAS	Mano de obra	S/ 16,970.53	
	Materiales	S/ 24,567.49	S/ 43,796.05
	Equipos y herramientas	S/ 2,258.03	
ACERO PARA COLUMNAS	Mano de obra	S/ 171,393.56	
	Materiales	S/ 357,958.65	S/ 533,857.44
	Equipos y herramientas	S/ 4,505.23	
CONCRETO PARA LOSA ALIGERADA	Mano de obra	S/ 42,879.82	
	Materiales	S/ 65,837.51	S/ 183,781.41
	Equipos y herramientas	S/ 75,064.08	
ACERO PARA LOSA ALIGERADA	Mano de obra	S/ 16,541.17	
	Materiales	S/ 34,546.55	S/ 51,522.52
	Equipos y herramientas	S/ 434.80	
CONCRETO PARA VIGAS	Mano de obra	S/ 22,833.27	
	Materiales	S/ 66,109.45	S/ 95,018.94
	Equipos y herramientas	S/ 6,076.21	
ACERO PARA VIGAS	Mano de obra	S/ 40,974.68	
	Materiales	S/ 85,576.38	S/ 127,628.11
	Equipos y herramientas	S/ 1,077.05	
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>			<b>S/ 1,035,604.47</b>

*Fuente: Elaboración propia*

En la **tabla 65** se puede observar un cuadro resumen utilizado en el modelo diseñado con la norma E030 del 2006. Como se ve, el resultado total del presupuesto es de S/. 1 035 604.47 este da de la suma del concreto de columnas, vigas y losas aligeradas más el acero de columnas, vigas y losas.

Tabla 66: Cuadro resumen del presupuesto del modelo diseñado con la norma E030 del 2019

<b>PARTIDA</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>PARCIAL S/.</b>	<b>TOTAL S/.</b>
CONCRETO PARA COLUMNAS	Mano de obra	S/ 22,818.16	S/ 62,238.10
	Materiales	S/ 38,046.30	
	Equipos y herramientas	S/ 1,373.64	
ACERO PARA COLUMNAS	Mano de obra	S/ 139,298.63	S/ 460,683.71
	Materiales	S/ 316,879.85	
	Equipos y herramientas	S/ 4,505.23	
CONCRETO PARA LOSA ALIGERADA	Mano de obra	S/ 34,632.42	S/ 98,016.44
	Materiales	S/ 61,175.32	
	Equipos y herramientas	S/ 2,208.70	
ACERO PARA LOSA ALIGERADA	Mano de obra	S/ 13,443.70	S/ 44,460.53
	Materiales	S/ 30,582.04	
	Equipos y herramientas	S/ 434.80	
CONCRETO PARA VIGAS	Mano de obra	S/ 18,000.49	S/ 80,194.66
	Materiales	S/ 60,026.93	
	Equipos y herramientas	S/ 2,167.23	
ACERO PARA VIGAS	Mano de obra	S/ 31,715.95	S/ 104,889.93
	Materiales	S/ 72,148.21	
	Equipos y herramientas	S/ 1,025.76	
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>			<b>S/ 850,483.36</b>

Fuente: Elaboración propia

En la **tabla 66** se puede observar un cuadro resumen utilizado en el modelo diseñado con la norma E030 del 2019. Como se ve, el resultado total del presupuesto es de S/. 850 483.36 este da de la suma del concreto de columnas, vigas y losas aligeradas más el acero de columnas, vigas y losas.

#### 4.7.3. Comparación de resultados de presupuesto

Se realizará un cuadro resumen donde se compararán el total del presupuesto que ha salido para el diseño que se realizó con la norma E030 del 2006 y para el diseño que se hizo con la norma E030 del 2019, para así poder determinar que norma es más eficiente para diseñar.

Tabla 67: Cuadro comparativo del presupuesto del diseño realizado con la E030 del 2006 vs la E030 2019

<b>PARTIDA</b>	<b>TOTAL S/. E030 2006</b>	<b>TOTAL S/. E030 2019</b>
CONCRETO PARA COLUMNAS	S/ 43,796.05	S/ 62,238.10
ACERO PARA COLUMNAS	S/ 533,857.44	S/ 460,683.71
CONCRETO PARA LOSA ALIGERADA	S/ 183,781.41	S/ 98,016.44
ACERO PARA LOSA ALIGERADA	S/ 51,522.52	S/ 44,460.53
CONCRETO PARA VIGAS	S/ 95,018.94	S/ 80,194.66
ACERO PARA VIGAS	S/ 127,628.11	S/ 104,889.93
<b>TOTAL PRESUPUESTO</b>	<b>S/ 1,035,604.47</b>	<b>S/ 850,483.36</b>

*Fuente: Elaboración propia*

En la **tabla 67** se muestra un cuadro comparativo del total del presupuesto que da en el modelo diseñado con la norma E030 del 2006 y con el modelo diseñado con la norma E030 del 2019. Como se observa en el precio total del concreto para columnas el modelo diseñado con la E030 del 2019 sale un mayor presupuesto porque las dimensiones de las columnas son mayores en comparación con las del modelo del 2006. En cambio, en el acero para columnas el presupuesto del modelo 2019 es menor, esto se da por el precio de mano de obra, materiales y herramientas que han sufrido una baja. Lo mismo sucede con las partidas de concreto para losas aligeradas y concreto para vigas, el presupuesto final del modelo 2019 es menor que el del modelo 2006. Por último, en el presupuesto total de acero en vigas y losa aligerada de modelo 2019 también es menor que el del modelo 2006, cabe recalcar que se debe a que los precios de la mano de obra, materiales y herramientas han sufrido una baja al pasar de los años.

#### 4.8. Discusiones

En la presente investigación se basó en análisis comparativo de la norma E030 diseño sismorresistente del 2006 y la del 2019, utilizando el software Etabs V20.0.1 cuya licencia fue brindada por la universidad, la edificación fue el hotel Cristian, Maycol y Piero del distrito Olmos.

Al realizar la revisión de los antecedentes parecidos a la investigación que es un análisis comparativo de la norma E030. Se encontraron investigaciones que una su mayoría tenían un enfoque cuantitativo, con un tipo de investigación descriptiva-comparativa. Estas investigaciones realizadas se dan gracias a que hay muchos avances científicos en el ámbito de sismología, por lo tanto, la norma E030 esta en constantes cambios en sus parámetros sísmicos u otras consideraciones.

Estos trabajos de enfoque cuantitativo describen cuales son los porcentajes de variación entre las normas a comparar. Como es el caso de Avilés [2], que hizo un análisis comparativo de sistemas estructurales sismorresistentes en la ciudad de Quito en Ecuador, lo realizó para obtener que estructuras tenían mejores resultados económicos y dinámico estructurales. La investigación se centra en que implemento una opción metódica en la cual se puede obtener resultados que exponen la incidencia de la irregularidad en planta. También propuso un método didáctico con el cual se podía obtener resultados de los análisis estáticos y dinámicos, tanto lineales como no lineales. En su comparación de resultados en tema de economía hizo 3 modelos (A, B y C), para el modelo A de 10 nivel obtuvo \$ 821 293.08, para el modelo B de 25 niveles obtuvo \$ 2 637 351.00, para el modelo C de 40 niveles obtuvo \$ 4 635 053.74, son costos un tanto elevados por lo que se trata de edificaciones de muchos niveles y son de Ecuador. En cambio, en esta investigación para el modelo realizado con la norma E030 del 2006 se obtuvo un presupuesto de S/. 1 035 604.47 y para el modelo realizado con la norma E030 del 2019 se obtuvo un presupuesto de S/. 850 483.36, siendo estos valores mucho más bajos que los que obtuvo Avilés en su investigación.

En el mismo sentido, se encontró la investigación desarrollada por Medina [3], quién en su investigación se baso en un análisis sismorresistente de un edificio en la

ciudad de Santiago, utilizando el software Etabs el cual le ayudo para obtener los resultados de los análisis estáticos y dinámicos, desarrollo dicha investigación para saber cual es el comportamiento real de la edificación ante un eventual sismo aplicando la norma de su país, una vez obtenido los resultados evaluó cuales eran los posibles daños de la edificación y así poder plantear un diseño como reforzamiento, planteo tres métodos, el primero se basa en diseñar una viga plana, el segundo y tercero son para las solicitaciones torsionales. En este caso Medina, realizó tres modelos A, B y C de un edificio de 5 niveles diseñado con la norma chilena y obteniendo cortantes basales de 374.51Tn, 359.54Tn, 349,27Tn respectivamente. Sin embargo, en mi investigación donde también la edificación es de niveles, la cortante basal para el modelo diseñado con la norma E030 del 2006 y norma E030 del 2019 fueron de 682.25Tn y 602.71Tn. Esto se debe a que la norma chilena tiene más condiciones para usar el coeficiente de reducción sísmica y este es un factor importante para poder calcular el valor de la cortante basal. Por otro lado, como ya mencionado anteriormente, en la investigación de Medina obtuvo los siguientes factores de reducción 0.849, 0.844, 0.845 para sus modelos A, B y C respectivamente. En cambio, en mi investigación solo hay un tipo de factor de reducción que es igual a 8 por que el sistema estructural es de pórticos.

De igual importancia, Balda [4] basó su investigación en el análisis comparativo estructural y económico con ayuda el programa Etabs, para su diseño consideró el código norteamericano ACI 318-14 y también la norma Ecuatoriana de la Construcción del año 2015, la edificación que analizó constaba de dos sistemas estructurales diferentes, pero ambos sistemas resistían cargas sísmicas, luego de terminar con los análisis realizo una comparación entre ellos para saber cual era el mejor sistema estructural y también cual sistema tenía mejor rendimiento económico sin menospreciar un diseño estructural. Balda, realizó un metrado parciales de concreto y acero que usó en columnas y vigas de los cuales 241.34m<sup>3</sup> hormigón armado y 70470.70kg de acero uso en columnas, para vigas obtuvo un valor de 259.43m<sup>3</sup> de hormigón armado y 48772.84kg de acero, teniendo un costo de \$ 191 39297 dólares por piso. Sin embargo, en mi investigación para el modelo realizado con la norma E030 del 2006 se usó 84.67m<sup>3</sup> de concreto armado y 73856.16kg de acero para construir columnas, para vigas se necesitó 227.85m<sup>3</sup> de concreto armado y 17656.63kg de acero, teniendo un costo total de S/. 800 300.53 soles para todas las vigas y columnas del modelo del 2006. En cambio, para el modelo realizado con la norma E030 del 2019, para columnas se necesita 141.12m<sup>3</sup> de concreto y

73856.56kg de acero y para vigas 222.65m<sup>3</sup> de concreto con 16815.80kg de acero, todo esto teniendo un valor de S/. 708 006.39 soles.

En el caso de Torres [5] su investigación de tesis se basó en el análisis estático no lineal más conocido como Pushover, en sí la investigación consiste en lo que es un análisis sobre la importancia de la ductilidad en el diseño estructural sísmico, tomó en cuenta los diferentes criterios que la norma NSR-10 otorga, que son la capacidad Mínima de disipación de Energía (DMI), la capacidad Moderadora de Disipación de Energía (DMO) y por ultimo la capacidad Especial de Disipación de Energía (DES), en su modelo para el análisis comparativo no consideró las cargas gravitacionales ni las cargas de viento. Por medio del análisis estático no lineal de plastificación progresiva obtuvo el espectro de capacidad y el grado de ductilidad, luego haciendo una comparación con los valores que otorga la NSR-10. Torres realizó un costo total para acero y para hormigón, para el modelo sin sismo tuvo un costo de € 68.198.991 en solo acero y para hormigón tuvo un costo de € 59.140.775 euros, en cambio, para el modelo con disipadores de energía en acero tuvo un costo de € 125.305.942 euros y para el hormigón tuvo un valor de € 87.882.803, obviamente el presupuesto del modelo con (DMI) iba a ser más costoso porque el costo de los disipadores es alto. Sin embargo, en mi investigación se realizaron dos modelos de los cuales ninguno tiene DMI, pero aún así el valor más alto que se obtuvo fue en el modelo diseñado con la norma E030 del 2006 con presupuesto total de S/. 1 035 304.47 de soles el cual es un presupuesto mucho menor.

Por otro lado, en el caso de Perú también se han realizado investigaciones sobre la comparación o diseño de estructural mediante la norma de diseño sismorresistente que viene a ser la Norma E030, siendo este el caso de Ortega [7], el cual hizo su investigación comparando la norma de diseño sismorresistente E030 del año 2014 y la del 2016, hizo esta comparación para obtener los resultados y que diferencias hay en el diseño estructural, ya que la norma E030 esta en constante modificaciones por las investigaciones científicas que se realizan, por ende un diseño estructural realizado con la norma E030 del 2014 no va a dar los mismos resultado si es diseñado con la norma E030 del 2016 ya que esta ultima tiene nuevos parámetros y mas zonas sísmicas por lo cual el diseño y análisis estructural va a ser más optimo en le norma en esta. Por lo cual se puede proponer un reforzamiento de la estructura. Como resultados de su investigación



Ortega determinó que la norma actualizada en ese caso la norma E030 del 2016 tuvo mejores resultados en todos los aspectos y factores al momento de compararla con la norma E030 del 2014. Para el modelo empotrado obtuvo una cortante basal de 235.54Tn y para el modelo con interacción SE obtuvo una cortante de 219.15Tn. En cambio, en mi investigación las cortantes basales obtenidas fueron de 682.25Tn y 602.71Tn para el modelo con la norma E030 del 2006 y E030 del 2019 respectivamente. Por otro lado, en el metrado realizado por Ortega, obtuvo que el concreto armado utilizado para el modelo empotrado fue de 574.54m<sup>3</sup> y el acero utilizado para ese mismo modelo fue de 59987.50kg, mientras que para el modelo interacción suelo estructura (SE) necesito 705.11m<sup>3</sup> de concreto armado y 84201.73kg de acero, siendo este modelo ultimo el que mayor metrado ha requerido tanto para concreto como para acero. Así mismo, para los modelos de mi investigación que son el modelo del 2006 se obtuvo 539.43m<sup>3</sup> de concreto armado y 91512.79kg de acero y para el modelo del 2019 se obtuvo 590.68m<sup>3</sup> de concreto armado y 90671.96kg, siendo así que para el modelo del 2019 se necesito más concreto armada, pero, para el acero se necesito menos que el modelo del 2006. Por lo tanto, los valores de mi investigación en el concreto armado tiene valores parecidos al modelo empotrado de la investigación Ortega, y en el caso del acero mis valores se acercan más al modelo de interacción suelo estructura de Ortega.

Así mismo, Paredes [8] también baso su investigación en el análisis estructural comparativo de las normas de diseño sismorresistente E030, pero en este caso fueron la norma E030 del 2006 y la norma E030 del 2018, el sistema estructural de la edificación es Dual, cuya edificación se encuentra en la ciudad de Lima, esta ciudad se encuentra ubicada justo en el cinturón de fuego el cual es una zona que se extiende desde las costas de Japón hasta todas las costas de América del Sur, por lo tanto, la zona costera del Perú es una zona altamente sísmica, por ende la norma E030 viene siendo modificada cada cierto tiempo, sus modificaciones se dan en los parámetros de sitio, en la zona sísmica y muchos otros factores. En esta investigación, Paredes llegó a la conclusión que la norma E030 del 2018 es mejor que lo norma E030 del 2006, ya que la estructura tiene un comportamiento mejor y en el ámbito económico se tiene un buen resultado sin menospreciar que sea un buen diseño estructural. En el caso de Paredes utilizó el programa Etabs para realizar su análisis, en donde obtuvo que la cortante basal de su modelo con la norma E030 del 2018 fue de 638.38Tn y con el modelo de la norma E030 del 2006 la cortante fue de 648.51Tn, estos resultados varían entre son casi parecidos a

los obtenidos en mi investigación ya que se trata de una edificación con el mismo número de pisos, en mi caso para el modelo E030 del 2019 fue de 602.71Tn siendo menor a la cortante obtenida con la norma actualizada en ese entonces, y para el modelo del 2006 obtuve un valor de 682.25Tn este valor también es menor a lo que le resulta a Paredes.

De igual forma, Enciso y Rajkovic [9], en este caso también basaron su investigación en la comparación de la norma diseño sismorresistente E030, pero del año 2003 versus la del 2016, su comparación fue sobre la fuerza cortante basal, sobre los momentos, derivas, sobre si las dimensiones de los elementos estructurales y sobre la variación de cuantías, también hicieron una comparación sobre si varían los materiales de construcción como el concreto y el acero, y por último una comparación de costos, cual estructura era la más costosa si la diseñada con la norma E030 del 2003 o la E030 del 2016. Como resultados obtuvieron que el diseño con la norma E030 del 2003 es más costoso que el diseño realizado con la norma E030 2016, y también para la E030 del 2003 se necesitó 1117m<sup>3</sup> de concreto en cambio para el diseño con la E030 del 2016 1050m<sup>3</sup>, siendo así la norma E030 2016 más económica. En cambio, mis resultados obtenidos en el modelo usando la norma del 2006 fueron de que se necesitó 539.43m<sup>3</sup> de concreto armado y para el modelo usando la norma E030 del 2019 obtuve un valor de 590.68m<sup>3</sup> de concreto armado estos valores son menores a los que obtuvo Enciso y Rajkovic porque su edificación para sus modelos fue de 7 pisos y constaba de muros estructurales. De igual importancia, en la investigación de Enciso en acero que se necesitó en el modelo del 2003 fue de 104679kg y para el modelo del 2016 necesito de 101608kg de acero. Sin embargo, para mi investigación el acero utilizado en el modelo del 2006 fue de 98640.64kg y para el modelo del 2019 fue de 97799.81kg. Siendo mis valores menores que los de Enciso ya que mis modelos no cuentan con muros estructurales.

Investigaciones locales no se han podido encontrar, por ende, la investigación propuesta por mi persona sería la primera en mi zona.

#### **4.9. Implicancias**

Esta investigación tiene implicancia teórica, en tanto que es una primera investigación en mi zona local, ya que también es una zona altamente sísmica. Se espera, entonces, que la comunidad científica aproveche estos resultados y así poder sumarlo a su debate académico en curso, para así poder mejorar la norma de diseño sismorresistente E030 y se pueda obtener un buen diseño sísmico de las estructuras para que al momento de un sismo no sufran mucho daño y así poder salvar la vida de las personas que la habitan.

Esta investigación realizada también tiene una relevancia social, a los futuros ingenieros para que puedan observar que tan importante es el diseño sismorresistente de una edificación y las diferencias de sus parámetros que estos pueden mejorar el diseño estructural de la edificación, también para los ingenieros que se rigen o prefieren diseñar con la norma de diseño sismorresistente antiguas, para que observen que las normas antiguas ya no generan un diseño estructural adecuado y que pueda soportar un sismo de mediana o gran magnitud. Muy aparte también las normas antiguas generan más costos que las actualizadas.

## V. Conclusiones

- Al realizar el análisis comparativo se determinó que la norma de diseño sismorresistente E030 del 2019 tiene una mayor incidencia en comparación con la norma E030 del 2006, esto quiere decir que el diseño estructural realizado con la norma E030 del 2019 tienen a ser más conservadora, por lo tanto, tendrá un mejor desempeño sísmico.
- Se determinó la variación que existe entre la norma de diseño sismorresistente E030 del 2006 y la norma E030 del 2019. Por consiguiente, el parámetro de zonificación, en la norma E030 del 2006 es igual a 0.40 y el valor del factor zona en la norma E030 del 2019 tiene un valor de 0.45, este mismo tiene un incremento del 12.50% que se obtiene haciendo el siguiente cálculo  $((0.45/0.4)-1) \times 100$ . Este incremento es favorable para el posterior cálculo de la cortante basal.
- En este proyecto de investigación la categoría de edificación que presenta cada norma (E030 del 2006 y E030 del 2019) no presenta diferencia alguna, ya que para ambas normas el factor uso es 1.00 por lo que es una edificación común. En conclusión, el proyecto no tendrá ningún tipo de incremento en la cortante basal en ninguna de las dos normas mencionadas. Por lo tanto, el peligro sísmico que presenta la edificación será el mismo para ambos casos.
- Se determinó que si existe variación en el parámetro de sitio o factor suelo mediante la comparación de la norma de diseño sismorresistente E030 2006 y la E030 2019, dando como resultado una disminución del 21.43% cuyo porcentaje se obtiene de:  $((1.40/0.9)-1) \times 100$ , en donde 1.40 es el factor suelo de la norma E030 del 2006 y el 1.09 es el factor suelo de la norma E030 2019.
- Se determinó que no hubo modificación alguna en el coeficiente de amplificación sísmica, siendo este el valor de 2.5 tanto para la norma de diseño sismorresistente E030 del 2006 como la norma E030 del 2019. En conclusión, ambas normas nos dan condiciones para poder hallar el coeficiente de amplificación sísmica, pero para ambas el resultado es el mismo.

- Se determino que el coeficiente de reducción sísmica con respecto a la norma de diseño sismorresistente E030 del 2006 y la norma E030 del 2019 no tiene ninguna variación, ya que para ambas normas el sistema estructural de la edificación es de pórticos. En conclusión, su valor R va a ser igual a 8 en ambas normas.
- Al termino del análisis sísmico de la estructura se determino que la cortante basal para la norma de diseño sismorresistente E030 del 2006 fue de 682.25tn y la cortante basal calcula para la norma E030 del 2019 fue de 602.71tn, teniendo una disminución del 11.66% ese porcentaje se obtiene de la formula:  $((682.25/602.71)-1)\times 100$ . Esto quiere decir que en la actualidad la precisión de cálculos es mayor que a años anteriores, gracias a esto se puede lograr un diseño estructural más económico y menos robusta.
- Se ha evidenciado que el presupuesto total del modelo realizado con la norma E030 del 2006 es de S/. 1 035 604.47 mientras que el modelo realizado con la norma E030 del 2019 tiene un presupuesto total de S/. 850 483.36, existe una diferencia de S/. 185,121.10. En pocas palabras, el diseño realizado con la norma E030 del 2019 es económicamente mejor, ya que genera menos gastos.

## VI. Recomendaciones

- Diseñar todo tipo de proyectos empleando los parámetros que están establecidos en la última modificación de la norma de diseño sismorresistente E030, para que así puedan realizar un correcto y eficaz diseño de la estructura.
- La norma E030 de diseño sismorresistente, debería agregar una modificación respecto al coeficiente de reducción sísmica ( $R$ ), ya que la norma chilena utiliza un factor dependiendo del tipo de análisis que se va a realizar (estático – modal espectral). También la norma chilena da una formula para poder hallar el factor de reducción espectral  $R^*$ .
- Utilizar concreto de mejor calidad mayormente los de alta resistencia, utilizando ya se bacterias u hongos para así poder mejorar su respuesta mecánica, estructural y que tenga mayores años de vida útil.
- Aprobar un nuevo sistema estructural convencional y este debería de incluir nuevos valores del factor de reducción sísmica y también de su deriva máxima permitida.
- Para garantizar la ductilidad de los elementos y de su capacidad resistente, se deben de seguir todos los lineamientos de las normas propias, como las normas de diseño sismorresistente, concreto armado, albañilería, acero, etc.

## VII. Referencias Bibliográficas

- [1] H. Tavera, «Sociedad Geológica del Perú,» 11 Octubre 2021. [En línea]. Available: <https://www.sgp.org.pe/alerta-peru-un-pais-altamente-sismico/>. [Último acceso: Abril 2022].
- [2] V. H. P. Avilés, «Análisis comparativo de sistemas estructurales sismorresistentes,» Barcelona, 2020.
- [3] J. E. A. Medina, «ANÁLISIS SISMORRESISTENTE DE UN EDIFICIO DE CINCO NIVELES UBICADO EN LA COMUNA DE TOMÉ,» Concepción, 2016.
- [4] J. F. B. Fuentes, «Análisis comparativo estructural y económico entre dos sistemas estructurales en edificios de hormigón armado de mediana altura ubicados en zonas de alto peligro sísmico,» Guayaquil, 2020.
- [5] C. A. G. Torres, «ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) DE ESTRUCTURA APORTICADA DE HORMIGÓN ARMADO CON DIFERENTES GRADOS DE DUCTILIDAD. APLICANDO LA NORMA SISMORRESISTENTE COLOMBIANA 2010 (NSR-10),» Valencia, 2018.
- [6] E. R. Á. Deulofeu, «DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA REFORZADA PARA SU CONSTRUCCIÓN EN LAS CIUDADES DE BAYAMO Y GUANTÁNAMO,» Cuba, 2018.
- [7] B. L. R. Ortega, «Análisis comparativo del diseño estructural de un proyecto de vivienda multifamiliar en concreto armado, aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 (2014) y Reglamento Nacional de Edificaciones, Norma E.030 (2016),» Juliaca, 2019.
- [8] J. T. Paredes, «Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado (dual) aplicando las normas E.030 2006 y la E.030 2018 diseño sismorresistente, 2019,» Lima, 2019.
- [9] M. A. Quispe Enciso y L. F. Terry Rajkovic, «ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE UNA EDIFICACIÓN DE CONCRETO ARMADO DE 7 PISOS EN LIMA EMPLEANDO LA NORMA E030 (VERSIÓN 2016 VS VERSIÓN 2003),» Lima, 2017.
- [10] L. A. M. Quino, «Propuesta de diseño de vivienda sismorresistente en zonas de baja capacidad portante frente a autoconstrucciones informales, Santa Rosa de Cumbaza, Tarapoto, 2019,» Lima, 2020.
- [11] F. G. TICONA, «DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DE ESTRUCTURAS APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO,» Tacna, 2017.
- [12] M. Sucasaca, p. 19, 2017.
- [13] R. M. Piralla, Diseño Estructural, 1985.
- [14] A. B. Blasco, Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, Lima.
- [15] Varios, Norma E020 Cargas, Lima.

- [16] Á. S. Bartolomé, *Análisis de Edificios*, Lima, 1998.
- [17] Blanco, «Diseño sismorresistente,» p. 2, 1990.
- [19] Varios, *Reglamento Nacional de Edificaciones*, Lima: Macro, 2020.
- [20] Varios, *Norma E060 Concreto Armado*, Lima, 2006.
- [21] CENEPRED, «Manual de sismos,» Lima, 2017.
- [22] A. C. Institute, *ACI 318-19*, 2019.
- [23] Varios, *Norma E030 Diseño Sismorresistente*, Lima, 2003.
- [24] Varios, *Norma E030 Diseño Sismorresistente*, Lima: Macro, 2019.
- [25] Varios, *Norma E060 Concreto Armado*, Lima: Macros, 2009.
- [26] S. G. Mexicano, «Gobierno de Mexico,» 22 Marzo 2017. [En línea]. Available: <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Causas-caracteristicas-e-impactos.html#:~:text=Los%20sismos%20se%20originan%20en,la%20liberaci%C3%B3n%20repentina%20de%20energ%C3%ADa..> [Último acceso: Abril 2022].





## 8.2.Documentos

### DECLARACIÓN JURADA

Yo, **UGAS CERVERA MANUEL LUCIANO**, de nacionalidad peruana; con documento nacional de identidad N° **73321918**, domiciliado en el distrito de Olmos en la calle **ATAHUALPA #477**, estudiante de Ingeniería Civil Ambiental de la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, del curso de Proyecto de Tesis- Ciclo académico 2021-I DECLARO BAJO JURAMENTO que:

Verifiqué la no duplicidad del proyecto de tesis titulado: **ANÁLISIS COMPARATIVO DEL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO APLICANDO EL REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, NORMA E 030 DEL 2006 Y LA NORMA E 030 VIGENTE AL 2021**. de verificarse que si existe el tema antes mencionado me pongo a plena disposición para las sanciones emitidas por la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo según corresponda.

*La verificación de la no duplicidad se realizó en la medida que se pudo por la coyuntura nacional debido al Covid19.*

Chiclayo, 12 de Junio del 2021



(firma)



Huella  
Dactilar

### 8.3. Plantillas de cálculos

**ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO**

**D) ANÁLISIS ESTÁTICO**

**MODOS DE VIBRACIÓN**

Case	Peirod (T)	UX	%X	UY	%Y
Modo 1	0.472	0.6332	63.32%	0.1730	17.30%
Modo 2	0.551	0.1782	17.82%	0.6192	61.92%


**PERIODOS**

T<sub>x</sub>= 0.472  
T<sub>y</sub>= 0.551


**Periodo Fundamental de Vibración**

H<sub>n</sub>= 16.80 m  
C<sub>T</sub>= 60

**T= 0.280 s**



**PARAMETROS SISMICOS**



**Tabla N°1**  
**FACTORES DE ZONA**

ZONA	Z
3	0,4
2	0,3
1	0,15

Z= 0.40  
U= 1.00  
S= 1.40  
C= 7.00  
R= 7.00

➔

S3

TP  
0.9

T  
0.28

**CÁLCULO DEL FACTOR DE AMPLIFICACION SISMICA "C"**

Artículo 7.- Factor de Amplificación Sísmica  
De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \left( \frac{T}{T} \right) C \leq 2.5$$

C= 2.50

T<sub>x</sub>= 0.472  
T<sub>y</sub>= 0.551

---->

---->

C<sub>x</sub>= 2.5  
C<sub>y</sub>= 2.5

**ETABS**

COEF. CORTANTE

V<sub>x</sub>= 0.200  
V<sub>y</sub>= 0.233

REPARTIR EN CADA PISO

K<sub>x</sub>= 1.00  
K<sub>y</sub>= 1.00

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

T menor o igual a 0,5 segundos: k = 1,0.  
T mayor que 0,5 segundos: k = (0,75 + 0,5 T) ≤ 2,0.

Figura 58: Plantilla de análisis sísmico con la norma E030 del 2006 y del 2019

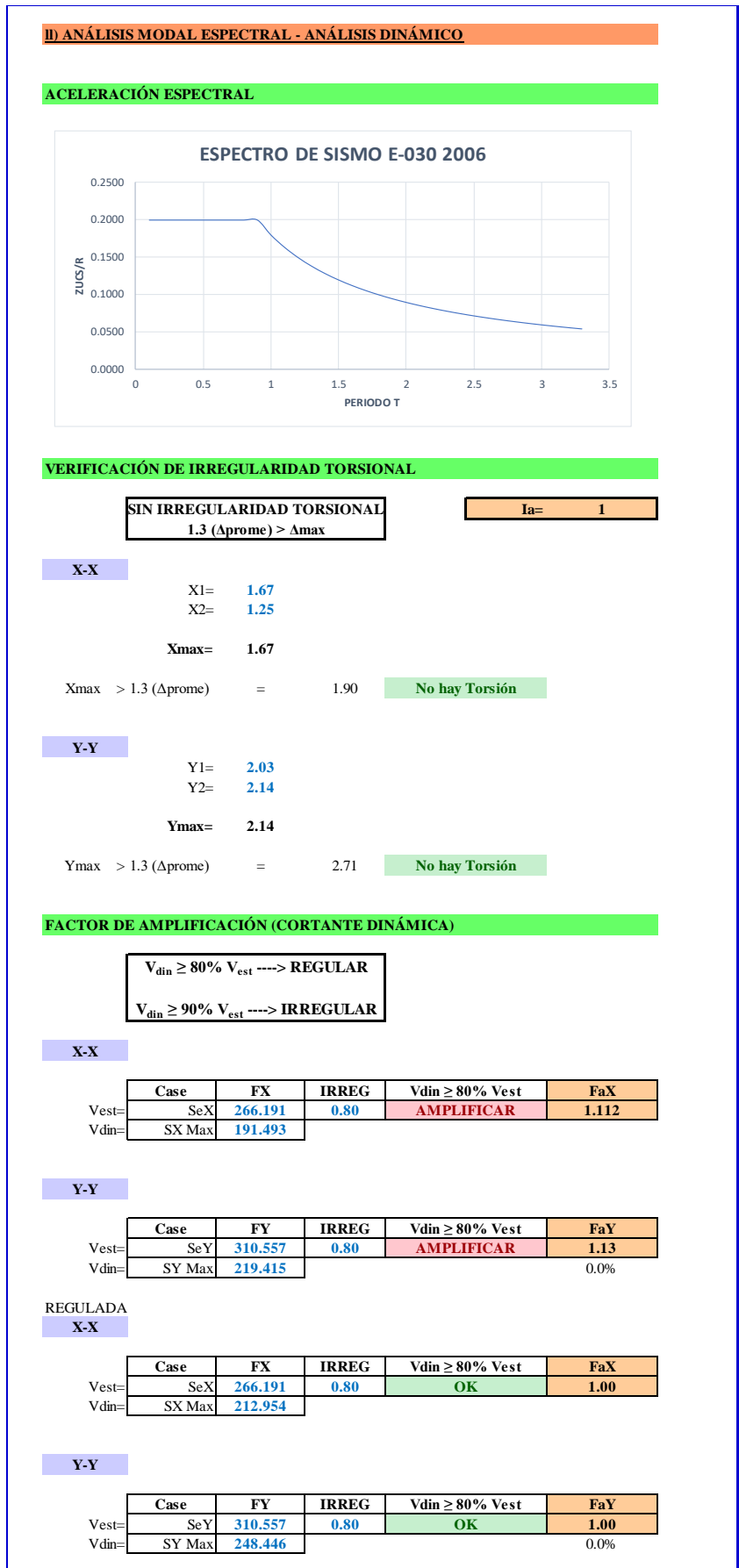


Figura 59: Plantilla de análisis sísmico con la norma E030 del 2006 y del 2019

**VERIFICACIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL "R"**

<b>PÓRTICO</b>	$V_{muros} < 20\% V_{total}$
<b>DUAL</b>	$20\% V_{total} < V_{muros} < 70\% V_{total}$
<b>MURO EST.</b>	$V_{muros} > 70\% V_{total}$

**X-X**

Case	FX
SX Max	212.954

Vtotal=

Story	Pier	Case	Location	V2
Story 1	PIX	SxD	Bottom	106.045

Vmuro=

Vmuro / Vtotal= **50%** Dual

**Y-Y**

Case	FY
SY Max	248.446

Vtotal=

Story	Pier	Case	Location	V2
Story	PIY	SyD	Bottom	183.179

Vmuro=

Vmuro / Vtotal= **74%** Muro Estructural

Por lo tanto: RX= 7 RY= 6

**X-X**

R= 7.00 REGULAR

Altura	Desplazamiento abs. ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	0.3273 cm	1.71833 cm	0.3273 cm	1.7183 cm	0.00358	OK
300.00	0.6626 cm	3.47865 cm	0.3353 cm	1.7603 cm	0.00587	OK
300.00	1.0212 cm	5.3613 cm	0.3586 cm	1.8827 cm	0.00628	OK
300.00	1.3649 cm	7.16573 cm	0.3437 cm	1.8044 cm	0.00601	OK
300.00	1.6746 cm	8.79165 cm	0.3097 cm	1.6259 cm	0.00542	OK

**Y-Y**

R= 6.00 REGULAR

Altura	Desplazamiento abs. ETABS	Desplazamiento Absoluto Real	Desplazamiento Relativo ETABS	Desplazamiento Relativo Real	Deriva	Verificación
480.00	0.3618 cm	1.6281 cm	0.3618 cm	1.6281 cm	0.00339	OK
300.00	0.7606 cm	3.4227 cm	0.3988 cm	1.7946 cm	0.00598	OK
300.00	1.1983 cm	5.39235 cm	0.4377 cm	1.9697 cm	0.00657	OK
300.00	1.6291 cm	7.33095 cm	0.4308 cm	1.9386 cm	0.00646	OK
300.00	2.0296 cm	9.1332 cm	0.4005 cm	1.8023 cm	0.00601	OK

**X-X**

Concrete armado D= **0.007** RNE E030

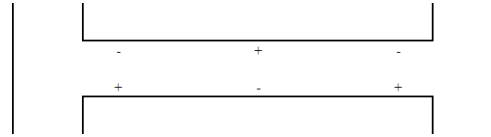
(A/H) max= **0.0063** Sí cumple

**Y-Y**

Concrete armado D= **0.007** RNE E030

Figura 60: Plantilla de análisis sísmico con la norma E030 del 2006 y del 2019.

Datos de Secciones				
Sección	b (cm)	h (cm)	d (cm)	d" (cm)
S1	30	50	43.78	41.26
S2	30	45	38.78	36.26
S3	30	35	28.78	26.26



Eje	Viga	Nudo	Sección	(+) (-)	As (REQ/QUERIDA)	ρ (REQ/QUERIDA)	Varillas					# Varillas	As (ASIGNADA)	Verificaci <sup>o</sup> n	ρ (ASIGNADA)	As(REQ) - As(ASIG)	ρ (MIN)	As (MIN)	Revisi <sup>o</sup> n ρ (MIN)	ρ (BAL)	ρ (MAX)	Revisi <sup>o</sup> n ρ (MAX)	b (MIN)	Verificaci <sup>o</sup> n
							3/8 "	1/2 "	5/8 "	3/4 "	1 "													
1-1	101	1	S2	(-)	6.77	0.00582			2	1		3	6.81	Ok	0.00585	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	20.065	Ok
			S2	(+)	3.95	0.00340			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S2	(+)	2.31	0.00199			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
		Claro	S2	(-)	2.22	0.00191			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S2	(-)	4.37	0.00376			3			3	5.94	Ok	0.00510	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	19.7475	Ok
			S2	(+)	2.80	0.00241			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
	102	1	S2	(-)	2.27	0.00195			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S2	(+)	1.23	0.00106			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S2	(+)	1.22	0.00105			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
		Claro	S2	(-)	2.04	0.00175			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S2	(-)	4.66	0.00401			3			3	5.94	Ok	0.00510	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	19.7475	Ok
			S2	(+)	2.03	0.00174			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
	103	2	S2	(-)	6.63	0.00570			2	1		3	6.81	Ok	0.00585	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	20.065	Ok
			S2	(+)	3.75	0.00322			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S2	(+)	1.71	0.00147			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
		Claro	S2	(-)	2.53	0.00217			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S2	(-)	1.81	0.00156			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S2	(+)	4.37	0.00376			3			3	5.94	Ok	0.00510	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	19.7475	Ok
	104	1	S2	(-)	4.19	0.00360			3			3	5.94	Ok	0.00510	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	19.7475	Ok
			S2	(+)	3.58	0.00308			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S2	(+)	3.97	0.00341			2			2	3.98	Ok	0.00342	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
		Claro	S2	(-)	1.98	0.00170			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S2	(-)	3.74	0.00321			2			2	3.96	Ok	0.00340	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S2	(+)	5.78	0.00497			3			3	5.94	Ok	0.00510	Ok	0.00242	2.81	Ok	0.02168	0.01626	Ok	19.7475	Ok
2-2	105	1	S1	(-)	4.19	0.00319			3			3	5.94	Ok	0.00452	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	19.7475	Ok
			S1	(+)	1.81	0.00138			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S1	(+)	0.83	0.00063			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
		Claro	S1	(-)	2.45	0.00187			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S1	(-)	2.68	0.00204			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S1	(+)	1.66	0.00126			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
	106	1	S1	(-)	3.40	0.00259			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S1	(+)	1.48	0.00113			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S1	(+)	1.37	0.00104			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
		Claro	S1	(-)	1.40	0.00107			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S1	(-)	5.27	0.00401			3			3	5.94	Ok	0.00452	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	19.7475	Ok
			S1	(+)	2.29	0.00174			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
	107	1	S1	(-)	8.02	0.00611			2	1		3	9.03	Ok	0.00687	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	20.7	Ok
			S1	(+)	3.89	0.00296			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S1	(+)	2.05	0.00156			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
		Claro	S1	(-)	3.41	0.00260			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S1	(-)	5.70	0.00434			3			3	5.94	Ok	0.00452	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	19.7475	Ok
			S1	(+)	2.47	0.00188			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
	108	1	S1	(-)	4.37	0.00333			3			3	5.94	Ok	0.00452	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	19.7475	Ok
			S1	(+)	1.72	0.00131			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S1	(+)	1.03	0.00078			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
		Claro	S1	(-)	2.47	0.00188			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok
			S1	(-)	3.99	0.00304			3			3	5.94	Ok	0.00452	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	19.7475	Ok
			S1	(+)	1.99	0.00152			2			2	3.96	Ok	0.00301	Ok	0.00242	3.17	Ok	0.02168	0.01626	Ok	15.62	Ok

Figura 61: Plantilla para el calculo de acero del diseo por flexi3n de vigas en direcci3n "X - Y" del modelo con muros estructurales

Fc	210 Kg/cm <sup>2</sup>
Fy	4200 Kg/cm <sup>2</sup>
φ	0.90
Recubr	4 cm
β1	0.85
Ψc	1
Ψt	1
λ	1
Ψc	1
Ψt	1

Datos de Secciones				
Sección	h (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)
S1	30	50	43.78	41.26
S2	30	45	38.78	36.26
S3	30	35	28.78	26.26

db	db (cm)	Lds	Lds-g	Doblez	Long. Traslape
3/8	0.95	33.58	20.95	11.43	44 cm
1/2	1.27	44.77	27.94	15.24	58 cm
5/8	1.59	55.96	34.92	19.05	73 cm
3/4	1.91	67.15	41.90	22.86	87 cm
1	2.54	89.54	55.87	30.48	116 cm

db	A (cm <sup>2</sup> )
3/8	0.713
1/2	1.267
5/8	1.979
3/4	2.850
1	5.067

1/2	1/2'	3/4	1/2"	5/8	3/4	1"	28 cm
5/8	1.59	55.96	34.92	19.05			73 cm
3/4	1.91	67.15	41.90	22.86			87 cm
1	2.54	89.54	55.87	30.48			116 cm

Eje	Viga	Nudo	Sección	Varillas					Ø Baston	As Long	a (As Long)	Mu (As Long) (Tm-m)	L en Etabs (m)	L (cm)	L <sub>ETABS</sub> -exce nticidad	Lds (min)					L <sub>final</sub> Gancho	
				3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"								3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"		
1-1	101	1	S2	0	0	2	0	0	3/4	3.96	3.10	5.64	0.334	33.40	72.66	-	-	-	67.15	-	73 cm	
			S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
		Claro	S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
			S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
		2	S2	0	0	2	0	0	3/4	3.96	3.10	5.64	1.200	120.00	159.26	-	-	-	67.15	-	159 cm	
			S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
	102	1	S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
			S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
		Claro	S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
			S2	0	0	2	0	0	3/4	3.96	3.10	5.64	3.250	41.00	80.26	-	-	-	67.15	-	80 cm	
		2	S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
			S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
	103	1	S2	0	0	2	0	0	3/4	3.96	3.10	5.64	0.659	65.89	105.15	-	-	-	67.15	-	105 cm	
			S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
		Claro	S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
			S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
		2	S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
			S2	0	0	2	0	0	5/8	3.96	3.10	5.64	5.217	51.32	90.58	-	-	-	55.96	-	91 cm	
	104	1	S2	0	0	2	0	0	5/8	3.96	3.10	5.64	0.843	84.25	123.51	-	-	-	55.96	-	124 cm	
			S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
Claro		S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-		
		S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-		
2		S2	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-		
		S2	0	0	2	0	0	5/8	3.96	3.10	5.64	1.856	29.36	68.62	-	-	-	55.96	-	69 cm		
2-2	105	1	S1	0	0	2	0	0	5/8	3.96	3.10	6.39	0.856	85.64	129.90	-	-	-	55.96	-	130 cm	
			S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
		Claro	S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
			S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
		2	S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
			S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
	106	1	S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
			S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
		Claro	S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
			S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
		2	S1	0	0	2	0	0	5/8	3.96	3.10	6.39	3.210	44.98	89.24	-	-	-	55.96	-	89 cm	
			S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
	107	1	S1	0	0	2	0	0	1	3.96	3.10	6.39	0.569	56.87	101.13	-	-	-	-	-	89.54	101 cm
			S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
		Claro	S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
			S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
		2	S1	0	0	2	0	0	5/8	3.96	3.10	6.39	5.024	70.65	114.91	-	-	-	55.96	-	115 cm	
			S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
	108	1	S1	0	0	2	0	0	5/8	3.96	3.10	6.39	0.894	89.40	133.66	-	-	-	55.96	-	134 cm	
			S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-	
Claro		S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-		
		S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-		
2		S1	0	0	2	0	0	5/8	3.96	3.10	6.39	3.856	30.40	74.66	-	-	-	55.96	-	75 cm		
		S1	0	0	0	0	0		0.00	0.00	0.00		0.00		-	-	-	-	-	-		

Figura 62: Plantilla para el calculo de acero del diseño por flexión de vigas (Ganchos) en dirección "X - Y" del modelo con muros estructurales

Datos Generales	
F'c=	210 Kg/cm <sup>2</sup>
Fy=	4200 Kg/cm <sup>2</sup>

Datos de Secciones		
Sección	b(cm)	h (cm)
S1	40	50
S2	30	50

Columna: Eje: 5 - 5 y C - C

Sección: S1  
L= 480 cm  
Pu= 269.56 Tn

$$Pu > 0.1 * f'c * A$$

#### Verificación de diseño

$$269564.60 \text{ Kg} > 42000.00 \text{ Kg}$$

CUMPLE

#### Verificación de arriostamiento

$$Q = \frac{(\sum Pu) * \Delta O}{Vus * he} < 0.06$$

Pisos	He	Pu (Tn)	Δo cm	Vx (Tn)	Q	<0.06
Piso 1	480	269.560	1.519	1257.982	0.0020	Arriestrado
Piso 2	300	211.470	1.556	1453.942	0.0028	Arriestrado
Piso 3	300	154.759	1.664	1453.942	0.0030	Arriestrado
Piso 4	300	98.284	1.595	1453.942	0.0028	Arriestrado
Piso 5	300	42.010	1.437	1096.056	0.0034	Arriestrado

#### Verificación de esbeltez

Lu (m)	MI	M2	K	r	K*Lu/r	34-12(MI/M2)	TIPO
4.3	0.0328	2.924	1	0.2	21.50	33.865	Col. Esbelta

#### Momentos Magnificados

βd= 0.6  
Ec= 15000

$$Cmx = 0.6 + 0.4 * \left( \frac{M1x}{M2x} \right)$$

Cmx= 0.645 ≥ 0.4

CUMPLE

#### Carga crítica de Pandeo

$$Pc = \frac{\pi^2 * EI}{(k * lu)^2} \quad EI = \frac{0.4 * Ec * Igx}{1 + \beta d}$$

EI= 2.26\*10<sup>10</sup> kg/cm<sup>2</sup>

Pc= 969944.63 Kg

#### Factor de amplificación

$$\delta nsx = \frac{Cmx}{1 - \frac{Pu}{0.75 * Pc}}$$

δns= 1.025 ≥ 1.0

CUMPLE

$$Mcx = M2x * \delta nsx$$

Mc= 2.996 Tn

Figura 63: Plantilla para el calculo de acero de Columnas



Datos Generales	
F'c=	210 Kg/cm <sup>2</sup>
Fy=	4200 Kg/cm <sup>2</sup>

Datos de Secciones		
Sección	b(cm)	h (cm)
S1	40	50
S2	30	50

Sección: S1  
L= 480 cm

Piso	Combo	P(Tn)	V2(Tn)	V3(Tn)	M2(Tn-m)	M3(Tn-m)
Story 1	R1	-288.9070	-1.1841	0.0232	0.3858	-2.0236
Story 1	R2	-246.0153	-0.0912	0.3468	2.1649	1.1547
Story 1	R3	-246.0153	-0.0912	0.3468	2.1649	1.1547
Story 1	R4	-246.3614	-0.3959	0.6409	3.7698	0.1982
Story 1	R5	-246.3614	-0.3959	0.6409	3.7698	0.1982
Story 1	R6	-144.0265	0.3596	0.3345	2.0238	1.9193
Story 1	R7	-144.0265	0.3596	0.3345	2.0238	1.9193
Story 1	R8	-144.3725	0.0548	0.6286	3.6288	0.9629
Story 1	R9	-144.3725	0.0548	0.6286	3.6288	0.9629

Ag= 2000 cm<sup>2</sup>  
 $\rho_{min}$ = 1.25%

#### Calculo de Acero

As,req.= 20.00 cm<sup>2</sup>  
 $\Phi$  = 5/8  
# Varillas= 12  
As,asig.= 23.75 cm<sup>2</sup>

#### Verificación

23.75 cm<sup>2</sup>  $\geq$  20.00 cm<sup>2</sup>

CUMPLE

Usar X:	6 $\Phi$ 5/8"
Usar Y:	6 $\Phi$ 5/8"

Figura 64: Plantilla para el calculo de acero de Columnas

**DISEÑO DE ESCALERA - DOS TRAMOS**

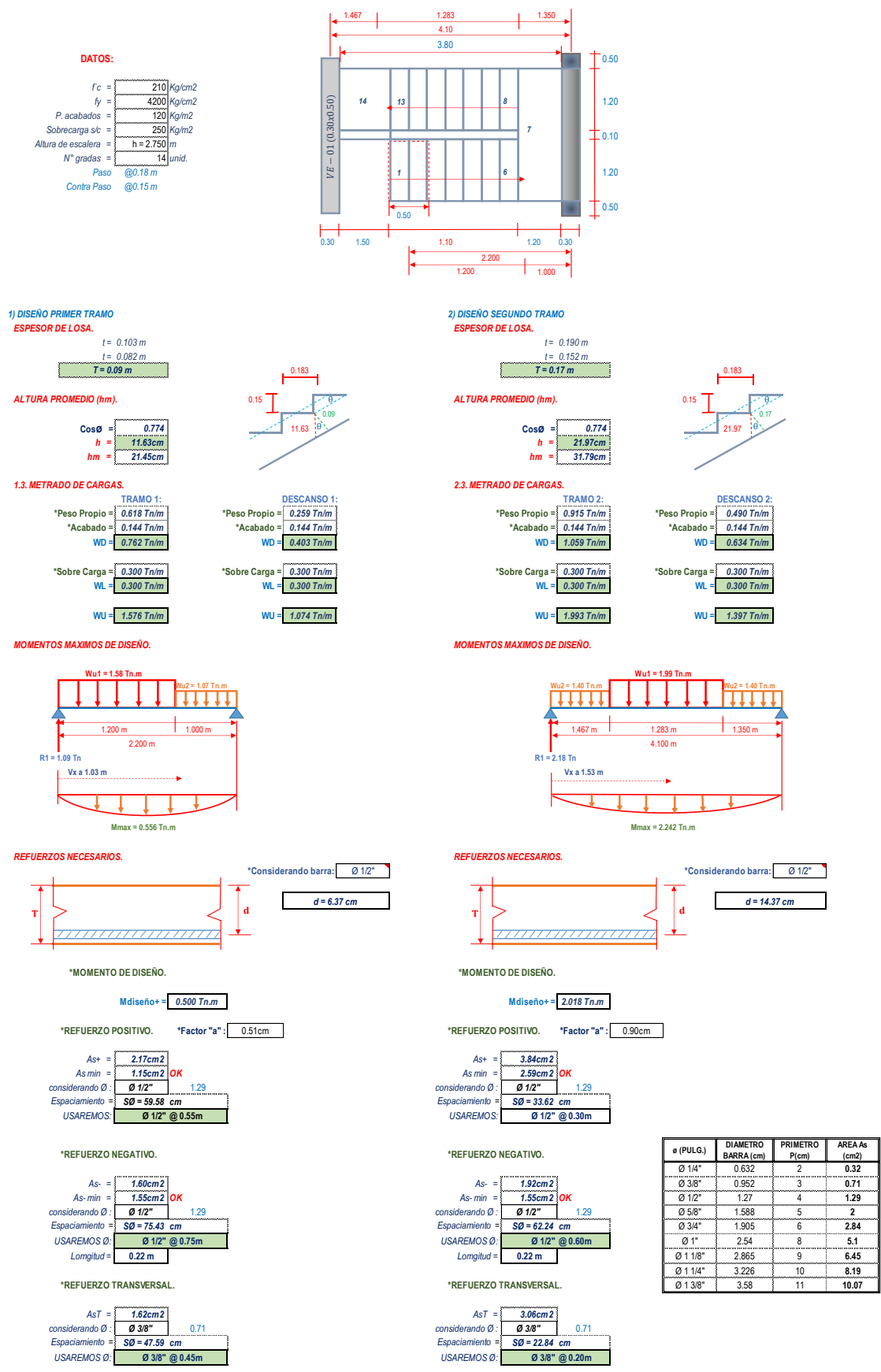
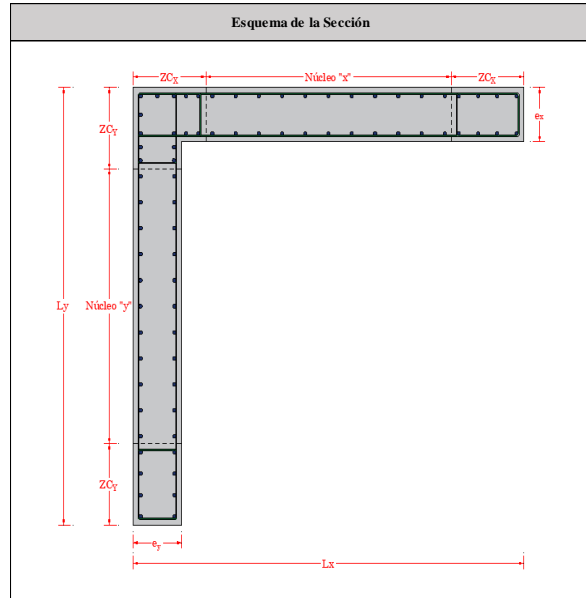


Figura 65: Plantilla para el diseño de Escalera de 02 Tramos

**Diseño por Flexión**

**Método de la NTP E.060**



**Propiedades Geométricas**

ex	0.20	m
ey	0.20	m
Lx	2.20	m
Ly	2.00	m
dx	1.76	m
dy	1.60	m
ZCx	0.60	m
ZCy	0.60	m
ezcx	0.30	m
ezcy	0.30	m
Lnúcleo x	1.00	m
Lnúcleo y	0.80	m

**Propiedades Mecánicas**

f'c	280	kg/cm²
fy	4200	kg/cm²
Diseño	Flexión	
Ø	0.90	-
Ec	250998.01	kg/cm²
Es	2100000.00	kg/cm²
εc	0.0030	-
β1	0.85	-

Nivel	Mu (Ton.m)	z (m)	As (cm²)
Piso 01	602.45	1.80	88.54
Piso 02	548.43	1.80	80.60
Piso 03	458.23	1.80	67.35
Piso 04	321.25	1.80	47.21
Piso 05	140.23	1.80	20.61

**Análisis en Dirección "x"**

Nivel	lm (m)	h (m)	hm (m)	hm/lm	Tipo de Muro	Tipo de Falla Muro	Mu (Ton.m)	z (m)	As (cm²)
Piso 01	2.20	4.80	16.80	7.64	Muro Esbelto	Por Flexión	602.45	1.98	80.49
Piso 02	2.20	3.00	13.80	6.27	Muro Esbelto	Por Flexión	548.43	1.98	73.28
Piso 03	2.20	3.00	10.80	4.91	Muro Esbelto	Por Flexión	458.23	1.98	61.22
Piso 04	2.20	3.00	7.80	3.55	Muro Esbelto	Por Flexión	321.25	1.98	42.92
Piso 05	2.20	3.00	4.80	2.18	Muro Esbelto	Por Flexión	140.23	1.98	18.74

Fórmulas	
Si: $\frac{H}{L} > 1 \rightarrow$ Muro Esbelto	Si: $\frac{H}{L} > 1.00 \rightarrow z = 0.90L$
Si: $\frac{H}{L} \leq 1 \rightarrow$ Muro No Esbelto	Si: $0.50 \leq \frac{H}{L} \leq 1.00 \rightarrow z = 0.40L \left(1 + \frac{H}{L}\right)$
$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y z}$	Si: $\frac{H}{L} < 0.50 \rightarrow z = 1.20H$

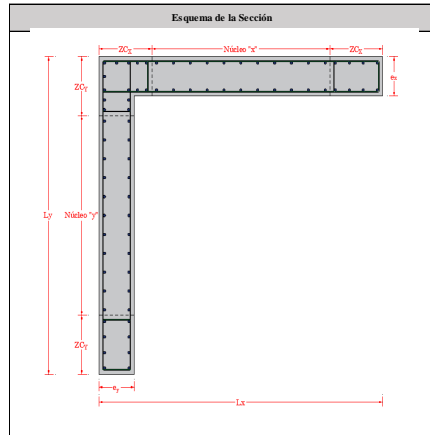
Nivel	Acero Colocado				Nº de Aceros Colocados				Acero Colocado (cm²)	Verificación de Acero Colocado	Distribución de Refuerzo Final e la Zona de Confinamiento
	Acero	D (cm)	Área (cm²)	Nº de Aceros	Ø1/2"	Ø5/8"	Ø3/4"	Ø1"			
Piso 01	Ø1"	2.54	5.10	16	0	0	0	18	91.21	Si Cumple	18Ø1"
Piso 02	Ø1"	2.54	5.10	15	0	0	0	18	91.21	Si Cumple	18Ø1"
Piso 03	Ø1"	2.54	5.10	13	0	0	0	18	91.21	Si Cumple	18Ø1"
Piso 04	Ø3/4"	1.90	2.84	16	0	0	18	0	51.30	Si Cumple	18Ø3/4"
Piso 05	Ø3/4"	1.90	2.84	7	0	0	18	0	51.30	Si Cumple	18Ø3/4"

Nivel	Distribución de Refuerzo Final e la Zona de Confinamiento
Piso 01	18Ø1"
Piso 02	18Ø1"
Piso 03	18Ø1"
Piso 04	18Ø3/4"
Piso 05	18Ø3/4"

Figura 66: Plantilla para el diseño por flexión de placa en "L"

**Diseño por Corte**

**Método de la NTP E.060**



**Propiedades Geométricas**

ex	0.20	m
ey	0.20	m
Lx	2.20	m
Ly	2.00	m
dx	1.76	m
dy	1.60	m
ZCx	0.60	m
ZCy	0.60	m
exx	0.30	m
exy	0.30	m
Índice X	1.00	m
Índice Y	0.80	m
Axx	0.33	m²
Ayy	0.32	m²

**Propiedades Mecánicas**

f <sub>c</sub>	210	kg/cm²
f <sub>y</sub>	4200	kg/cm²
Diseño	Corte	-
Q	0.85	-
E <sub>c</sub>	217370.65	kg/cm²
E <sub>s</sub>	2100000.00	kg/cm²
E <sub>e</sub>	0.0030	-
β <sub>t</sub>	0.85	-

Tipo de Sistema Estructural	R
Muros Estructurales	6

**Análisis en Dirección "x"**

Nivel	lm (m)	h (m)	lm acumulado (m)	hm (m)	Artículo 21.9.5. Resistencia al Corte en el Plano del Muro				Artículo 11.10.5. Resistencia Nominal del Concreto			Artículo 11.10.6. Muros Sometidos a Tracción Axial					
					V <sub>an</sub> (Ton)	M <sub>an</sub> (Ton.m)	Cociente	¿Aplica Criterio? (Ton)	M <sub>av</sub> /M <sub>an</sub>	V <sub>an</sub> (Ton)	h <sub>av</sub> /lm	α <sub>c</sub>	V <sub>cs</sub> máx (Ton)	N <sub>u</sub> (Ton)	β	V <sub>cs</sub> (Ton)	
Piso 01	2.20	3.15	3.15	15.75	174.23	602.45	6.30	Si Aplica	5600.00	6.00	1045.41	7.16	0.53	27.04	-	-	27.04
Piso 02	2.20	3.15	6.30	12.60	133.72	548.43	6.30	Si Aplica	5500.00	6.00	802.30	5.73	0.53	27.04	-	-	27.04
Piso 03	2.20	3.15	9.45	9.45	109.83	458.23	6.30	No Aplica	-	-	109.83	4.30	0.53	27.04	-	-	27.04
Piso 04	2.20	3.15	12.60	6.30	98.09	321.25	6.30	No Aplica	-	-	98.09	2.86	0.53	27.04	-	-	27.04
Piso 05	2.20	3.15	15.75	3.15	89.92	140.23	6.30	No Aplica	-	-	89.92	1.43	0.80	40.81	-	-	40.81

Nivel	V <sub>s</sub> (Ton)	Artículo 11.5.7.9. Resistencia Nominal Máxima del Acero		A <sub>cv</sub> (cm²)	N° de Capas	V <sub>a</sub> máx (Ton)	ρ <sub>h</sub> mín	ρ <sub>h</sub>	V <sub>s</sub> final (Ton)	V <sub>a</sub> (Ton)	V <sub>a</sub> máx (Ton)	Artículo 11.10.4. Verificación del "V <sub>a</sub> máx"	Artículo 11.1.1. Verificación de la Resistencia al Cortante
		V <sub>s</sub> máx (Ton)	Verificación del Cortante del Acero Máximo										
Piso 01	1202.85	107.12	Si Cumple	3520.00	2	13.77	0.0025	0.0051	1202.85	1045.41	132.63	Si Cumple	Si Cumple
Piso 02	916.85	107.12	Si Cumple	3520.00	2	13.77	0.0025	0.0096	916.85	802.30	132.63	Si Cumple	Si Cumple
Piso 03	102.18	107.12	Si Cumple	3520.00	2	13.77	0.0025	0.0055	102.18	109.83	132.63	Si Cumple	Si Cumple
Piso 04	88.37	107.12	Si Cumple	3520.00	2	13.77	0.0025	0.0048	88.37	98.09	132.63	Si Cumple	Si Cumple
Piso 05	64.97	107.12	Si Cumple	3520.00	2	13.77	0.0025	0.0035	64.97	89.92	132.63	Si Cumple	Si Cumple

Nivel	ρ <sub>v</sub> mín	ρ <sub>v</sub> máx	ρ <sub>v</sub>	Verificación de la Cuantía Vertical Máxima	Disposición Final del Refuerzo Horizontal				Artículo 11.10.7. Separación Máxima		Disposición Final del Refuerzo Vertical				Artículo 11.10.10.4. Separación Máxima	
					Acero	D (cm)	Área (cm²)	s (cm)	s <sub>máx</sub> (cm)	Verificación del Espaciamiento Máximo	Acero	D (cm)	Área (cm²)	s (cm)	s <sub>máx</sub> (cm)	Verificación del Espaciamiento Máximo
Piso 01	0.0025	0.0051	0.0025	Si Cumple	ø3/8"	0.95	0.71	2.50	40.00	Si Cumple	ø3/8"	0.95	0.71	30.00	40.00	Si Cumple
Piso 02	0.0025	0.0096	0.0025	Si Cumple	ø3/8"	0.95	0.71	2.50	40.00	Si Cumple	ø3/8"	0.95	0.71	30.00	40.00	Si Cumple
Piso 03	0.0025	0.0055	0.0025	Si Cumple	ø3/8"	0.95	0.71	15.00	40.00	Si Cumple	ø3/8"	0.95	0.71	30.00	40.00	Si Cumple
Piso 04	0.0025	0.0048	0.0025	Si Cumple	ø3/8"	0.95	0.71	15.00	40.00	Si Cumple	ø3/8"	0.95	0.71	30.00	40.00	Si Cumple
Piso 05	0.0025	0.0035	0.0030	Si Cumple	ø3/8"	0.95	0.71	22.50	40.00	Si Cumple	ø3/8"	0.95	0.71	25.00	40.00	Si Cumple

Nivel	Esquema de Armado Final							
	Reforzamiento Horizontal			Reforzamiento Vertical				
	Reforzamiento Horizontal	Reforzamiento Vertical	Reforzamiento Horizontal	Reforzamiento Vertical	Reforzamiento Horizontal	Reforzamiento Vertical		
Piso 01	2	ø3/8"	@	25.00	2	ø3/8"	@	25.00
Piso 02	2	ø3/8"	@	30.00	2	ø3/8"	@	30.00
Piso 03	2	ø3/8"	@	30.00	2	ø3/8"	@	30.00
Piso 04	2	ø3/8"	@	30.00	2	ø3/8"	@	30.00

Nivel	Reforzamiento Horizontal			
Piso 01	2	ø3/8"	@	25
Piso 02	2	ø3/8"	@	30
Piso 03	2	ø3/8"	@	30
Piso 04	2	ø3/8"	@	30
Piso 05	2	ø3/8"	@	30

Figura 67: Plantilla de diseño por cortante de la placa en "L"

PARTIDA		CONCRETO F'C 210 KG/CM2 PARA COLUMNAS				
Rendimiento	12 m3/día					
					TOTAL S/.	S/ 450.05
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
<b>MANO DE OBRA</b>						S/ 161.69
OPERARIO	HH	2	1.3333	20.97	27.96	
OFICIAL	HH	1	0.6667	17.00	11.33	
PEON	HH	12	8.0000	15.30	122.40	
<b>MATERIALES</b>						S/ 269.60
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BLS		9.7400	21.50	209.41	
AGUA	M3		0.2290	10.00	2.29	
PIEDRA CHANCADA 1/2"	M3		0.6970	50.85	35.44	
ARENA GRUESA	M3		0.5000	44.92	22.46	
<b>EQUIPOS Y HERRAMIENTAS</b>						S/ 18.75
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	180.37	9.02	
VIBRADOR DE CONCRETO 4HP	HM	1	0.6667	5.26	3.51	
MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	HM	1	0.6667	9.34	6.23	

PARTIDA		ACERO FY 4200 KG/CM2 PARA COLUMNAS				
Rendimiento	250 m3/día					
					TOTAL S/.	S/ 6.24
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
<b>MANO DE OBRA</b>						S/ 1.89
OPERARIO	HH	2	0.0640	20.97	1.34	
OFICIAL	HH	1	0.0320	17.00	0.54	
<b>MATERIALES</b>						S/ 4.29
ALAMABRE NEGRO N° 16	KG		0.0600	2.85	0.17	
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	KG		1.0700	3.85	4.12	
<b>EQUIPOS Y HERRAMIENTAS</b>						S/ 0.06
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	1.22	0.06	

PARTIDA		CONCRETO F'C 210 KG/CM2 PARA LOSAS ALIGERADAS				
Rendimiento	12 m3/día					
					TOTAL S/.	S/ 437.37
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CUADRILLA	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL	
<b>MANO DE OBRA</b>						S/ 152.63
OPERARIO	HH	2	1.3333	20.97	27.96	
OFICIAL	HH	2	1.3333	17.00	22.67	
PEON	HH	10	6.6667	15.30	102.00	
<b>MATERIALES</b>						S/ 269.60
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BLS		9.7400	21.50	209.41	
AGUA	M3		0.2290	10.00	2.29	
PIEDRA CHANCADA 1/2"	M3		0.6970	50.85	35.44	
ARENA GRUESA	M3		0.5000	44.92	22.46	
<b>EQUIPOS Y HERRAMIENTAS</b>						S/ 15.14
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	180.37	5.41	
VIBRADOR DE CONCRETO 4HP	HM	1	0.6667	5.26	3.51	
MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	HM	1	0.6667	9.34	6.23	

PARTIDA		CONCRETO F'C 210 KG/CM2 PARA COLUMNAS				
					TOTAL S/.	S/ 62,238.10
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL		
<b>MANO DE OBRA</b>						S/ 22,818.16
OPERARIO	HH	188.1600	20.97	3945.72		
OFICIAL	HH	94.0800	17.00	1599.36		
PEON	HH	1128.9600	15.30	17273.09		
<b>MATERIALES</b>						S/ 38,046.30
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BLS	1374.5088	21.50	29551.94		
AGUA	M3	32.3165	10.00	323.16		
PIEDRA CHANCADA 1/2"	M3	98.3606	50.85	5001.64		
ARENA GRUESA	M3	70.5600	44.92	3169.56		
<b>EQUIPOS Y HERRAMIENTAS</b>						S/ 1,373.64
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		180.37	0.00		
VIBRADOR DE CONCRETO 4HP	HM	94.0847	5.26	494.89		
MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	HM	94.0847	9.34	878.75		

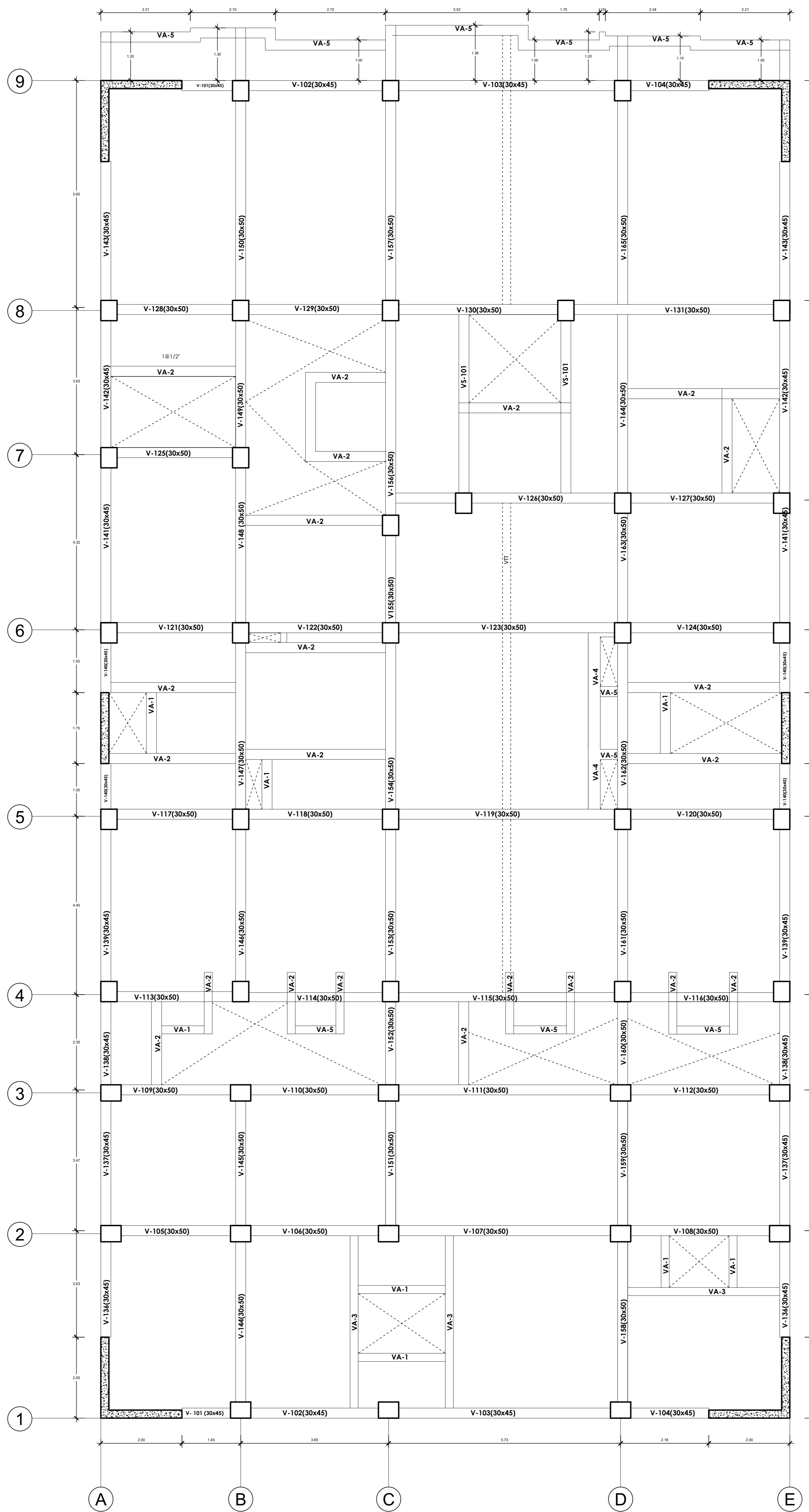
PARTIDA		ACERO FY 4200 KG/CM2 PARA COLUMNAS				
					TOTAL S/.	S/ 460,683.71
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL		
<b>MANO DE OBRA</b>						S/ 139,298.63
OPERARIO	HH	4726.7942	20.97	99120.88		
OFICIAL	HH	2363.3971	17.00	40177.75		
<b>MATERIALES</b>						S/ 316,879.85
ALAMABRE NEGRO N° 16	KG	4431.3696	2.85	12629.40		
ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2	KG	79026.0912	3.85	304250.45		
<b>EQUIPOS Y HERRAMIENTAS</b>						S/ 4,505.23
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			4505.23		

PARTIDA		CONCRETO F'C 210 KG/CM2 PARA LOSAS ALIGERADAS				
					TOTAL S/.	S/ 98,016.44
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO	PARCIAL		
<b>MANO DE OBRA</b>						S/ 34,632.42
OPERARIO	HH	302.5458	20.97	6344.39		
OFICIAL	HH	302.5458	17.00	5143.28		
PEON	HH	1512.7292	15.30	23144.76		
<b>MATERIALES</b>						S/ 61,175.32
CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5KG)	BLS	2210.0973	21.50	47517.09		
AGUA	M3	51.9622	10.00	519.62		
PIEDRA CHANCADA 1/2"	M3	158.1558	50.85	8042.22		
ARENA GRUESA	M3	113.4547	44.92	5096.38		
<b>EQUIPOS Y HERRAMIENTAS</b>						S/ 2,208.70
HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		180.37	0.00		
VIBRADOR DE CONCRETO 4HP	HM	151.2805	5.26	795.74		
MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18HP 11P3	HM	151.2805	9.34	1412.96		


Figura 68: Plantilla para los costos unitarios

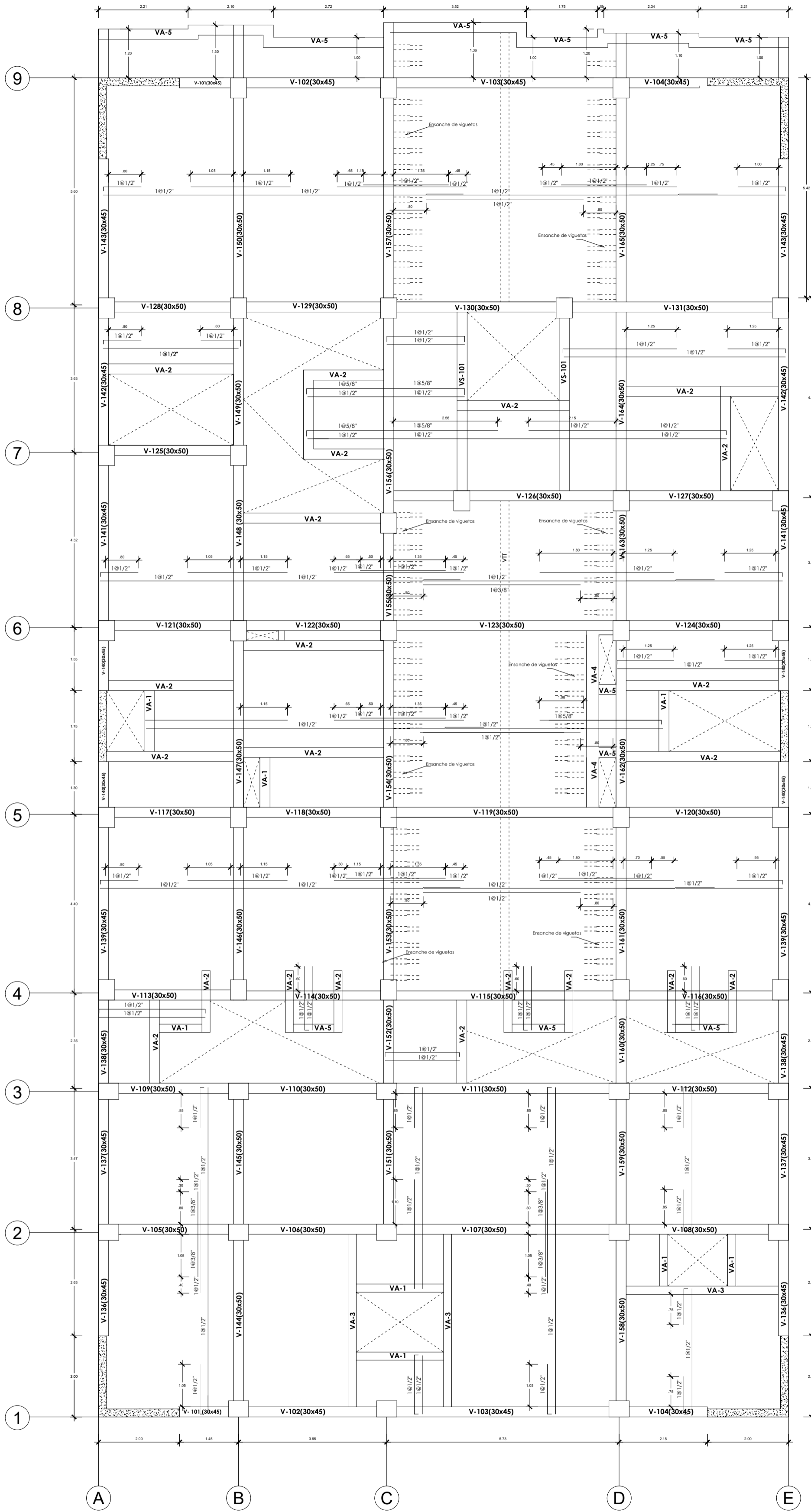
**8.4. Planos**

# PLANOS

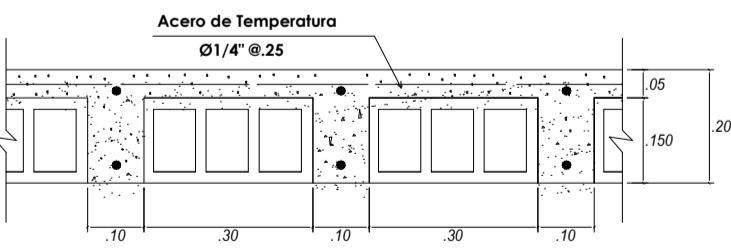


**ESQUE DE COLUMNAS Y VIGAS**  
1er - 5to NIVEL

 <b>UNIVERSIDAD CATÓLICA</b> <b>SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO</b>	<b>TESIS</b> PARA OPTAR EL TÍTULO DE <b>INGNIERO CIVIL AMBIENTAL</b>		TEMA DE TESIS: Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E 030 del 2006 y la norma E 030 vigente al 2021.	PLANO: <b>ESTRUCTURAS</b>	MIEMBROS DEL JURADO: PRESIDENTE: ING. CARRANZA CIEZA SEGUNDO G. SECRETARIO: ING. ACERO MARTÍNEZ JOSÉ A. MIEMBRO: ING. CARRASCO CANALES ROBERT M.	FECHA: JUNIO -2022
	FACULTAD: <b>INGENIERÍA</b>	ESCUELA PROFESIONAL: <b>ING. CIVIL AMBIENTAL</b>	ALUMNO: MANUEL LUCIANO UGAS CERVERA	CÓDIGO: 161TD64767	UBICACIÓN: DISTRITO: OLMOS PROVINCIA: LAMBAYEQUE REGIÓN: LAMBAYEQUE	OBSERVACIONES
ASESOR DE TESIS: ING. ROBERT MANUEL CARRASCO CANALES				OBSERVACIONES		N° DE LÁMINA: <b>E-1</b>




Barra N°	Ø pulg	Longitud de Desarrollo		Traslape(cm)
		ldt (cm)	ldg (cm)	
3	3/8	44.00	21.00	57.00
4	1/2	59.00	28.00	76.00
5	5/8	73.00	35.00	95.00
6	3/4	88.00	42.00	114.00
8	1	145.00	56.00	188.00

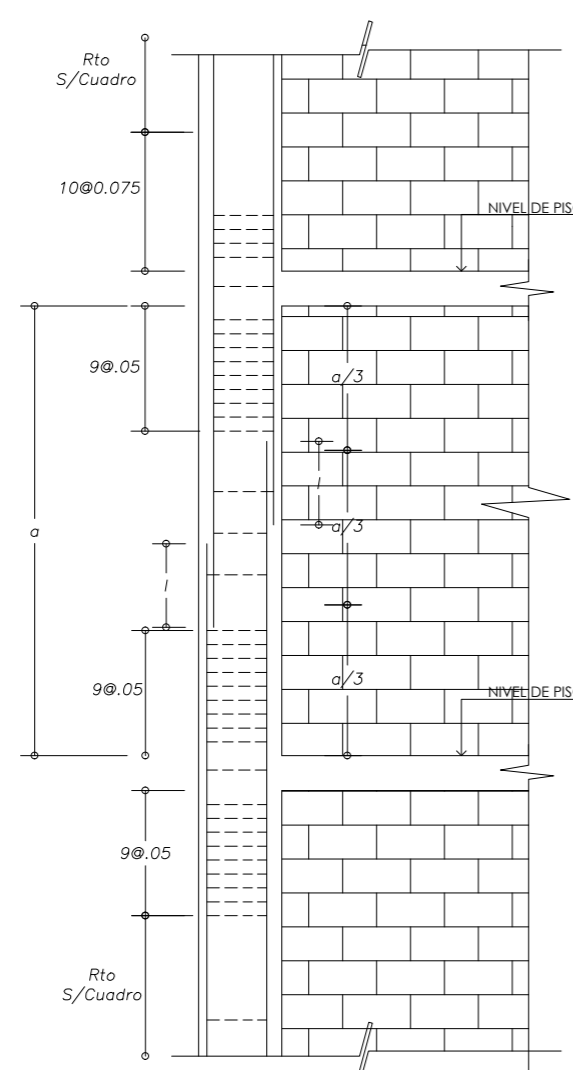
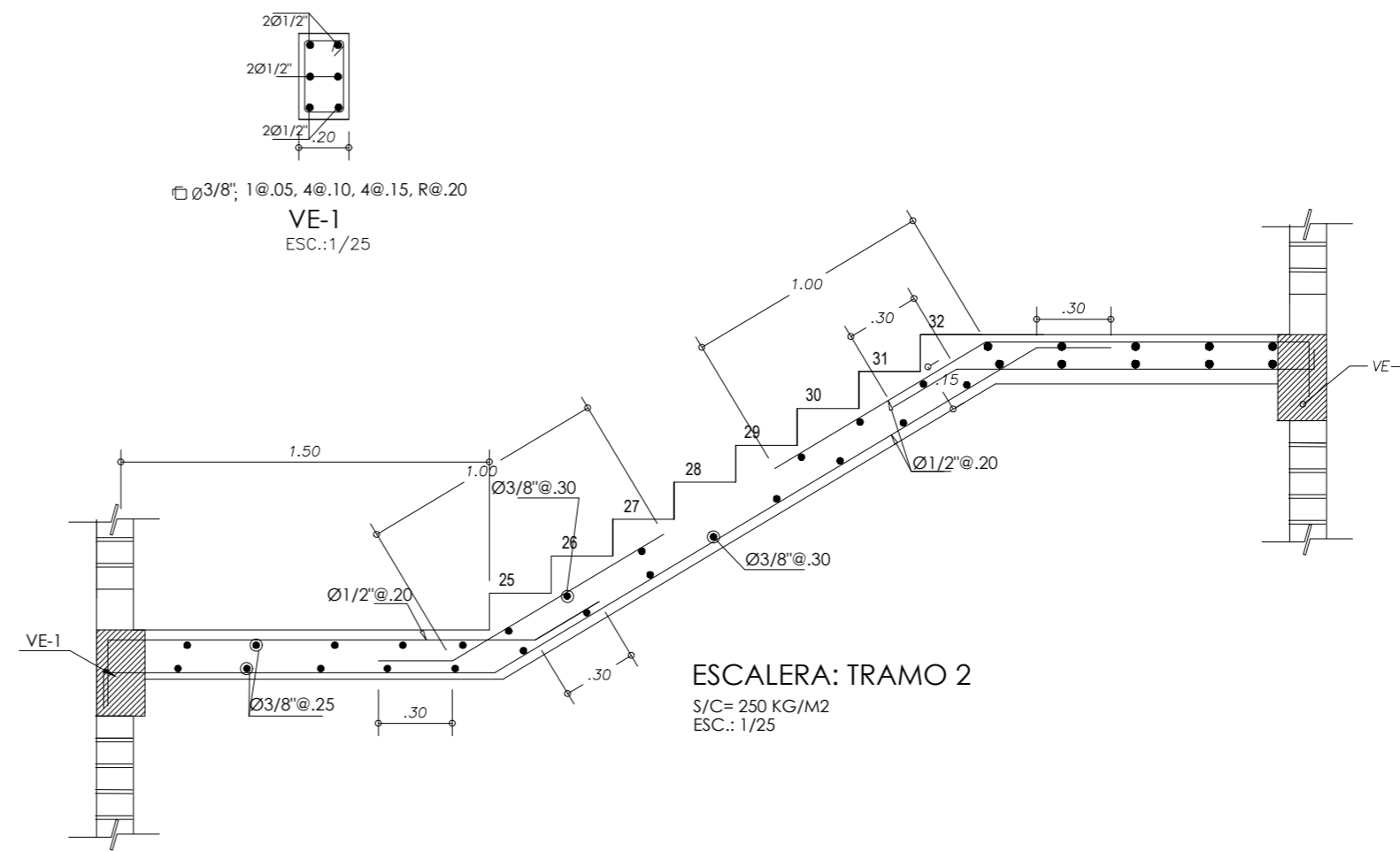
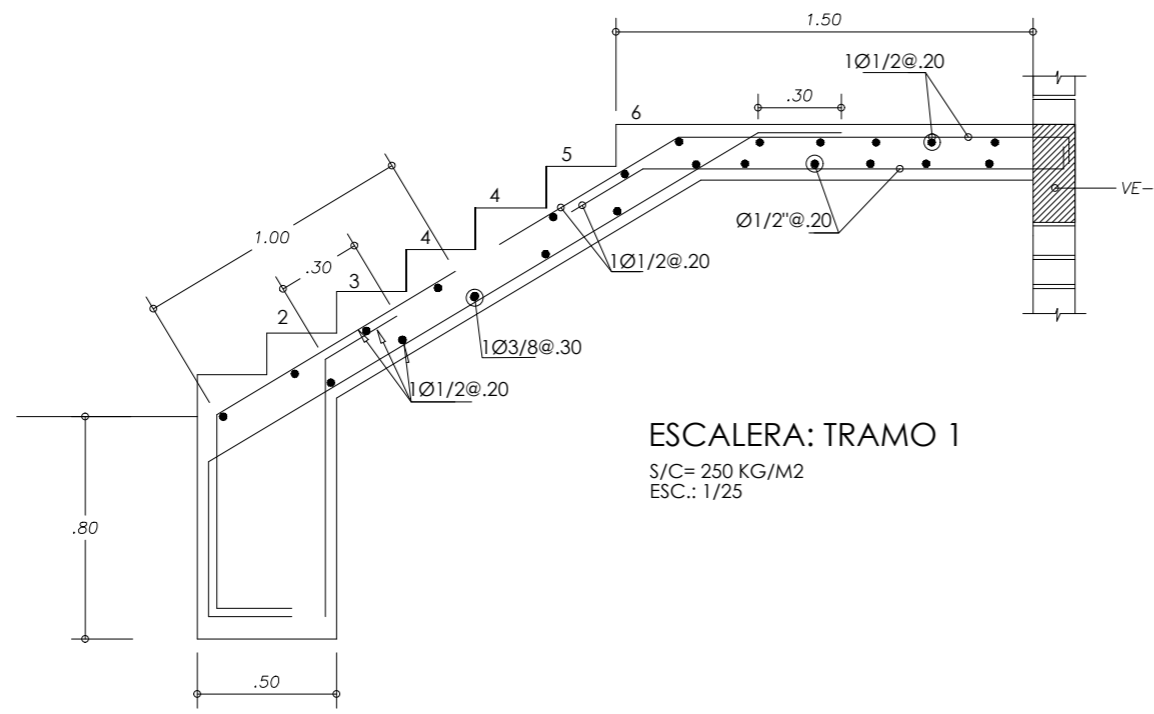


**LOSA ALIGERADA  
PRIMER NIVEL TIPICA**  
S/C: 250 KG/CM2  
ESCALA: 1/50

NOTA: LAS LUCES MAYORES A 5.00 M NECESITAN ENSANCHE DE VIGUETAS

 <p><b>UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO</b></p>	<p>TESIS</p> <p>PARA OPTAR EL TÍTULO DE</p> <p>INGNIERO CIVIL AMBIENTAL</p>		<p>TEMA DE TESIS:</p> <p>Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E 030 del 2006 y la norma E 030 vigente al 2021.</p>	<p>PLANO:</p> <p><b>ESTRUCTURAS</b></p>	<p>MIEMBROS DEL JURADO:</p> <p>PRESIDENTE: ING. CARRANZA CIEZA SEGUNDO G.</p> <p>SECRETARIO: ING. ACERO MARTÍNEZ JOSÉ A.</p> <p>MIEMBRO: ING. CARRASCO CANALES ROBERT M.</p>	<p>FECHA:</p> <p>JUNIO -2022</p>
	<p>FACULTAD:</p> <p>INGENIERÍA</p>	<p>ESCUELA PROFESIONAL:</p> <p>ING. CIVIL AMBIENTAL</p>	<p>ALUMNO:</p> <p>MANUEL LUCIANO UGAS CERVERA</p>	<p>CÓDIGO:</p> <p>161TD64767</p>	<p>ASESOR DE TESIS:</p> <p>ING. ROBERT MANUEL CARRASCO CANALES</p>	<p>UBICACIÓN:</p> <p>DISTRITO: OLMOS PROVINCIA: LAMBAYEQUE REGIÓN: LAMBAYEQUE</p>





LONGITUD DE EMPALME ( l )	
8mm.	.40
3/8"	.45
1/2"	.60
5/8"	.70
3/4"	.90
1"	1.20

- NO SE PERMITIRÁ EL TRASLAPE DE REFUERZO VERTICAL EN EL PRIMER ENTREPISO.
- EMPALMAR EN DIFERENTES PARTES TRATANDO DE HACER LOS EMPALMES FUERA DE LA ZONA DE CONFINAMIENTO.
- NO SE PERMITIRÁ DOBLAR EL REFUERZO VERTICAL DIRECTAMENTE SOBRE LA ÚLTIMA HILADA DE LADRILLO.

DE CONFINAMIENTO

DETALLE DE EMPALME Y CONFINAMIENTO DE COLUMNAS  
 ESC.: 1/25

**SUELO SUBYACENTE A LA CIMENTACION**

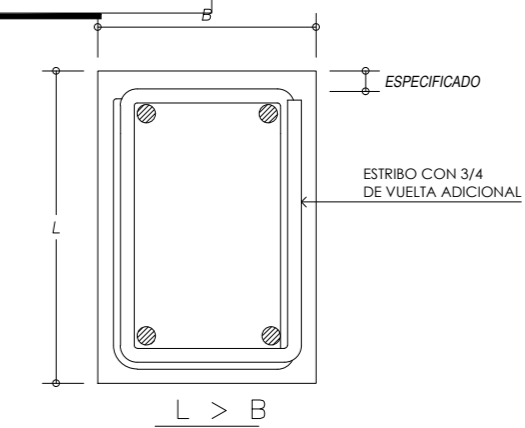
NO SE CIMENTARA SOBRE TURBA, SUELO ORGANICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTE O RELLENO SANITARIO. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERAN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD Y REMPLAZADOS CON SUELOS SELECCIONADOS, ANTES DE INICIAR LA CONSTRUCCION DE LA EDIFICACION.

**INSTALACION DE TUBERIAS EN MUROS**

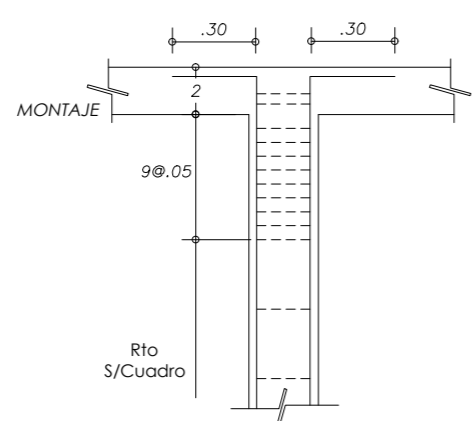
- DE COLOCARSE TUBOS EN LOS MUROS, CORRESPONDIENTES A LAS INSTALACIONES DE CUALQUIER NATURALEZA DEBEN TENER COMO DIAMETRO MAXIMO 1/5 DEL ESPESOR DEL MURO.
- LA COLOCACION SE HARÁ EN CAVIDADES DEJADAS DURANTE EL PROCESO DE CONSTRUCCION DE LOS MUROS, QUE LUEGO SE RELLENARÁN CON CONCRETO.
- LOS RECORRIDOS DE LAS INSTALACIONES SERÁN SIEMPRE VERTICALES Y POR NINGUN MOTIVO SE PICARÁ O SE RECORTARÁ EL MURO PARA ALQJARLAS.
- LOS TUBOS CON DIAMETROS MAYORES TENDRÁN RECORRIDOS FUERA DE LOS MUROS PORTANTES O EN FALSA COLUMNAS O SE ALQJARAN EN DUCTOS ESPECIALES O EN MUROS NO PORTANTES.
- VER DETALLE DE PROTECCION DE MUROS CON TUBERIAS

**CONTROL DE CALIDAD**

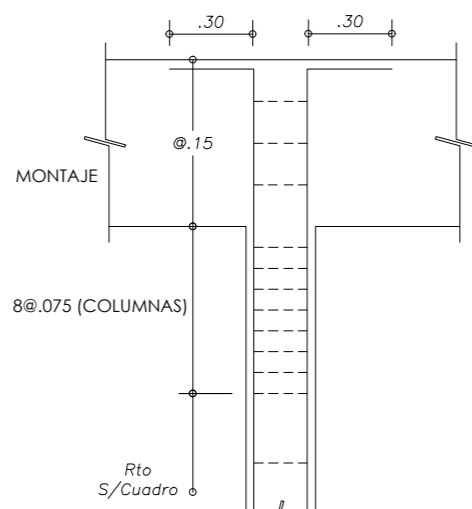
- TODAS LAS ETAPAS DE LA CONSTRUCCION DEBERAN SER REALIZADAS BAJO LA DIRECCION, EJECUCION Y SUPERVISION DE PERSONAL PROFESIONAL Y TECNICO CALIFICADO.
- LA CONSTRUCCION DEBERA SER EJECUTADA POR INGENIEROS CIVILES COLEGIADOS, LOS CUALES SERAN RESPONSABLES DEL CUMPLIMIENTO DE LO INDICADO EN LOS PLANOS Y ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL PRESENTE PROYECTO.
- SE DEBE TOMAR LAS PRECAUCIONES ADECUADAS PARA ASEGURAR QUE LOS PRODUCTOS CONSTRUINDOS CUMPLEN O EXCEDEN LOS REQUERIMIENTOS DE LAS ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO. PARA ESTE FIN DEBEN ESTABLECER Y MANTENER A LO LARGO DEL PROCESO CONSTRUCTIVO, PROCEDIMIENTOS DE CONTROL DE CALIDAD.



DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

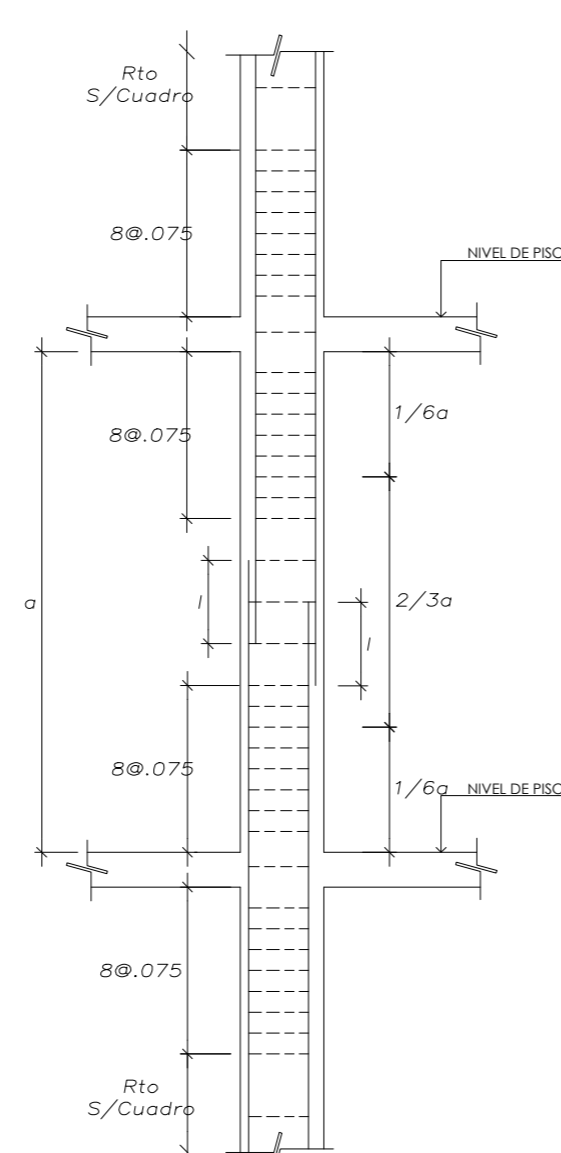


DE CONFINAMIENTO



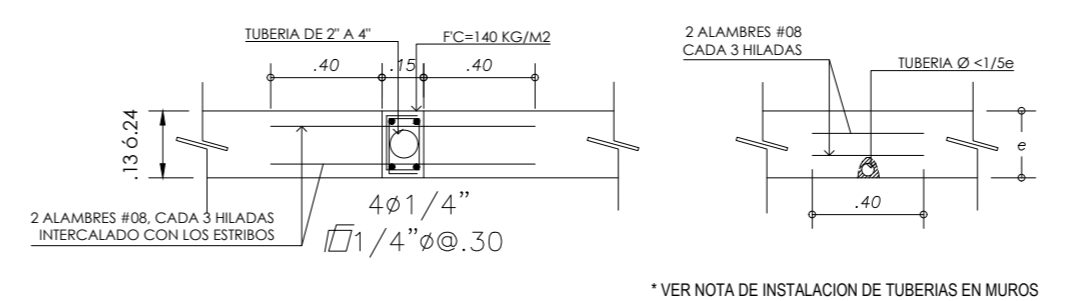
REMATO DE COLUMNAS

ESC.: 1/25



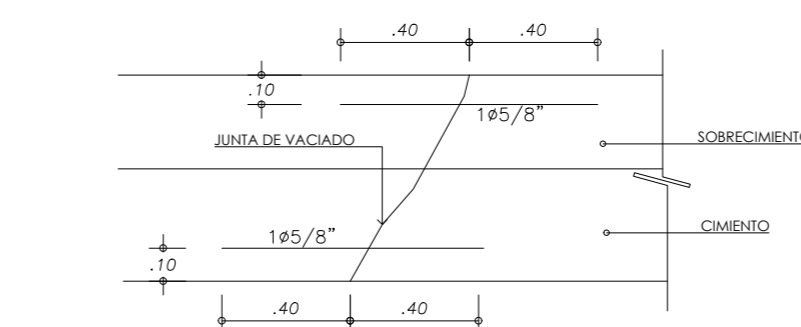
ESQUEMA DE PORTICOS

ESC.: 1/25



DETALLE DE PROTECCION DE MUROS CON TUBERIAS

ESC.: 1/25



DETALLE DE JUNTA DE VACIADO EN CIMENTO CORRIDO Y CIMENTACION

ESC.: 1/25



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
 SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**

FACULTAD:  
 INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL:  
 ING. CIVIL AMBIENTAL

TESIS  
 PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
 INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

TEMA DE TESIS:

Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E 030 del 2006 y la norma E 030 vigente al 2021.

PLANO:

ESTRUCTURAS

ALUMNO:  
 MANUEL LUCIANO UGAS CERVERA

CÓDIGO:  
 1611D64767

ASESOR DE TESIS:  
 ING. ROBERT MANUEL CARRASCO CANALES

MIEMBROS DEL JURADO:

PRESIDENTE:  
 ING. CARRANZA CIEZA SEGUNDO G.

SECRETARIO:  
 ING. ACERO MARTÍNEZ JOSÉ A.

MIEMBRO:  
 ING. CARRASCO CANALES ROBERT M.

UBICACIÓN:  
 DISTRITO: OLMOS  
 PROVINCIA: LAMBAYEQUE  
 REGIÓN: LAMBAYEQUE

OBSERVACIONES

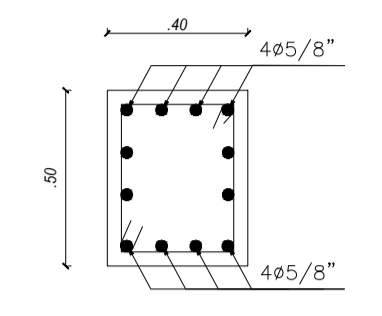
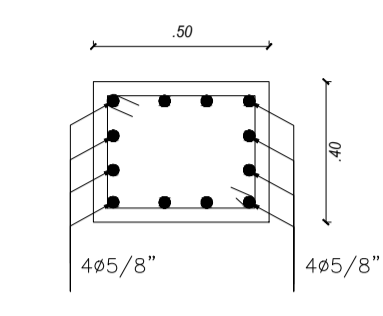
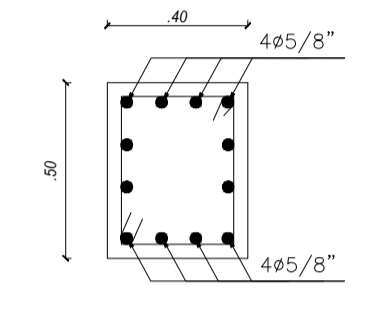
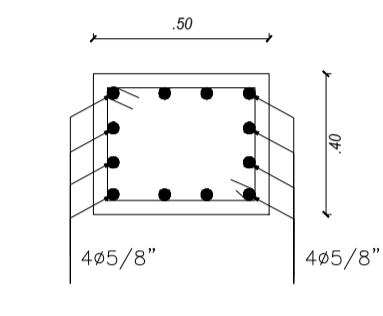
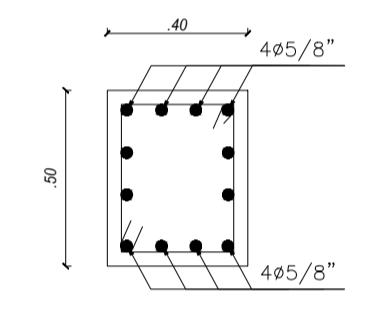
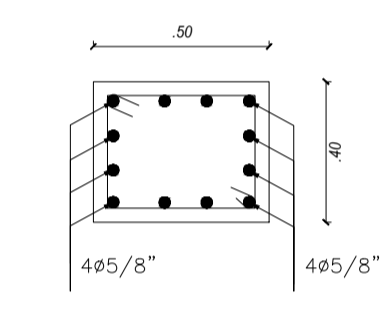
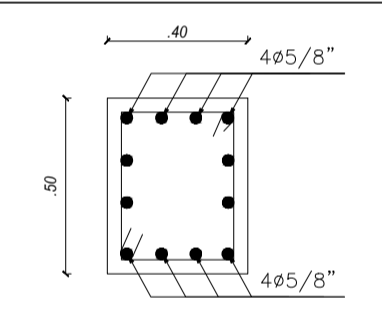
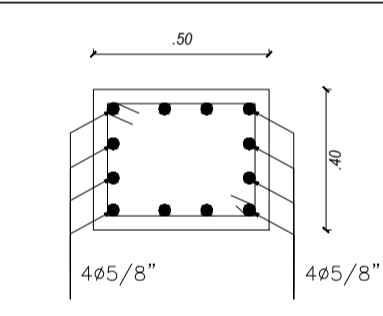
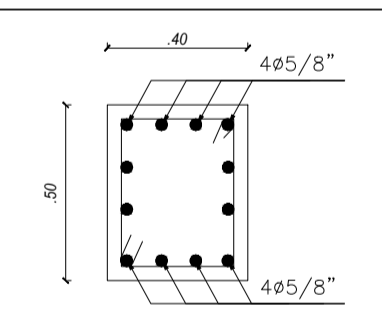
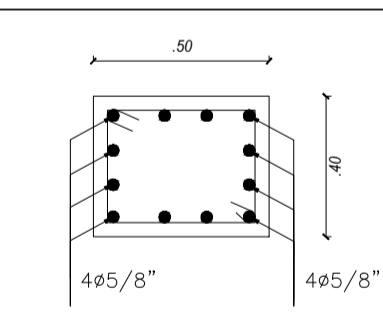
FECHA:  
 JUNIO 2022

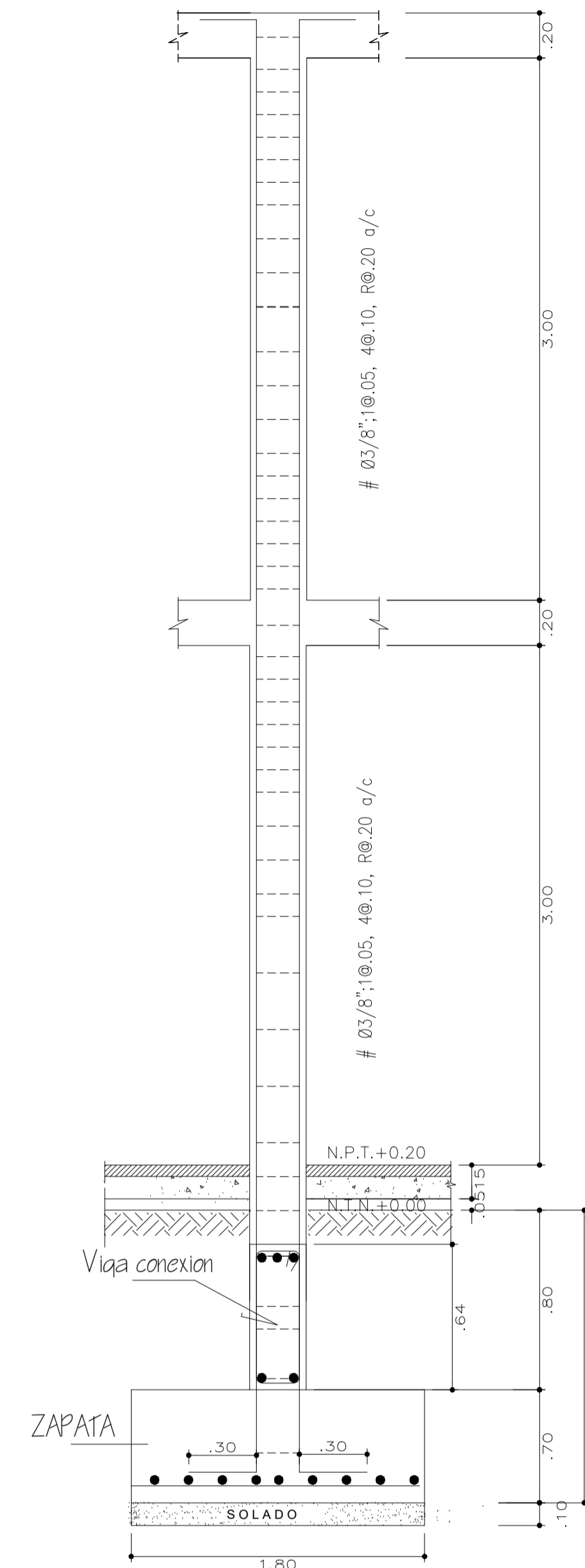
ESCALA:  
 Indicada

N° DE LÁMINA:  
**E-3**

# CUADRO DE COLUMNAS

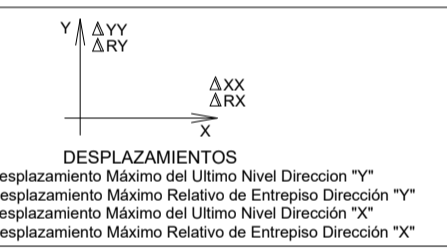
ESC. 1/25


TIPO PISO	C-1	C-2
1°	 <p>AS=12ø5/8"</p> <p>Ø3/8"1@.05, 4@.10, R@.20 A/E</p>	 <p>AS=12ø5/8"</p> <p>Ø3/8"1@.05, 4@.10, R@.20 A/E</p>
2°	 <p>AS=12ø5/8"</p> <p>Ø3/8"1@.05, 4@.10, R@.20 A/E</p>	 <p>AS=12ø5/8"</p> <p>Ø3/8"1@.05, 4@.10, R@.20 A/E</p>
3°	 <p>AS=12ø5/8"</p> <p>Ø3/8"1@.05, 4@.10, R@.20 A/E</p>	 <p>AS=12ø5/8"</p> <p>Ø3/8"1@.05, 4@.10, R@.20 A/E</p>
4°	 <p>AS=12ø5/8"</p> <p>Ø3/8"1@.05, 4@.10, R@.20 A/E</p>	 <p>AS=12ø5/8"</p> <p>Ø3/8"1@.05, 4@.10, R@.20 A/E</p>
5°	 <p>AS=12ø5/8"</p> <p>Ø3/8"1@.05, 4@.10, R@.20 A/E</p>	 <p>AS=12ø5/8"</p> <p>Ø3/8"1@.05, 4@.10, R@.20 A/E</p>

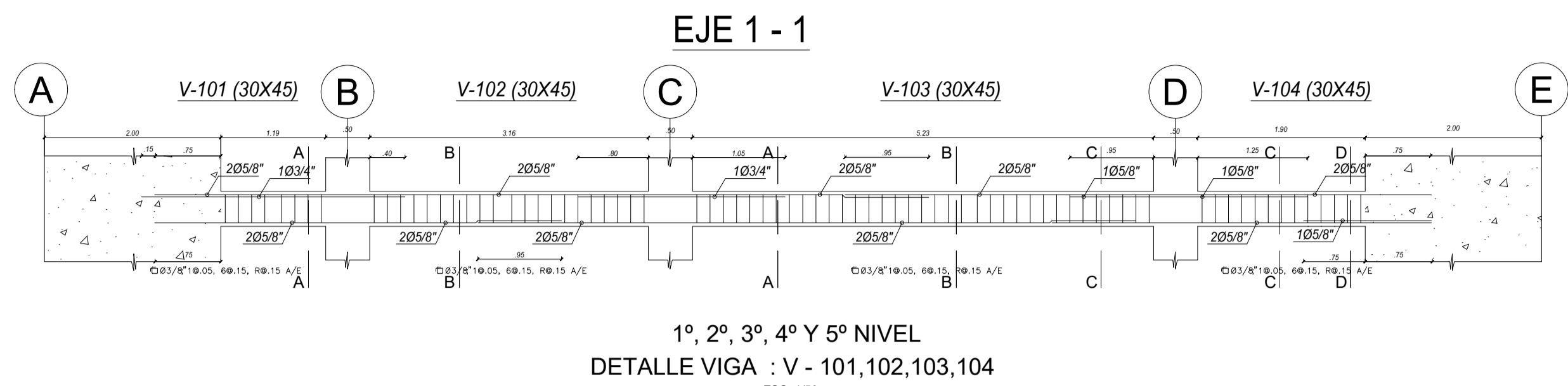


**DETALLE ZAPATA-COLUMNA**  
ESC. 1/25

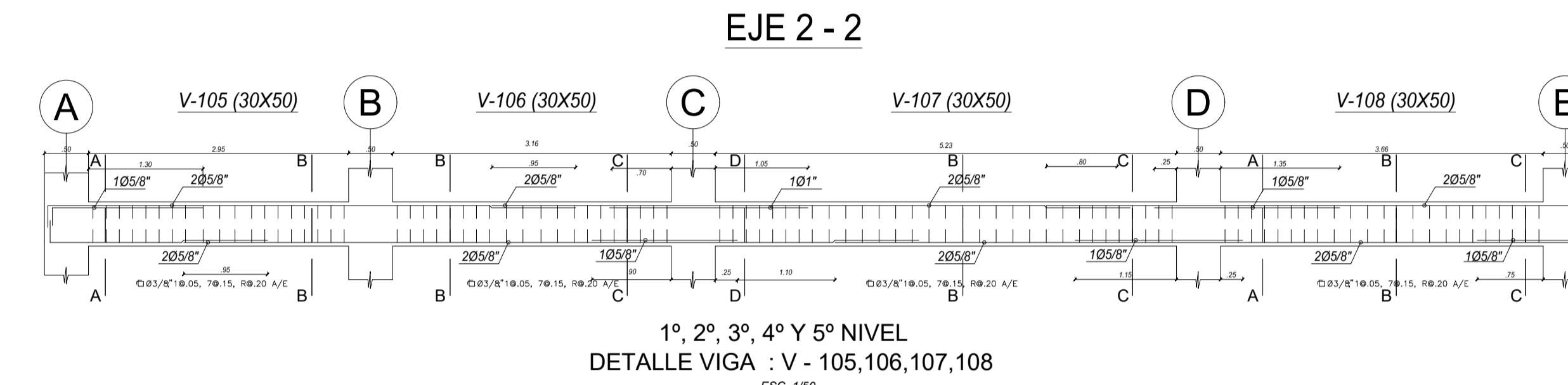
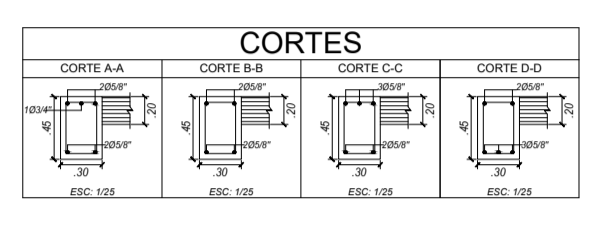
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
<b>CONCRETO SIMPLE</b>	<b>SOBRECARGA DE DISEÑO</b> Aligerados: Indicada en los planos
SOLADOS : C - H 1:12	<b>MATERIALES</b> - Cimentación : Cemento Portland MS - Resto de la Estructura : Cemento Portland MS
CIMENTOS CORRIDOS : C - H 1:10 + 30% PG ø 6" max.	- Agregados: El agregado grueso consistirá en grava natural o triturada. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de: a. 4 para concreto de cimentación y sobrecimientos. b. 2 para columnas, placas y vigas estructurales. c. 2 para el resto de los elementos. El agregado fino consistirá en arena natural o manufacturada, sus partículas serán duras, compactas y resistentes. Para ambos agregados, sus partículas serán limpias, libres de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias definidas.
PISOS : f'c=140 Kg/cm2	- Albanilería: Resistencia a la rotura por compresión de la unidad de albanilería (bloque): f'm= 130 kg/cm2. Resistencia a la rotura por compresión de la pared terminada: f'm= 65 kg/cm2. - Unidad de Albalilería: Ladrillo Tipo King Kong 18 Huecos 9x13x24 cm. Hecho en fábrica con un máximo del 30% de perforaciones. - Mortero: El mortero estará constituido por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:4 (Cemento-arena) - Todos los Muros estarán contrados por Columnetas y Vigas de Amarre.
<b>CONCRETO ARMADO</b>	<b>ENCOFRADOS</b> - Remoción de Encofrados: Los plazos mínimos de remoción de los encofrados y elementos de sostén se regirán por los siguientes tiempos: Costados de vigas y columnas: 36 horas. Losas hasta 2.50 m de luz: 7 días. Losas de luces mayores a 2.50 m: 1 día por cada metro de exceso. Fondo de vigas hasta 5.00 m de luz: 21 días. Fondo de vigas mayores de 5.00 m de luz: 1 día por cada metro de exceso. - Realizar ensayos de resistencia del concreto.
CIMENTACION : f'c=210 Kg/cm2	<b>RECUBRIMIENTOS</b>
COLUMNAS Y MUROS DE CORTE : f'c=210 Kg/cm2	ZAPATA : 7 cm.
SOBRECIMENTOS : f'c=210 Kg/cm2	VIGAS DE CIMENTACION : 5 cm.
RESTO ESTRUCTURA : f'c=210 Kg/cm2	VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS : 4 cm.
REFUERZO : fy=4200 Kg/cm2	VIGAS CHATAS : 2 cm.
	LOSAS : 2 cm.
<b>SUELO</b>	
RESISTENCIA ADMISIBLE : 0.88 Kg/cm2.	
<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	
DIRECCION X-X : DUAL	
DIRECCION Y-Y : MUROS ESTRUCTURALES	
	Deriva (D/h) <= 0.007
	Deriva (D/h) <= 0.007
<b>PARAMETROS SISMICOS</b>	<b>DESPLAZAMIENTOS</b>
FACTOR DE ZONA : 0.45g	Desplazamiento en X-X
FACTOR DE USO : 1.00	La máxima deriva en X es de 0.005565
FACTOR DE SUELO : 1.10	
PERIODO DEL SUELO : Tp = 1.0 s	Desplazamiento en Y-Y
FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA : Tl = 1.6 s	La máxima deriva en Y es de 0.006156
	X-X - 7.0
	Y-Y - 6.0
<b>NORMAS DE DISEÑO</b>	
PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN:	
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14	
NTE E.020 - CARGAS	
NTE E.030 - DISEÑO SISMORESISTENTE	
NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES	
NTE E.060 - CONCRETO ARMADO	
NTE E.070 - ALBANILERIA	



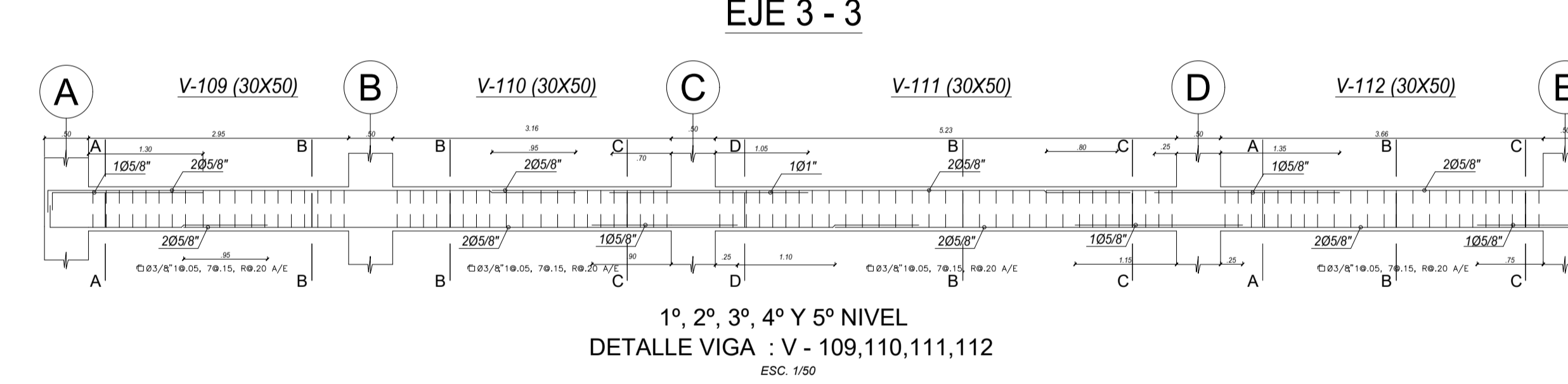
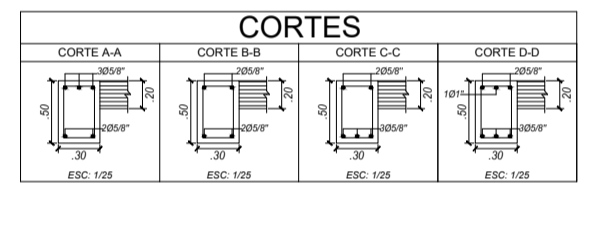
 <p>USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo</p>	<b>UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO</b>		<b>TESIS</b>  PARA OPTAR EL TÍTULO DE  INGNIERO CIVIL AMBIENTAL	TEMA DE TESIS:  Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E 030 del 2006 y la norma E 030 vigente al 2021.	PLANO:  ESTRUCTURAS	MIEMBROS DEL JURADO: PRESIDENTE: ING. CARRANZA CIEZA SEGUNDO G. SECRETARIO: ING. ACERO MARTÍNEZ JOSÉ A. MIEMBRO: ING. CARRASCO CANALES ROBERT M.	FECHA:  JUNIO -2022
	FACULTAD:  INGENIERÍA	ESCUELA PROFESIONAL:  ING. CIVIL AMBIENTAL			ALUMNO:  MANUEL LUCIANO UGAS CERVERA	CÓDIGO:  161TD64767	ASesor DE TESIS:  ING. ROBERT MANUEL CARRASCO CANALES
					N° DE LÁMINA:  <b>E-4</b>		



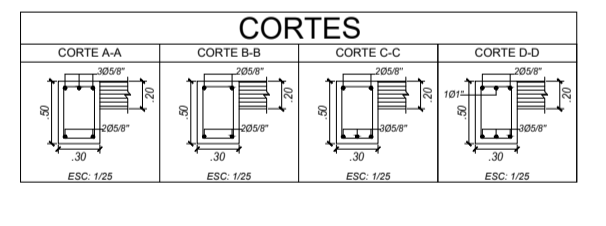
1º, 2º, 3º, 4º Y 5º NIVEL  
DETALLE VIGA : V - 101,102,103,104  
ESC. 1/80



1º, 2º, 3º, 4º Y 5º NIVEL  
DETALLE VIGA : V - 105,106,107,108  
ESC. 1/80



1º, 2º, 3º, 4º Y 5º NIVEL  
DETALLE VIGA : V - 109,110,111,112  
ESC. 1/80



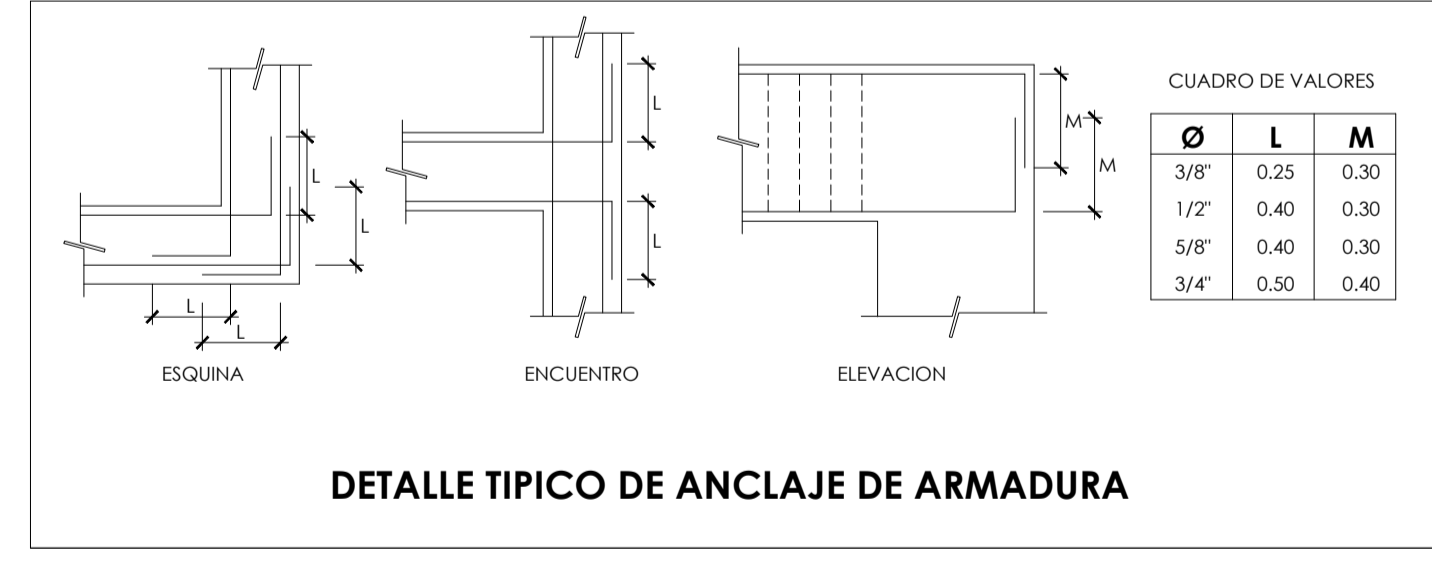
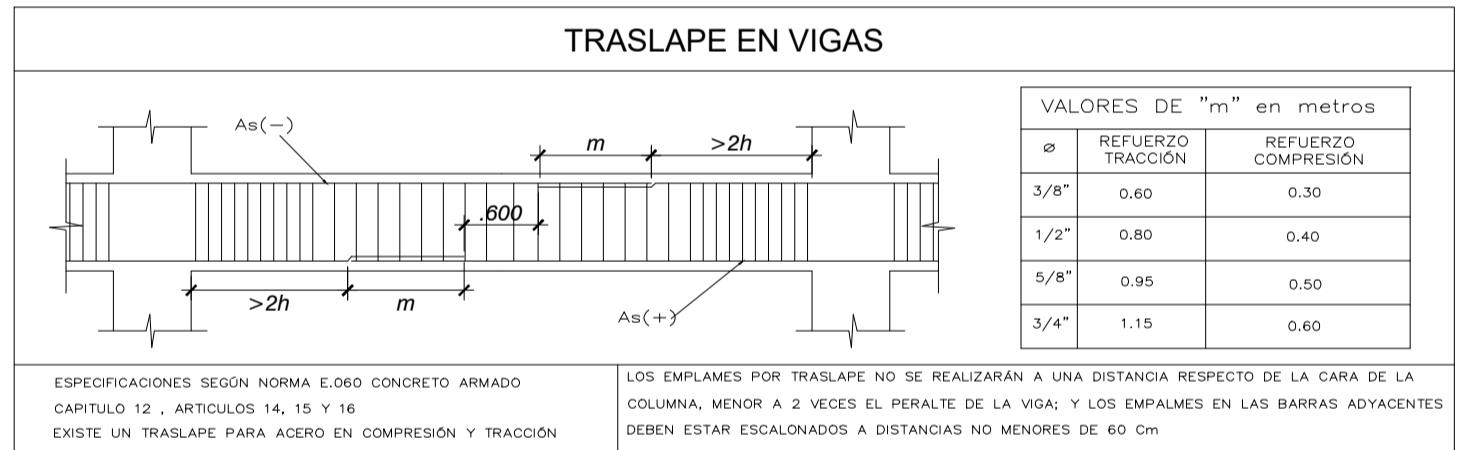
Gencho estándar Barra Longitudinal

Barra N°	Ø (pulg)	L (cm)
3	3/8	12
4	1/2	16
5	5/8	20
7	3/4	23
8	1	31

TABLA DE LONGITUDES

Barra N°	Ø pulg	Longitud de Desarrollo		Traslape(cm)
		ldt (cm)	ldg (cm)	
3	3/8	44.00	21.00	57.00
4	1/2	59.00	28.00	76.00
5	5/8	73.00	35.00	95.00
6	3/4	88.00	42.00	114.00
8	1	145.00	56.00	188.00

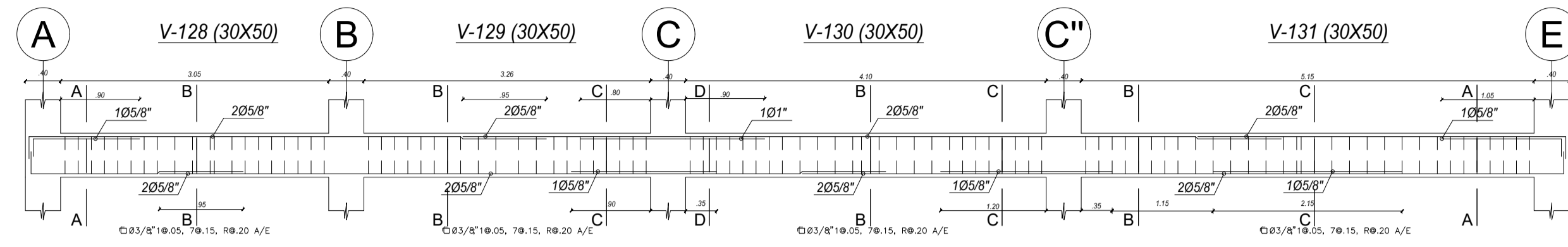
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
<b>CONCRETO SIMPLE</b> SOLADOS : C - H 1:2 CIMENTOS CORRIDOS : C - H 1:10 + 30% PG Ø 6" max. PISOS : f'c=140 Kg/cm2	<b>SOBRECARGA DE DISEÑO</b> Algodón: Indicada en los planos <b>MATERIALES</b> Cementación: Cemento Portland MS Resto de la Estructura: Cemento Portland MS Agregado: El agregado grueso consistirá en grava natural o triturada. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de: a) 3 para concreto de cimentación y subcimentaciones. b) 3" para columnas, placas y vigas estructurales. c) 1" para el resto de los elementos. El agregado fino consistirá en arena natural o manufacturada, sus partículas serán agregadas, sus partículas serán limpias, libres de partículas escamadas, materia orgánica o sales solubles dañinas. Para ambos agregados, sus partículas serán limpias, libres de partículas escamadas, materia orgánica o sales solubles dañinas. <b>Albanelería:</b> Resistencia a la rotura por compresión de la unidad de albanelería (Diniqui): f' = 130 kg/cm2. Resistencia a la rotura por compresión de la pared terminada: f' = 65 kg/cm2. Estructura de fluencia del refuerzo en muros: f'w = 4200 kg/cm2. <b>Unidad de Albanelería:</b> Ladrillo Tipo King Kong 18 Huecos 9x13x24 cm. Hecho en México en un máximo del 30% de perforaciones. Mortero: El mortero estará constituido por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:4 (Cemento-arena) Todos los Muros estarán confinados por Columnetas y Vigas de Amarre.
<b>CONCRETO ARMADO</b> CIMENTACION : f'c=210 Kg/cm2 COLUMNAS Y MUROS DE CORTE : f'c=210 Kg/cm2 SOBRECIMENTOS : f'c=210 Kg/cm2 RESTO ESTRUCTURA : f'c=210 Kg/cm2 REFUERZO : f'y=4200 Kg/cm2	<b>ENCORFADOS</b> Retención de Encorfo: Los plazos mínimos de retención de los encofrados y elementos de sostén se regirán por los siguientes tiempos: Coladas de vigas y columnas: 36 horas. Losas hasta 2.50 m del espesor: 7 días. Losas de luces mayores a 3.50 m: 1 día por cada metro de exceso. Forjado de vigas hasta 5.00 m de luz: 21 días. Forjado de vigas mayores de 5.00 m de luz: 1 día por cada metro de exceso. Realizar ensayos de resistencia del concreto.
<b>RECUBRIMIENTOS</b> ZAPATA : 7 cm. VIGAS DE CIMENTACION : 5 cm. VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS : 4 cm. VIGAS CHATAS : 2 cm. LOSAS : 2 cm.	<b>SUELO</b> RESISTENCIA ADMISIBLE : 0.80 Kg/cm2.
<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b> DIRECCION X-X : DUAL Deriva (D/h) < 0.007 DIRECCION Y-Y : MUROS ESTRUCTURALES Deriva (D/h) < 0.007	<b>PARAMETROS SISMICOS</b> FACTOR DE ZONA : 0.45g FACTOR DE USO : 1.00 FACTOR DE SUELO : 1.10 PERIODO DEL SUELO : T=1.0 a 1.5 T=1.6 a 2.5 T=2.6 a 4.0 T=4.1 a 6.0 FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA : Y-Y: 6.0
<b>NORMAS DE DISEÑO</b> PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14 NTE E.020 - CARGAS NTE E.030 - DISEÑO SISMORESISTENTE NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES NTE E.060 - CONCRETO ARMADO NTE E.070 - ALBANELERIA	<b>DEPLAZAMIENTOS</b> Desplazamiento en X-X : La máxima deriva en X es de 0.00565 Desplazamiento en Y-Y : La máxima deriva en Y es de 0.006156



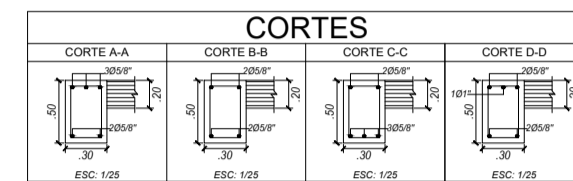
<p>USAT Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo</p>	<p align="center"><b>UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO</b></p>		<p>TESIS</p>	<p>TEMA DE TESIS:</p> <p>Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E 030 del 2006 y la norma E 030 vigente al 2021.</p>	<p>PLANO:</p> <p align="center"><b>ESTRUCTURAS</b></p>	<p>MIEMBROS DEL JURADO:</p> <p>PRESIDENTE: ING. CARRANZA CIEZA SEGUNDO G.</p> <p>SECRETARIO: ING. ACERO MARTÍNEZ JOSÉ A.</p> <p>MIEMBRO: ING. CARRASCO CANALES ROBERT M.</p>	<p>FECHA:</p> <p align="center">JUNIO -2022</p>
	<p>FACULTAD:</p> <p align="center">INGENIERÍA</p>	<p>ESCUELA PROFESIONAL:</p> <p align="center">ING. CIVIL AMBIENTAL</p>	<p>PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGNIERO CIVIL AMBIENTAL</p>	<p>ALUMNO:</p> <p align="center">MANUEL LUCIANO UGAS CERVERA</p>	<p>CÓDIGO:</p> <p align="center">161TD64767</p>	<p>UBICACIÓN: DISTRITO: OLMOS PROVINCIA: LAMBAYEQUE REGIÓN: LAMBAYEQUE</p>	<p>ESCALA:</p> <p align="center">Indicada</p>
	<p>ASESOR DE TESIS:</p> <p align="center">ING. ROBERT MANUEL CARRASCO CANALES</p>		<p>OBSERVACIONES</p>	<p>N° DE LÁMINA:</p> <p align="center"><b>E-5</b></p>			



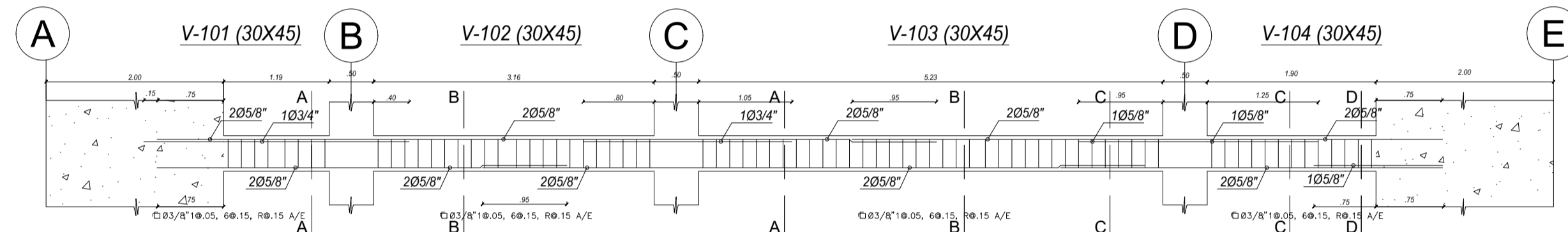
EJE 8 - 8



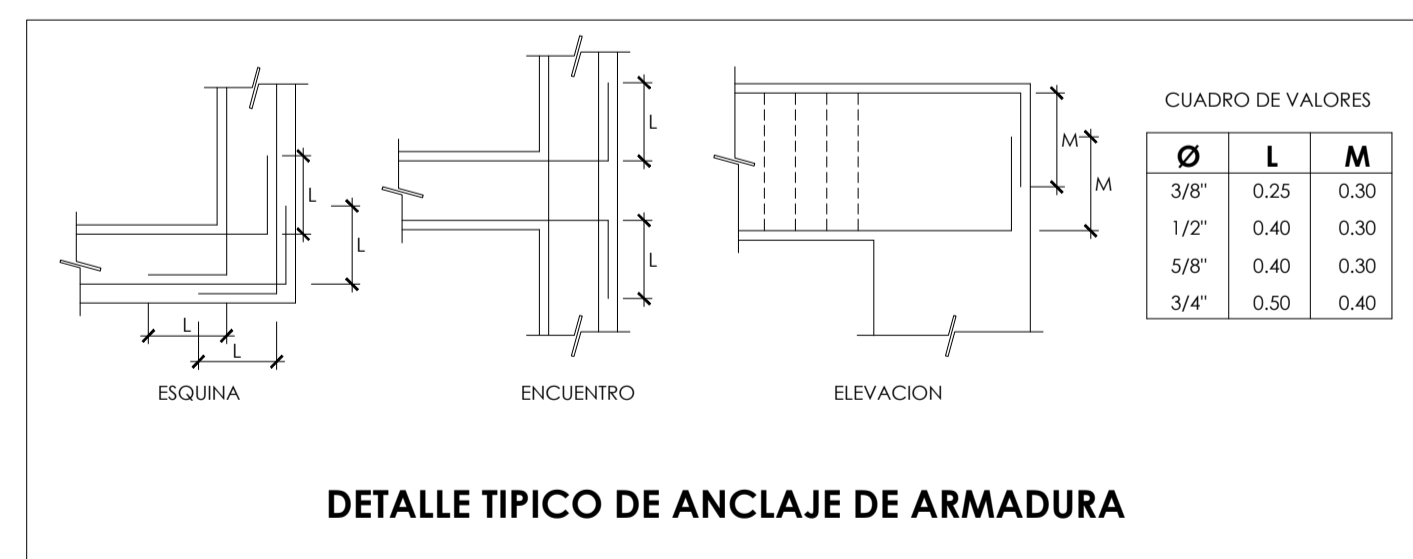
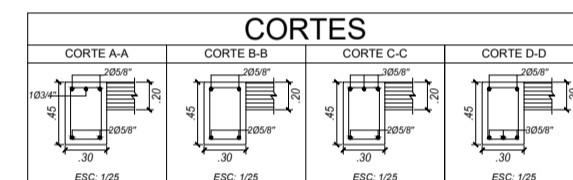
1º, 2º, 3º, 4º Y 5º NIVEL  
DETALLE VIGA : V - 128,129,130,131  
ESC. 1/50



EJE 9 - 9

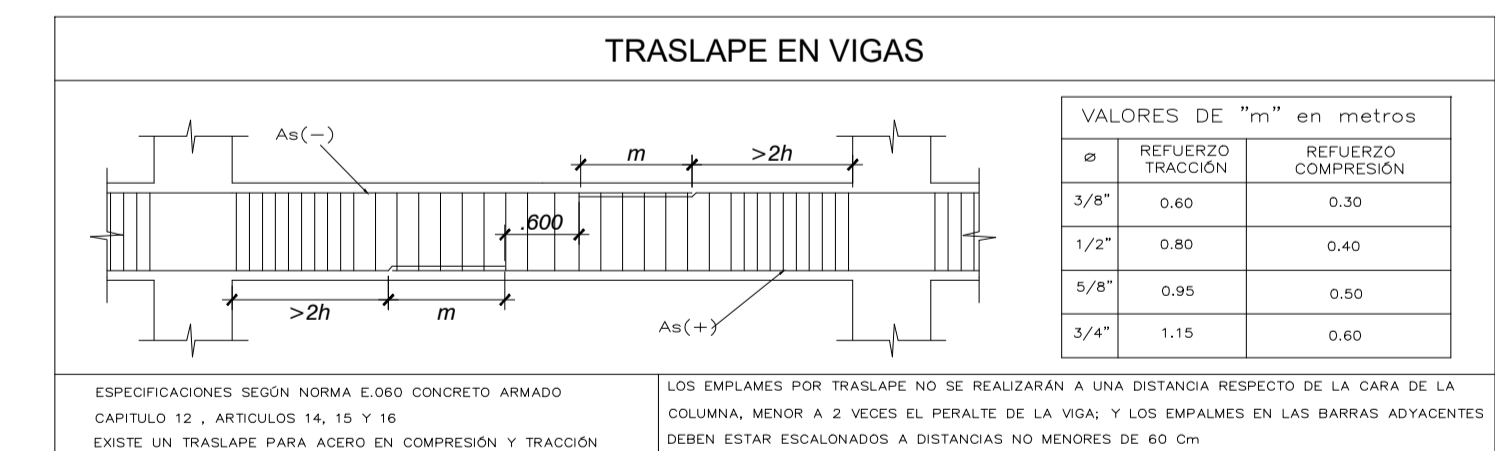


1º, 2º, 3º, 4º Y 5º NIVEL  
DETALLE VIGA : V - 101,102,103,104  
ESC. 1/50



ESPECIFICACIONES TECNICAS	
<b>CONCRETO SIMPLE</b>	SOLADOS : C-H 1:2 CIMENTOS CORRIDOS : C-H 1:10 + 30% PG @ 6" max. PISOS : f'c=140 Kg/cm2
<b>CONCRETO ARMADO</b>	CIMENTACION : f'c=210 Kg/cm2 COLUMNAS Y MUROS DE CORTE : f'c=210 Kg/cm2 SOBRRECIMENTOS : f'c=210 Kg/cm2 RESTO ESTRUCTURA : f'c=210 Kg/cm2 REFUERZO : fy=4200 Kg/cm2
<b>RECUBRIMIENTOS</b>	ZAPATA : 7 cm. VIGAS DE CIMENTACION : 5 cm. VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS : 4 cm. VIGAS CHATAS : 2 cm. LOSAS : 2 cm.
<b>SUELO</b>	RESISTENCIA ADMISIBLE : 0.80 Kg/cm2.
<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	DIRECCION X-X : DUAL Deriva (D/h) < 0.007 DIRECCION Y-Y : MUROS ESTRUCTURALES Deriva (D/h) < 0.007
<b>PARAMETROS SISMICOS</b>	FACTOR DE ZONA : 0.45g FACTOR DE USO : 1.00 FACTOR DE SUELO : 1.00 PERIODO DEL SUELO : T <sub>p</sub> = 1.0 s FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA : R = 1.6 s : Y-Y : 6.0
<b>NORMAS DE DISEÑO</b>	PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN : REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACI 318-14 NTE E-020 - CARGAS NTE E-030 - DISEÑO SISMORRESISTENTE NTE E-050 - SUELOS Y CIMENTACIONES NTE E-060 - CONCRETO ARMADO NTE E-070 - ALBANELERIA

Barra N°	Ø pulg	Longitud de Desarrollo		Traslape (cm)
		ldt (cm)	ldg (cm)	
3	3/8	44.00	21.00	57.00
4	1/2	59.00	28.00	76.00
5	5/8	73.00	35.00	95.00
6	3/4	88.00	42.00	114.00
8	1	145.00	56.00	188.00



**UNIVERSIDAD CATÓLICA  
SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO**

FACULTAD:

INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL:

ING. CIVIL AMBIENTAL

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO DE  
INGNIERO CIVIL AMBIENTAL

TEMA DE TESIS:

Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E 030 del 2006 y la norma E 030 vigente al 2021.

PLANO:

ESTRUCTURAS

ALUMNO:

MANUEL LUCIANO UGAS CERVERA

CÓDIGO:

161TD64767

ASESOR DE TESIS:

ING. ROBERT MANUEL CARRASCO CANALES

MIEMBROS DEL JURADO:

PRESIDENTE:  
ING. CARRANZA CIEZA SEGUNDO G.  
SECRETARIO:  
ING. ACERO MARTÍNEZ JOSÉ A.  
MIEMBRO:  
ING. CARRASCO CANALES ROBERT M.

FECHA:

JUNIO -2022

ESCALA:

Indicada

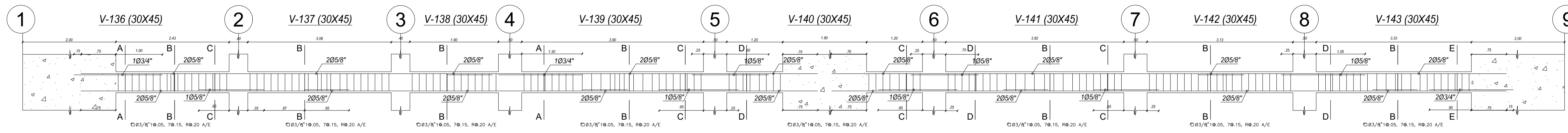
N° DE LÁMINA:

E-7

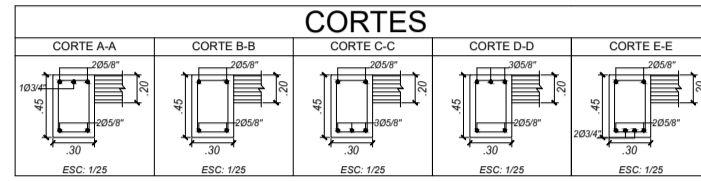
OBSERVACIONES

UBICACIÓN:  
DISTRITO: OLMOS  
PROVINCIA: LAMBAYEQUE  
REGIÓN: LAMBAYEQUE

EJE A - A



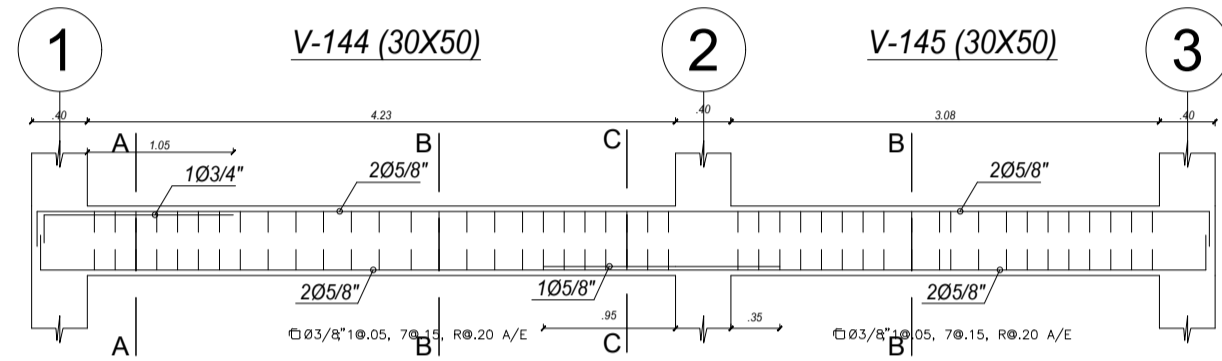
1º, 2º, 3º, 4º Y 5º NIVEL  
DETALLE VIGA : V - 136,137,138,139,140,141,142,143  
ESC. 1/50



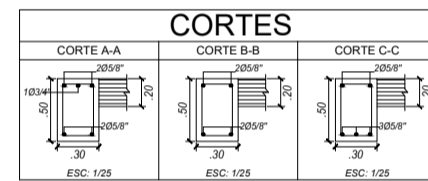
Gancho estándar Barra Longitudinal		
Barra N°	Ø (pulg)	L (cm)
3	3/8	12
4	1/2	16
5	5/8	20
7	3/4	23
8	1	31

Barra N°	Ø pulg	Longitud de Desarrollo		Traslape (cm)
		ld (cm)	ldg (cm)	
3	3/8	44.00	21.00	57.00
4	1/2	59.00	28.00	76.00
5	5/8	73.00	35.00	95.00
6	3/4	88.00	42.00	114.00
8	1	145.00	56.00	188.00

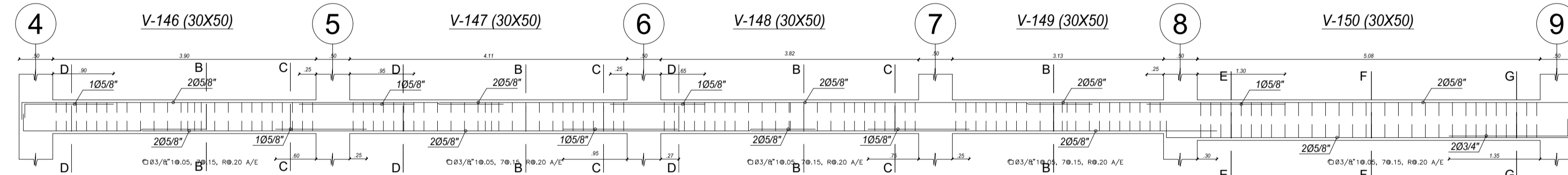
EJE B - B



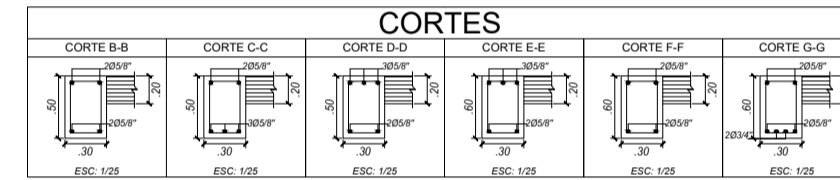
1º, 2º, 3º, 4º Y 5º NIVEL  
DETALLE VIGA : V - 144,145  
ESC. 1/50



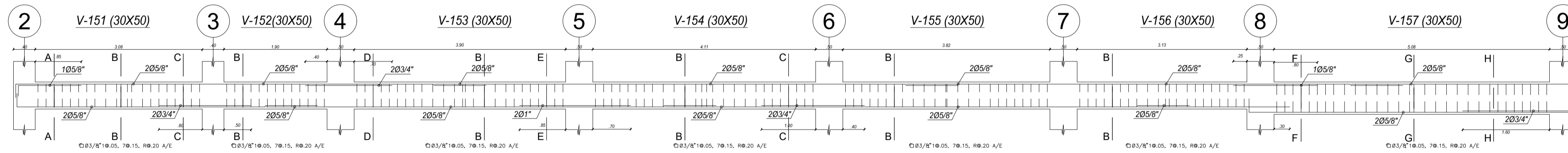
EJE B - B



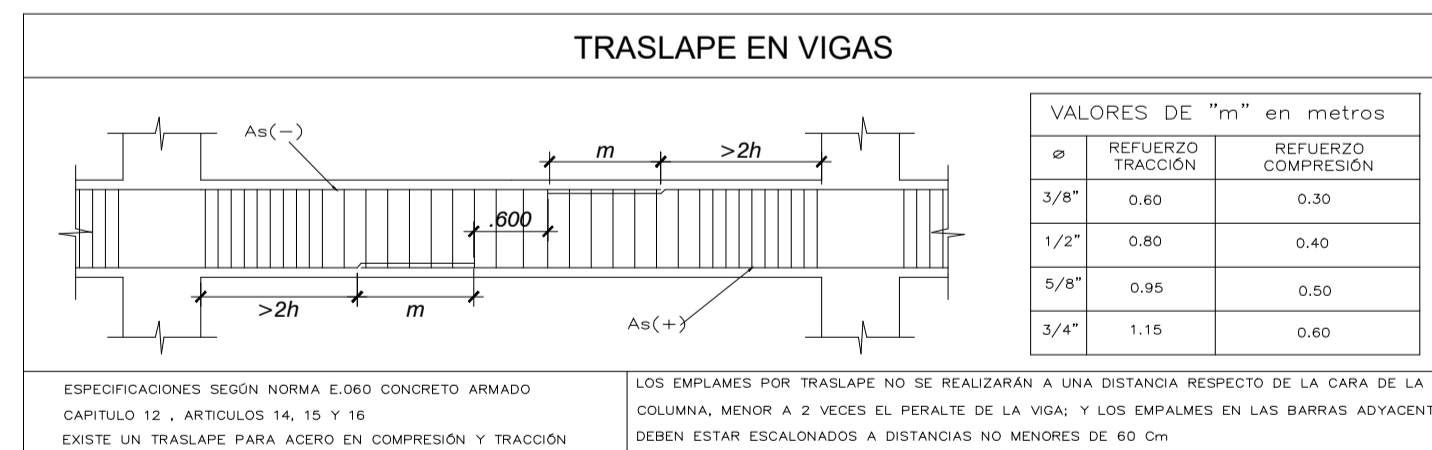
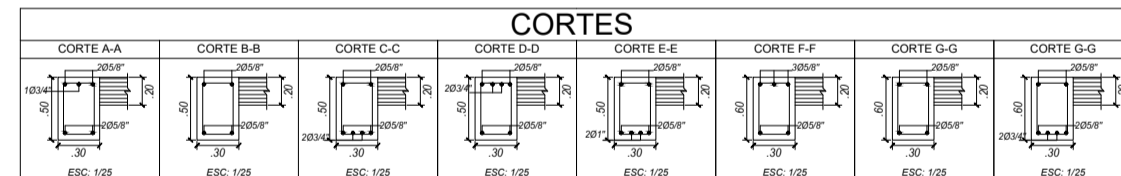
1º, 2º, 3º, 4º Y 5º NIVEL  
DETALLE VIGA : V - 146,147,148,149,150  
ESC. 1/50



EJE C - C



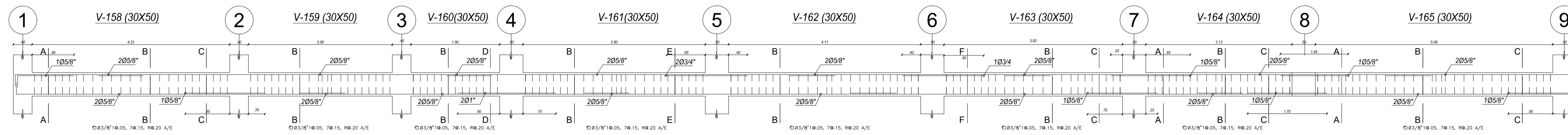
1º, 2º, 3º, 4º Y 5º NIVEL  
DETALLE VIGA : V - 151,152,153,154,155,156,157  
ESC. 1/50



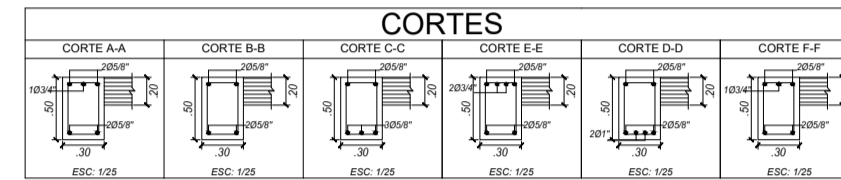
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
<p><b>CONCRETO SIMPLE</b></p> <p>SOLIDOS : C - H 1:1:2</p> <p>CIEMENTOS CORRIDOS : C - H 1:1:0 + 30% PG a 6" max.</p> <p>PISOS : f'c=140 Kg/cm2</p> <p><b>CONCRETO ARMADO</b></p> <p>CIMENTACION : f'c=210 Kg/cm2</p> <p>COLUMNAS Y MUROS DE CORTE : f'c=210 Kg/cm2</p> <p>SOBRECIMENTOS : f'c=210 Kg/cm2</p> <p>RESTO ESTRUCTURA : f'c=210 Kg/cm2</p> <p>REFUERZO : f'y=4200 Kg/cm2</p> <p><b>RECURRIMIENTOS</b></p> <p>ZAPATA : 7 cm</p> <p>VIGAS DE CIMENTACION : 5 cm</p> <p>VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS : 4 cm</p> <p>VIGAS CRATAS : 2 cm</p> <p>LOSAS : 2 cm</p> <p><b>SUELO</b></p> <p>RESISTENCIA ADMISIBLE : 0.80 Kg/cm2.</p> <p><b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b></p> <p>DIRECCION X-X : DUAL</p> <p>DIRECCION Y-Y : MUROS ESTRUCTURALES</p> <p><b>PARAMETROS SISMICOS</b></p> <p>FACTOR DE ZONA : 0.456</p> <p>FACTOR DE USO : 1.000</p> <p>FACTOR DE SUELO : 1.100</p> <p>PERIODO DEL SUELO : T<sub>p</sub> = 1.0 s</p> <p>FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA : X-X: 2.0, Y-Y: 6.0</p>	<p><b>SOBRECARGA DE DISEÑO</b></p> <p>Aligerados: Indicada en los planos</p> <p><b>MATERIALES</b></p> <p>Cimentación: Cemento Portland MS</p> <p>Relevo de la Estructura: Cemento Portland MS</p> <p><b>Agregados:</b></p> <p>El agregado grueso consistirá en grava natural o triturada. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de: a. 3 para concreto de cimentación y sobrecimientos. b. 2 para columnas, placas y vigas estructurales. c. 2 para el resto de los elementos.</p> <p>El agregado fino consistirá en arena natural o manufacturada, sus partículas serán duras, compactas y resistentes. Para ambos agregados, sus partículas serán limpias, libres de partículas escoriales, materia orgánica u otras sustancias dañinas.</p> <p><b>Alcalinidad:</b></p> <p>Resistencia a la rotura por compresión de la unidad de albañilería (bloques): f<sub>m</sub> = 1.30 kg/cm2.</p> <p>Resistencia a la rotura por compresión de la pared terminada: f<sub>m</sub> = 65 kg/m2.</p> <p>Esfuerzo de fluencia del refuerzo en muros: f<sub>yk</sub> = 4200 kg/cm2</p> <p>Unidad de Albañilería: Ladrillo Tipo King Kong 18 Hoacas 9x20x24 cm. Hecho en fábrica con un máximo del 30% de perforaciones.</p> <p>Mortero: El mortero estará constituido por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:4 (Cemento-arena)</p> <p>Todos los Muros estarán contrados por Columnas y Vigas de Anclaje.</p> <p><b>ENCORCADOS:</b></p> <p>Remoción de Encofrados: Los límites mínimos de remoción de los encofrados y elementos de sustrato se regirán por los siguientes tiempos: Costado de vigas y columnas: 36 horas. Losas hasta 2.50 m de luz: 7 días. Losas de vigas mayores a 2.50 m: 1 día por cada metro de exceso. Fondo de vigas hasta 5.00 m de luz: 21 días. Fondo de vigas mayores de 5.00 m de luz: 1 día por cada metro de exceso.</p> <p>Realizar ensayos de resistencia del concreto.</p> <p><b>DESPLAZAMIENTOS</b></p> <p>PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, ACT 318-14 NTE E.030 - CARGAS NTE E.030 - DISEÑO SISMORRESISTENTE NTE E.030 - SUELOS Y CIMENTACIONES NTE E.060 - CONCRETO ARMADO NTE E.070 - ALBAÑILERIA</p> <p>Y<sub>1</sub> AYY A<sub>1</sub> XYY A<sub>1</sub> XYY</p>
<p>ESPECIFICACIONES SEGUN NORMA E.060 CONCRETO ARMADO</p> <p>LOS EMPALMES POR TRASLAPES NO SE REALIZARAN A UNA DISTANCIA RESPECTO DE LA CARA DE LA COLUMNA, MENOR A 2 VECES EL PERALTE DE LA VIGA, Y LOS EMPALMES EN LAS BARRAS ADYACENTES DEBEN ESTAR ESCALONADOS A DISTANCIAS NO MENORES DE 60 CM</p>	<p>DESPLAZAMIENTOS</p> <p>Y<sub>1</sub> Desplazamiento Máximo del Ultra Nivel Dirección "Y"</p> <p>A<sub>1</sub> Desplazamiento Máximo Relativo del Entero Dirección "Y"</p> <p>X<sub>1</sub> Desplazamiento Máximo del Ultra Nivel Dirección "X"</p> <p>R<sub>1</sub> Desplazamiento Máximo Relativo del Entero Dirección "X"</p>

<p>UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO</p>	<p>TESIS</p> <p>PARA OPTAR EL TÍTULO DE</p> <p>INGNIERO CIVIL AMBIENTAL</p>		<p>TEMA DE TESIS:</p> <p>Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E 030 del 2006 y la norma E 030 vigente al 2021.</p>	<p>PLANO:</p> <p><b>ESTRUCTURAS</b></p>	<p>MIEMBROS DEL JURADO:</p> <p>PRESIDENTE: ING. CARRANZA CIEZA SEGUNDO G.</p> <p>SECRETARIO: ING. ACERO MARTÍNEZ JOSÉ A.</p> <p>MIEMBRO: ING. CARRASCO CANALES ROBERT M.</p>	<p>FECHA:</p> <p>JUNIO -2022</p>
	<p>FACULTAD:</p> <p>INGENIERÍA</p>	<p>ESCUELA PROFESIONAL:</p> <p>ING. CIVIL AMBIENTAL</p>		<p>ALUMNO:</p> <p>MANUEL LUCIANO UGAS CERVERA</p>	<p>CÓDIGO:</p> <p>161TD64767</p>	<p>UBICACIÓN:</p> <p>DISTRITO: OLMOS</p> <p>PROVINCIA: LAMBAYEQUE</p> <p>REGIÓN: LAMBAYEQUE</p>
				<p>ASESOR DE TESIS:</p> <p>ING. ROBERT MANUEL CARRASCO CANALES</p>	<p>OBSERVACIONES</p>	<p>N° DE LÁMINA:</p> <p><b>E-8</b></p>

### EJE D - D



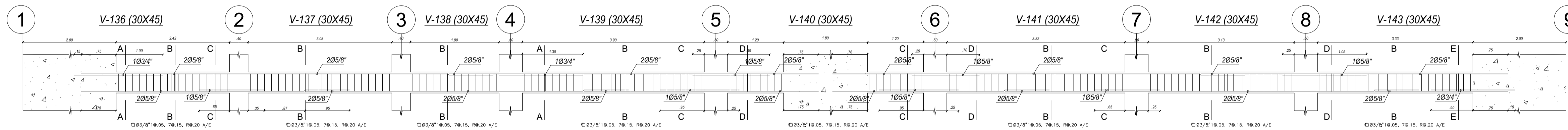
1°, 2°, 3°, 4° Y 5° NIVEL  
DETALLE VIGA : V - 158,159,160,161,162,163,164,165  
ESC. 1/50



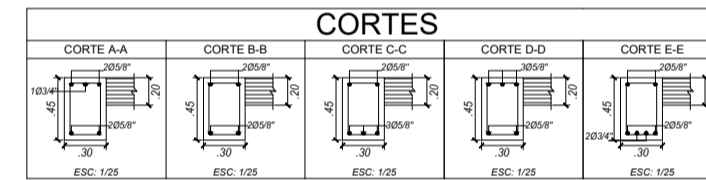
Gancho estándar Barra Longitudinal		
Barra N°	a (pulg)	L (cm)
3	3/8	12
4	1/2	16
5	5/8	20
7	3/4	23
8	1	31

TABLA DE LONGITUDES				
Barra N°	Ø pulg	Longitud de Desarrollo		Traslape(cm)
		ldt (cm)	ldg (cm)	
3	3/8	44.00	21.00	57.00
4	1/2	59.00	28.00	76.00
5	5/8	73.00	35.00	95.00
6	3/4	88.00	42.00	114.00
8	1	145.00	56.00	188.00

### EJE E - E



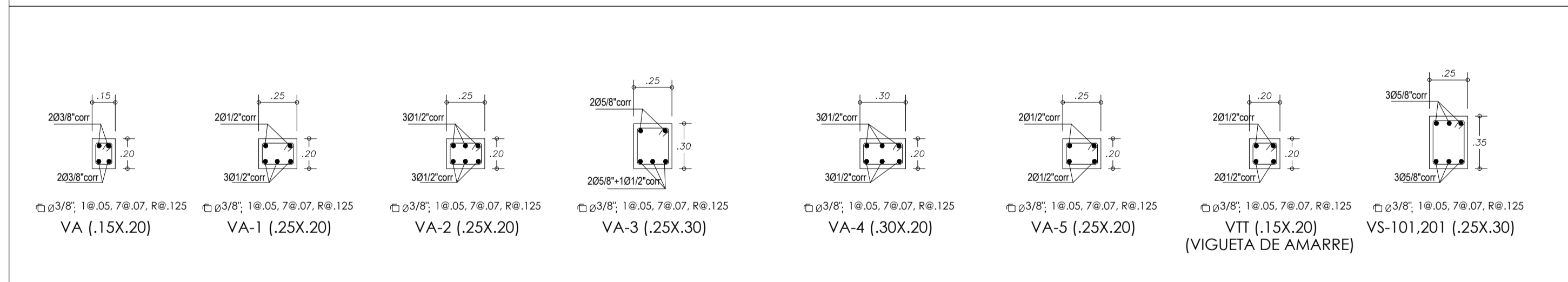
1°, 2°, 3°, 4° Y 5° NIVEL  
DETALLE VIGA : V - 136,137,138,139,140,141,142,143  
ESC. 1/50



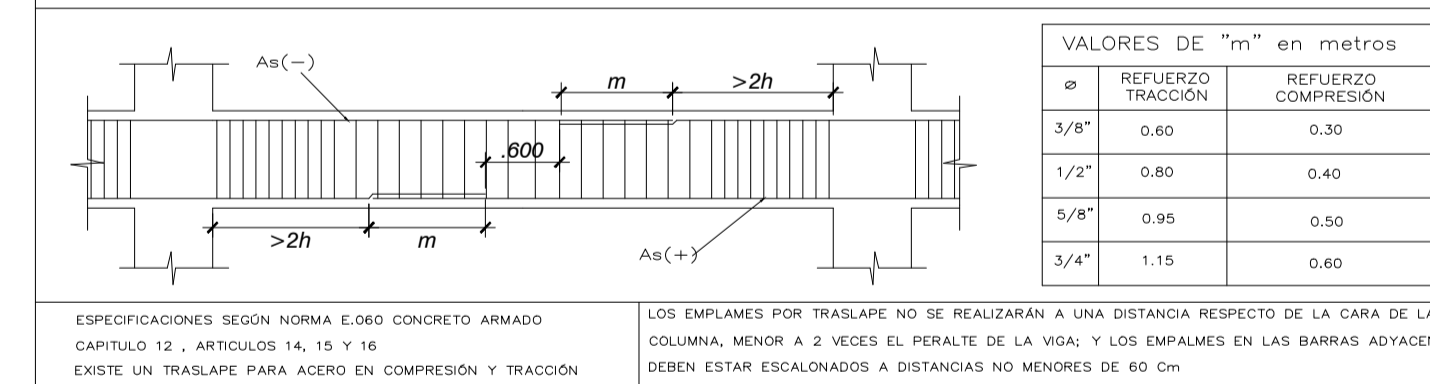
### ESPECIFICACIONES TECNICAS

<b>CONCRETO SIMPLE</b>	Agregado: Indicada en los planos. SOLADOS : C - H 1:12 CIMENTOS CORRIDOS : C - H 1:10 + 30% PG a 6" max. PISOS : f'c=140 Kg/cm2	<b>SOBRECARGA DE DISEÑO</b> Agregado: Indicada en los planos. MATERIALES : - Cementación : Cemento Portland MS - Resto de la Estructura : Cemento Portland MS - Agregado: El agregado grueso consistirá en grava natural o triturada. El tamaño máximo nominal del agregado grueso no deberá ser mayor de: a. 1/2 para concreto de cimentación y sobrecimientos. b. 1" para columnas, placas y vigas estructurales. c. 1" para el resto de los elementos. El agregado fino consistirá en arena natural o manufacturada, sus partículas serán duras, compactas y resistentes. Para ambos agregados, sus partículas serán limpias, libres de partículas escamosas, materia orgánica u otras sustancias dañinas. - Albedrillo: Resistencia a la rotura por compresión de la pared terminada: f' m = 65 kg/cm2. - Esfuerzo de fluencia del refuerzo en muros: f <sub>y</sub> = 4200 kg/cm2. - Unidad de Albalilería: Ladrillo Tipo King Kong 18" x 11" x 5 1/2". Hecho en fábrica con un mínimo del 30% de perforaciones. - Mortero: El mortero estará constituido por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:4 (Cemento-arena). - Todos los Muros estarán contrados por Columnas y Vigas de Amarre.
<b>CONCRETO ARMADO</b>	CIMENTACION : f'c=210 Kg/cm2 COLUMNAS Y MUROS DE CORTE : f'c=210 Kg/cm2 SOBRECIMENTOS : f'c=210 Kg/cm2 RESTO ESTRUCTURA : f'c=210 Kg/cm2 REFUERZO : f <sub>y</sub> =4200 Kg/cm2	- Resistencia a la rotura por compresión de la pared terminada: f' m = 65 kg/cm2. - Esfuerzo de fluencia del refuerzo en muros: f <sub>y</sub> = 4200 kg/cm2. - Unidad de Albalilería: Ladrillo Tipo King Kong 18" x 11" x 5 1/2". Hecho en fábrica con un mínimo del 30% de perforaciones. - Mortero: El mortero estará constituido por Cemento Portland y Arena Gruesa, en la proporción volumétrica 1:4 (Cemento-arena). - Todos los Muros estarán contrados por Columnas y Vigas de Amarre.
<b>RECURRIMIENTOS</b>	ZAPATA : 7 cm. VIGAS DE CIMENTACION : 5 cm. VIGAS Y COLUMNAS PERALTADAS : 4 cm. VIGAS CHATAS : 2 cm. LOSAS : 2 cm.	<b>ENCOFRADOS</b> - Remoción de Encofrados: Los plazos mínimos de remoción de los encofrados y elementos de sostén se regirán por los siguientes tiempos: - Cimbra de vigas y columnas: 36 horas. - Losas hasta 2.50 m de luz: 7 días. - Losas de luz mayor de 2.50 m: 1 día por cada metro de exceso. - Fondos de vigas hasta 5.00 m de luz: 21 días. - Fondos de vigas mayores de 5.00 m de luz: 1 día por cada metro de exceso. - Realizar ensayos de resistencia del concreto.
<b>SUELO</b>	RESISTENCIA ADMISIBLE : 0.80 Kg/cm2.	
<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	DIRECCION X-X : DUAL Deriva (D <sub>H</sub> ) <= 0.007 DIRECCION Y-Y : MUROS ESTRUCTURALES Deriva (D <sub>H</sub> ) <= 0.007	
<b>PARAMETROS SISMICOS</b>	FACTOR DE ZONA : 0.45E FACTOR DE USO : 1.00 FACTOR DE SUELO : 1.10 PERIODO DEL SUELO : T <sub>p</sub> = 1.0 s T <sub>g</sub> = 1.6 s FACTOR DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA : R <sub>x</sub> = 7.0 R <sub>y</sub> = 6.0	<b>DESPLAZAMIENTOS</b> Desplazamiento en X-X : La máxima deriva en X es de 0.0055E Desplazamiento en Y-Y : La máxima deriva en Y es de 0.00615E
<b>NORMAS DE DISEÑO</b>	PARA TODO LO NO ESPECIFICADO, RIGEN: REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES, AC318-14 NTE E.030 - CARGAS NTE E.030 - DISEÑO SISMORESISTENTE NTE E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES NTE E.060 - CONCRETO ARMADO NTE E.070 - ALBALILERIA	Y <sub>33</sub> X <sub>33</sub> Y <sub>22</sub> X <sub>22</sub> Y <sub>11</sub> X <sub>11</sub> Y <sub>00</sub> X <sub>00</sub>

### CUADRO DE VIGAS



### TRASLAPE EN VIGAS



## UNIVERSIDAD CATÓLICA SANTO TORIBIO DE MOGROVEJO

FACULTAD: INGENIERÍA  
ESCUELA PROFESIONAL: ING. CIVIL AMBIENTAL

## TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL AMBIENTAL

TEMA DE TESIS:  
Análisis comparativo del diseño estructural de un edificio de concreto armado aplicando el Reglamento Nacional de Edificaciones, norma E 030 del 2006 y la norma E 030 vigente al 2021.

PLANO: ESTRUCTURAS	MIEMBROS DEL JURADO: PRESIDENTE: ING. CARRANZA CIEZA SEGUNDO G. SECRETARIO: ING. ACERO MARTÍNEZ JOSÉ A. MIEMBRO: ING. CARRASCO CANALES ROBERT M.	FECHA: JUNIO -2022
ALUMNO: MANUEL LUCIANO UGAS CERVERA	CÓDIGO: 161TD64767	ESCALA: Indicada
ASESOR DE TESIS: ING. ROBERT MANUEL CARRASCO CANALES	UBICACIÓN: DISTRITO: OLMOS PROVINCIA: LAMBAYEQUE REGIÓN: LAMBAYEQUE	OBSERVACIONES
		N° DE LÁMINA: E-9

