



UNIVERSIDAD  
PRIVADA  
DEL NORTE

# FACULTAD DE INGENIERÍA

---

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“ESTUDIO COMPARATIVO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL ANALÍTICA DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA, SECCLLA, ANGARAES, HUANCVELICA, EMPLEANDO LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LAS NORMAS E.030-2006 Y E.030-2018.”

Tesis para optar el título profesional de:

**Ingeniero Civil**

**Autor:**

Carlos Adrian Cuya Llaja

**Asesor:**

Dr. Omart Demetrio Tello Malpartida

Lima – Perú

2019

## **APROBACIÓN DE LA TESIS**

El asesor y los miembros del jurado evaluador asignados, **APRUEBAN** la tesis desarrollada por el Bachiller **Carlos Adrian Cuya Llaja**, denominada:

**“ESTUDIO COMPARATIVO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL ANALÍTICA DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA, SECCLLA, ANGARAES, HUANCVELICA, EMPLEANDO LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LAS NORMAS E.030-2006 Y E.030-2018.”**

---

Dr. Omart Demetrio Tello Malpartida  
**ASESOR**

---

Ing. Gabriel Carbonel Reyes  
**JURADO**  
**PRESIDENTE**

---

Mg. Ing. Edwin Jhon Aquisue Dueñas  
**JURADO**

---

Mg. Ing. Jorge Luis Canta Honores  
**JURADO**

## DEDICATORIA

A mis padres Luis y Julia por haberme brindado la oportunidad de acceder a una educación de calidad. A mis tíos y primos por haberme brindado su apoyo incondicional desde muy temprana edad. A mis abuelos por haberme proporcionado consejos de vida fruto de su experiencia.

## AGRADECIMIENTO

En primer lugar quiero agradecer a mis padres, Luis Carlos y Julia Rosa, que por su apoyo incondicional en todo momento me motivaron a elaborar esta tesis. Ellos son quienes me inculcaron los valores y la fuerza y determinación para lograr los objetivos que me propongo.

A mi hermano Diego, por su constante apoyo durante el desarrollo de esta tesis.

Al Dr. Omart Demetrio Tello Malpartida, quien debido a su capacidad didáctica pudo inculcar en mí el interés por la rama estructural de la carrera, además de compartir sus conocimientos, por su paciencia y dedicación a lo largo de esta investigación.

A mi novia Sadith, quien con su apoyo incondicional durante los buenos y malos momentos me ha motivado y dado fuente de esperanza para poder lograr seguir adelante.

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

### Contenido

<b><u>APROBACIÓN DE LA TESIS</u></b> .....	<b>ii</b>
<b><u>DEDICATORIA</u></b> .....	<b>iii</b>
<b><u>AGRADECIMIENTO</u></b> .....	<b>iv</b>
<b><u>ÍNDICE DE CONTENIDOS</u></b> .....	<b>v</b>
<b><u>ÍNDICE DE TABLAS</u></b> .....	<b>vii</b>
<b><u>ÍNDICE DE FIGURAS</u></b> .....	<b>ix</b>
<b><u>ÍNDICE DE ECUACIONES</u></b> .....	<b>ixi</b>
<b><u>RESUMEN</u></b> .....	<b>xi</b>
<b><u>ABSTRACT</u></b> .....	<b>xiii</b>
<b>CAPÍTULO 1.INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>14</b>
1.1. Realidad problemática.....	14
1.2. Formulación del problema .....	22
1.3. Justificación.....	23
1.4. Limitaciones .....	24
1.5. Objetivos .....	26
1.5.1. <i>Objetivo general</i> .....	26
1.5.2. <i>Objetivos específicos</i> .....	26
<b>CAPÍTULO 2.MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>27</b>
2.1. Antecedentes .....	27
2.2. Bases teóricas .....	45
2.2.1. <i>Reseña histórica sobre la normativa sismo-resistente en el Perú.</i> .....	45
2.2.2. <i>Parámetros de diseño sismo-resistente de la norma E.030-2006 y E.030-2018.</i> .....	63
2.2.3. <i>Criterios de modelamiento estructural.</i> .....	80
2.2.4. <i>Análisis estructural.</i> .....	85
2.2.5. <i>Respuesta estructural.</i> .....	97
2.3. Hipótesis.....	101
2.3.1. <i>Hipótesis General:</i> .....	101
2.3.2. <i>Hipótesis Específicas:</i> .....	101

<b>CAPÍTULO 3.METODOLOGÍA .....</b>	<b>102</b>
3.1. Operacionalización de variables.....	102
3.2. Diseño de investigación .....	102
3.3. Unidad de estudio.....	103
3.4. Población.....	103
3.5. Muestra (muestreo o selección).....	104
3.6. Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos .....	104
3.7. Métodos, instrumentos y procedimientos de análisis de datos.....	104
3.8. Descripción del Procedimiento. ....	105
3.9. Desarrollo del Procedimiento.....	107
3.9.1. <i>Metrado de Cargas.</i> .....	107
3.9.2. <i>Modelamiento Estructural.</i> .....	109
3.9.3. <i>Asignación de cargas de gravedad.</i> .....	117
3.9.4. <i>Asignación de cargas laterales estáticas.</i> .....	124
3.9.5. <i>Verificación de los sistemas estructurales.</i> .....	127
3.9.6. <i>Verificación de la irregularidad:</i> .....	132
3.9.7. <i>Verificación de los desplazamientos máximos.</i> .....	143
3.9.8. <i>Definición de Espectros para el Análisis Dinámico</i> .....	146
3.9.9. <i>Verificación de la Fuerza Cortante Basal mínima.</i> .....	154
3.9.10. <i>Asignación de combinaciones de carga.</i> .....	155
3.9.11. <i>Reacciones del suelo de fundación sobre la estructura.</i> .....	155
3.9.12. <i>Fuerzas internas en la estructura.</i> .....	156
<b>CAPÍTULO 4.RESULTADOS.....</b>	<b>159</b>
4.1. Derivas. ....	159
4.2. Distorsiones .....	162
4.3. Cortante Basal. ....	166
4.4. Reacciones.....	170
4.5. Fuerzas Internas en Muros de Albañilería.....	172
4.6. Fuerzas Internas en Columna crítica. ....	176
<b>CAPÍTULO 5.DISCUSIÓN .....</b>	<b>181</b>
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>183</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>185</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>187</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>191</b>

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Factor “U” del RNC 1970. ....	49
Tabla 2. Factor "K" del RNC 1970.....	50
Tabla 3. Periodo Fundamental de la edificación según RNC 1970.....	50
Tabla 4. Factor “Z” de la norma E.030-1977. ....	52
Tabla 5. Factor "U" según la norma E.030-1977. ....	53
Tabla 6. Factor "S" según la norma E.030-1977. ....	53
Tabla 7. Factor " Rd” según la norma E.030-1977.....	54
Tabla 8. Periodo Fundamental de la estructura según norma E.030-1977.....	55
Tabla 9. Factor "Z" de la norma E.030-1997. ....	58
Tabla 10. Factor "U" según la norma E.030-1997. ....	59
Tabla 11. Factor "S" según la norma E.030-1997. ....	59
Tabla 12. Factor "R" según la norma E.030-1997.....	60
Tabla 13. Factor CT de la norma E.030-1997. ....	60
Tabla 14. Distorsión de entrepiso máxima permitida de la Norma E.030-1997. ....	61
Tabla 15. Factor "Z" de la norma E.030-2006. ....	64
Tabla 16. Factor "Z" de la norma E.030-2018. ....	65
Tabla 17. Factor "U" según la norma E.030-2006. ....	67
Tabla 18. Factor "U" según la norma E.030-2018. ....	68
Tabla 19. Espesor de estrato mínimo para perfil S3 según norma E.030-2006. ....	70
Tabla 20. Factor "S" de la norma E.030-2006.....	71
Tabla 21. Condiciones para clasificación de perfiles de la norma E.030-2018.....	72
Tabla 22. Factor "S" de la norma E.030-2018.....	72
Tabla 23. Factores Tp y TL de la norma E.030-2018. ....	73
Tabla 24. Factor "R <sub>o</sub> " de la norma E.030-2018. ....	73
Tabla 25. Irregularidades en altura según la norma E.030-2006.....	74
Tabla 26. Irregularidades en planta según la norma E.030-2006. ....	75
Tabla 27. Irregularidades en altura según la norma E.030-2018.....	76
Tabla 28. Irregularidades en planta según la norma E.030-2018.....	77
Tabla 29. Restricciones de irregularidad de la norma E.030-2018. ....	78
Tabla 30. Factor "R" según la norma E.030-2006.....	78
Tabla 31. Factor "C" según la norma E.030-2018.....	80
Tabla 32. Cargas vivas mínimas según norma E.020-2006. ....	88
Tabla 33. Distorsión de entrepiso máxima para las normas E.030-2006 y E.030-2018. ....	99
Tabla 34. Operacionalización de Variable Independiente.....	102
Tabla 35. Operacionalización de variable dependiente.....	102
Tabla 36. Esquema de la investigación. ....	103
Tabla 37. Metrado de cargas manual.....	108
Tabla 38. Caso 1 Análisis Estático en X empleando E.030-2006.....	125
Tabla 39. Caso 1 Análisis Estático en Y empleando E.030-2006.....	125
Tabla 40. Caso 1 Análisis Estático en X empleando E.030-2018.....	126
Tabla 41. Caso 1 Análisis Estático en Y empleando E.030-2018.....	126
Tabla 42. Área resistente al corte del 1er nivel. ....	132
Tabla 43. Área resistente al corte en el 2do nivel.....	133
Tabla 44. Peso dinámico de la edificación por niveles.....	134

Tabla 45. Dimensiones en planta de elementos resistentes al corte. ....	135
Tabla 46. Distorsión Inelástica para verificación de irregularidad.....	136
Tabla 47. Desplazamiento relativo en eje X.....	139
Tabla 48. Desplazamiento relativo en eje Y.....	139
Tabla 49. Rigidez de entrepiso. ....	140
Tabla 50. Resumen de condiciones de irregularidad.....	143
Tabla 51. Derivas máximas de la estructura en Eje X.....	159
Tabla 52. Prueba de normalidad para las derivas máximas en Eje X.....	159
Tabla 53. Prueba T de Student para las derivas en eje X. ....	160
Tabla 54. Derivas máximas de la estructura en Eje Y.....	161
Tabla 55. Prueba de normalidad para las derivas máximas en Eje Y.....	161
Tabla 56. Prueba T de Student para las derivas en Eje Y.....	162
Tabla 57. Distorsiones máximas de la estructura en Eje X. ....	162
Tabla 58. Prueba de normalidad para las distorsiones máximas en Eje X. ....	163
Tabla 59. Prueba T de Student para las distorsiones en Eje X. ....	164
Tabla 60. Distorsiones máximas de la estructura en Eje Y. ....	164
Tabla 61. Prueba de normalidad para las distorsiones máximas en Eje Y. ....	165
Tabla 62. Prueba T de Student para las distorsiones en Eje Y. ....	166
Tabla 63. Cortante Basal en eje X. ....	167
Tabla 64. Prueba de normalidad para el cortante basal en Eje X. ....	167
Tabla 65. Prueba T de Student para el cortante en el eje X.....	168
Tabla 66. Cortante Basal en eje Y. ....	168
Tabla 67. Prueba de normalidad para el cortante basal en Eje Y. ....	169
Tabla 68. Prueba T de Student para el cortante en el eje Y.....	170
Tabla 69. Reacciones sobre la estructura.....	170
Tabla 70. Prueba de normalidad para las reacciones sobre la estructura. ....	171
Tabla 71. Prueba T de Student para las reacciones sobre la estructura. ....	172
Tabla 72. Fuerza cortante en Muros. ....	172
Tabla 73. Prueba de normalidad para la fuerza cortante en muros.....	173
Tabla 74. Prueba T de Student para la fuerza cortante en muros. ....	174
Tabla 75. Momento flector en muros. ....	174
Tabla 76. Prueba de normalidad para el momento flector en muros. ....	175
Tabla 77. Prueba T de Student para el momento flector en muros. ....	176
Tabla 78. Fuerza cortante en columna crítica.....	176
Tabla 79. Prueba de normalidad para la fuerza cortante en columna crítica.....	177
Tabla 80. Distribución normal de la fuerza cortante en columna crítica.....	177
Tabla 81. Prueba T de Student para la fuerza cortante en columna crítica. ....	178
Tabla 82. Momentos flectores en columna crítica.....	178
Tabla 83. Prueba de normalidad para momentos flectores en columna crítica. ....	179
Tabla 84. Distribución normal de los momentos flectores en columna crítica. ....	179
Tabla 85. Prueba T de Student para los momentos flectores en columna crítica. ....	180



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Curva de fragilidad en relación al PGA.....	17
Figura 2. Estatus del programa de rehabilitación estructural de edificaciones educativas.....	17
Figura 3. Índices BCPI de edificaciones educativas existentes.....	18
Figura 4. Situación de locales educativos a nivel nacional.....	19
Figura 5. Disposición del cinturón de fuego del Pacífico.....	46
Figura 6. Sección transversal de las placas de Nazca y Sudamericana.....	46
Figura 7. Mapa de Regionalización Sísmica del RNC 1970.....	49
Figura 8. Zonas Sísmicas de la norma E.030-1977.....	52
Figura 9. Vista de módulo 780 pre 1997.....	56
Figura 10. Efecto de columna corta.....	56
Figura 11. Zonas sísmicas de la norma E.030-1997.....	57
Figura 12. Mapa de Sismicidad Regional.....	58
Figura 13. Zonificación Sísmica según la norma E.030-2006.....	64
Figura 14. Zonificación Sísmica según la norma E.030-2018.....	65
Figura 15. Idealización correspondiente a un pórtico de dos niveles.....	81
Figura 16. Distribución de la cimentación del módulo 780 reforzado.....	83
Figura 17. Cuadro de columnas del módulo 780 reforzado.....	83
Figura 18. Disposición del aligerado del primer nivel del módulo 780 reforzado.....	84
Figura 19. Disposición del aligerado del segundo nivel del módulo 780 reforzado.....	84
Figura 20. Disposición de las vigas principales del 1er nivel del módulo 780 reforzado.....	85
Figura 21. Disposición de las vigas principales del 2do nivel del módulo 780 reforzado.....	85
Figura 22. Procedimiento para el desarrollo de la investigación.....	106
Figura 23. Definición de grillas del modelo estructural.....	109
Figura 24. Definición de planos de referencia del modelo estructural.....	110
Figura 25. Definición de la altura de los niveles del modelo estructural.....	110
Figura 26. Definición del material de la albañilería.....	111
Figura 27. Definición del $f_m$ de la albañilería.....	111
Figura 28. Definición del material del concreto armado.....	112
Figura 29. Definición del $f_c$ del concreto armado.....	112
Figura 30. Definición de la sección de C1.....	113
Figura 31. Definición de la sección de V101.....	113
Figura 32. Definición de la sección de albañilería confinada.....	114
Figura 33. Definición de la losa aligerada.....	115
Figura 34. Vista en planta del modelo estructural.....	116
Figura 35. Asignación de empotramiento en la base.....	116
Figura 36. Vista tridimensional del modelo estructural.....	117
Figura 37. Asignación de cargas muertas.....	118
Figura 38. Asignación de carga de tabiquería.....	118
Figura 39. Asignación de cargas vivas.....	119
Figura 40. Cargas vivas en aulas.....	120
Figura 41. Carga viva en techo inclinado.....	121
Figura 42. Definición del origen de masas.....	122
Figura 43. Peso de la estructura según Etabs.....	122
Figura 44. Peso total de la estructura.....	123
Figura 45. Asignación de diafragma rígido en 1er nivel.....	124
Figura 46. Asignación de diafragma rígido en 2do nivel.....	124
Figura 47. Definición de carga de sismo estática.....	127
Figura 48. Verificación de corte basal total en el eje X.....	128
Figura 49. Verificación del corte basal tomado por las columnas en el eje X.....	129
Figura 50. Verificación del corte basal total en el eje Y.....	130
Figura 51. Verificación del corte basal tomado por los muros en el eje Y.....	131
Figura 52. Elementos resistentes al corte en planta típica.....	132
Figura 53. Esquema de irregularidad de masa.....	134

Figura 54. Dimensiones de planta típica. ....	134
Figura 55. Continuidad de sistemas resistentes. ....	135
Figura 56. Irregularidad torsional. ....	136
Figura 57. Drift Elástico para verificación de irregularidad. ....	136
Figura 58. Irregularidad de esquinas entrantes. ....	137
Figura 59. Discontinuidad del diafragma. ....	138
Figura 60. Fuerza cortante basal del Caso 01 – 2006 Análisis Estático. ....	139
Figura 61. Desplazamientos del centro de masa del Caso 01 - 2006 Análisis Estático. ....	139
Figura 62. Máximos desplazamientos laterales elásticos en eje X. ....	144
Figura 63. Máximos desplazamientos laterales elásticos en eje Y. ....	144
Figura 64. Derivas inelásticas máximas en eje X. ....	145
Figura 65. Derivas inelásticas máximas en eje Y. ....	145
Figura 66. Distorsión inelástica máxima en eje X. ....	145
Figura 67. Distorsión inelástica máxima en eje Y. ....	146
Figura 68. Elaboración del espectro de Pseudo aceleraciones para el eje X. ....	147
Figura 69. Elaboración del espectro de Pseudo aceleraciones para el eje Y. ....	148
Figura 70. Elaboración del espectro de Pseudo aceleraciones para el eje X. ....	149
Figura 71. Elaboración del espectro de Pseudo aceleraciones para el eje Y. ....	150
Figura 72. Definición del espectro de respuesta para el Análisis Dinámico X. ....	151
Figura 73. Definición del Sismo Dinámico para el Análisis Dinámico X. ....	152
Figura 74. Sismos Dinámicos creados para los 24 casos. ....	152
Figura 75. Periodo fundamental de vibración de la estructura. ....	153
Figura 76. Modos de vibración de la estructura. ....	154
Figura 77. Fuerza cortante basal mínima. ....	154
Figura 78. Combinaciones de carga. ....	155
Figura 79. Reacciones sobre la estructura. ....	155
Figura 80. Vista en planta de columna crítica. ....	156
Figura 81. Vista en perspectiva de columna crítica. ....	156
Figura 82. Información del modelo de la columna crítica. ....	157
Figura 83. Fuerzas cortantes y Momentos flectores de columna crítica. ....	157
Figura 84. Etiquetas de cada muro de albañilería confinada. ....	158
Figura 85. Fuerzas cortantes y momentos flectores en muros. ....	158
Figura 86. Distribución normal de las derivas en X. ....	160
Figura 87. Distribución normal de las derivas en Y. ....	161
Figura 88. Distribución normal de las distorsiones en X. ....	163
Figura 89. Distribución normal de las distorsiones en Y. ....	165
Figura 90. Distribución normal del cortante basal en eje X. ....	167
Figura 91. Distribución normal del cortante basal en eje Y. ....	169
Figura 92. Distribución normal de las reacciones sobre la estructura. ....	171
Figura 93. Distribución normal de la fuerza cortante en muros. ....	173
Figura 94. Distribución normal del momento flector en muros. ....	175

## ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Corte Basal del RNC 1970. ....	48
Ecuación 2. Factor "C" según RNC 1970.....	50
Ecuación 3. Cortante Basal según la norma E.030-1977 .....	51
Ecuación 4. Factor "C" según la norma E.030-1977.....	53
Ecuación 5. Corte Basal de la norma E.030-1997.....	59
Ecuación 6. Valor mínimo del cociente C/R para la norma E.030-1997. ....	59
Ecuación 7. Periodo Fundamental de la estructura según la norma E.030-1997. ....	60
Ecuación 8. Factor "C" de la norma E.030-1997. ....	60
Ecuación 9. Factor "R" según la norma E.030-2018.....	79
Ecuación 10. Factor "C" según la norma E.030-2006.....	79
Ecuación 11. Corte Basal según normas E.030-2006 y E.030-2018.....	90
Ecuación 12. Valor mínimo del cociente C/R para la norma E.030-2006. ....	90
Ecuación 13. Valor mínimo del cociente C/R para la norma E.030-2018. ....	91
Ecuación 14. Fuerza concentrada en altura según norma E.030-2006.....	91
Ecuación 15. Distribución de fuerza sísmica en altura según norma E.030-2006. ....	91
Ecuación 16. Distribución de la fuerza sísmica en altura según norma E.030-2018. ....	91
Ecuación 17. Factor de distrib. de fuerza sísmica en altura según norma E.030-2018. ....	92
Ecuación 18. Exponente de altura de la edificación (1) según norma E.030-2018.....	92
Ecuación 19. Exponente de altura de la edificación (2) según norma E.030-2018.....	92
Ecuación 20. Periodo fundamental según normas E.030-2006 y E.030-2018. ....	93
Ecuación 21. Momento torsor accidental. ....	94
Ecuación 22. Espectro de pseudo aceleración de las normas E.030-2006 y E.030-2018. ..	96

## RESUMEN

La situación sísmica en nuestro país es considerada como un peligro latente debido al preocupante silencio sísmico que existe en algunas zonas del territorio peruano, a la par de su ubicación en las cercanías de zonas de subducción importantes. En el Capítulo 1 de este trabajo de investigación se muestran la introducción y los objetivos que se centran en determinar la influencia de los parámetros de diseño sismo-resistente indicados por la norma E.030-2018 sobre la respuesta estructural de edificaciones educativas diseñadas y construidas empleando la norma E.030-2006, y que además posean la estructuración del módulo sistémico 780 reforzado. En el Capítulo 2 se muestran los antecedentes, el marco teórico y la hipótesis. En el Capítulo 3 se desarrolla el procedimiento de análisis en donde se identificó casos de estudio elaborando escenarios de combinaciones entre los parámetros de diseño sismo-resistente y se sometieron a un análisis estructural estático y dinámico. Luego se verificó los efectos de los cambios de dichos parámetros sobre la respuesta estructural de la edificación en estudio. En el Capítulo 4 se muestran los resultados de acuerdo a cada indicador elegido. El Capítulo 5 corresponde a la discusión de los resultados con los antecedentes. Se concluyó entonces que en el caso de estudio la respuesta estructural analítica sufrió incrementos significativos en sus valores.

Palabras clave: Normas sísmicas, módulo 780 reforzado, respuesta estructural.

## ABSTRACT

The seismic situation in our country is considered a latent danger due to the worrying seismic silence that exists in some areas of the Peruvian territory, along with its location in the vicinity of important subduction zones. Chapter 1 of this research paper shows the introduction and the objectives that are focused on determining the influence of seismic-resistant design parameters indicated by the E.030-2018 standard on the structural response of educational buildings designed and constructed using the norm E.030-2006, and that also possess the structuring of the systemic module 780 reinforced. In Chapter 3, the analysis procedure is developed in which case studies were identified, elaborating scenarios of combinations between seismo-resistant design parameters and subjected to a static and dynamic structural analysis. Then the effects of the changes of these parameters on the structural response of the reinforced modules 780 were verified. Chapter 4 shows the results according to each indicator chosen. Chapter 5 corresponds to the discussion of the results with the background. It was then concluded that in the case of study the analytical structural response suffered significant increases in its values.

Keywords: Seismic standards, reinforced module 780, structural response.

## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. Realidad problemática

En el año 2004, Andrade afirmó que los fuertes eventos sísmicos ocurridos en las diversas zonas sísmicas de nuestro planeta, han puesto en evidencia la relación existente entre la deformación lateral y los niveles de deterioro en la estructura observado en numerosas edificaciones. Este hecho ha ocasionado que las metodologías para la obtención de los máximos valores de la deformación lateral relativa de entrepiso hayan entrado en un constante proceso de revisión en las normativas de diseño sismo-resistente de varios países. Nuestro país no es ajeno a ello debido a que se han dado, desde años recientes, esfuerzos por parte de las instituciones pertinentes teniendo el propósito de mantener actualizado nuestro marco normativo en lo que respecta a diseño sismo-resistente, considerando además la peculiar condición en la que nos encontramos. En efecto, Bolaños y Monroy (2004) manifiestan que el Perú está ubicado en una de las regiones de mayor sismicidad a nivel global, ubicándose en una zona muy famosa por presentar unas de las mayores tasas de ocurrencia de movimientos sísmicos de importante magnitud a nivel global. Esta zona es el denominado Cinturón de fuego del pacífico y más precisamente el Perú se encuentra ubicado frente a la conjunción de dos placas tectónicas en donde el fenómeno de subducción entre ellas frecuentemente origina la mayor parte de los movimientos sísmicos que la población puede percibir. Estas condiciones de peligro constante ocasionan que las normas sísmicas peruanas tengan un carácter más conservador que las normativas de otras regiones en donde la

ocurrencia de eventos sísmicos no es tan frecuente ni tan intensa como en el Perú.  
(Andrade, 2004)

Según Blanco (2010), estas normas sismo-resistentes clasifican a las edificaciones según la ubicación de su emplazamiento, a la clase de estrato sobre la cual están cimentadas, y al uso que se le dará a la estructura. Esto último es de especial importancia ya que, dentro de las normativas, existen estructuras catalogadas como edificaciones esenciales lo que implica que las funciones que éstas desempeñan no deberían detenerse luego de ocurrir un evento sísmico, y que además pueda servir para dar refugio o albergue a las personas que resulten desplazadas por el sismo debido a los daños resultantes a sus viviendas. Debido a lo anteriormente expuesto, resulta imprescindible entonces contar con la seguridad de que las estructuras que están catalogadas como “esenciales” se encuentren capacitadas para afrontar los eventos sísmicos de manera adecuada.

Por otra parte, según Blanco (2010), es común que las normativas sísmicas sean actualizadas cada cierto tiempo, periodo que es generalmente marcado por la aparición de algún movimiento sísmico de características importantes. Justamente ese es el caso de la norma peruana, que en el año 1997 fue actualizada luego del evento sísmico de Nazca que en el año 1996 dejó en evidencia que los desplazamientos que experimentaron los colegios construidos un par de años atrás fueron, en la realidad, mucho mayores a los que resultaban, sobre el papel, de aplicar lo que indicaba la norma vigente sobre diseño sismo-resistente del 1977. Debido a ello es que en ese año se modificó la norma, haciéndola más acorde a la realidad. Luego en el año 2001 ocurrió el sismo de Atico (Arequipa, Moquegua y Tacna) en donde, de acuerdo a lo afirmado por Blanco (2010) se puso en evidencia que la

norma de 1997 era adecuada en cuanto a desplazamientos laterales, pero aun así se decidió “calibrar” aún más la normativa considerando un sismo amplificado por cargas últimas por lo que se realizaron ajustes menores a esa versión de la norma sismo-resistente, que fue presentada en 2003.

Una de las últimas modificaciones de la norma tuvo lugar en el año 2014 pero entró en vigencia en el 2016 debido a motivos burocráticos, y los cambios que destacan principalmente son una mayor rigurosidad de los factores de los parámetros de diseño, los controles de irregularidad estructural, y adicionar la obligatoriedad del empleo de dispositivos de disipación sísmica en edificaciones catalogadas según su nivel de importancia. Actualmente, la norma en vigencia es la E.030 del 22 de octubre del 2018, en donde se ha incluido algunas modificaciones en comparación con la normativa del año 2016 entre las que destacan, para la zonificación se ha incrementado el número de distritos que anteriormente no existían; para el uso se ha especificado con mayor precisión las clases de estructuras que deberán ser comprendidas en el grupo de edificaciones esenciales. Todas estas consideraciones dadas por la norma E.030-2018 buscan garantizar que las edificaciones que vayan a ser construidas de ahora en adelante sean seguras y que tengan un comportamiento adecuado. No obstante, para la situación de las edificaciones ya existentes, es decir, las que han sido concebidas y construidas bajo lineamientos de normas sismo-resistentes anteriores, no se exige aún ningún tipo de revisión o adecuación estructural para la edificación lo que significa que existe la probabilidad de que la seguridad real que brindan estas edificaciones sea mucho menor a la que supuestamente deberían poseer, esto último según las exigencias de la normativa en vigencia.



En el ámbito internacional, es conocido el caso países como Venezuela, en el cual, según López et al. (2008), desde el año 2008 se están tomando acciones para evaluar y reforzar a las estructuras del tipo esenciales, centrándose principalmente en las edificaciones educativas elaborando curvas de fragilidad para diversos estados de daño.

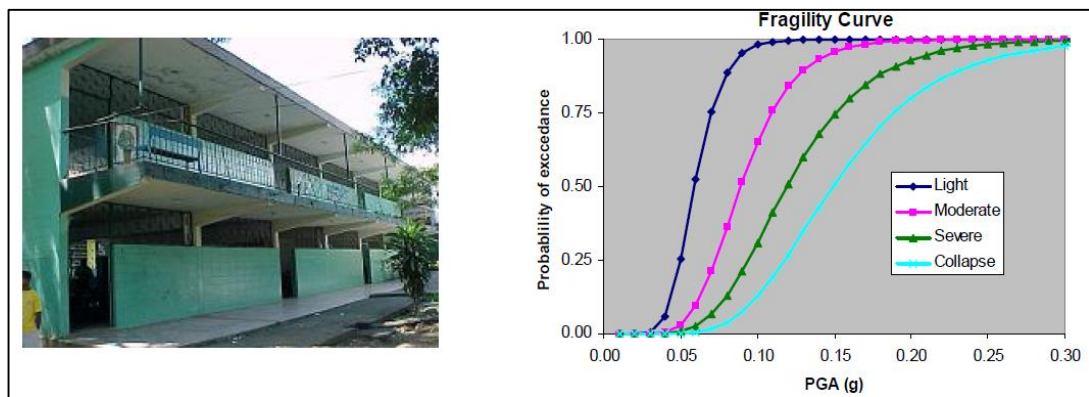


Figura 1. Curva de fragilidad en relación al PGA.  
 Fuente: López et al., 2008.

Nakano (2004) afirmó que en el caso de la rehabilitación sísmica de edificaciones educativas en Japón, los estudios realizados a un grupo muestral de todas las edificaciones educativas del país nipón arrojaron los siguientes resultados:

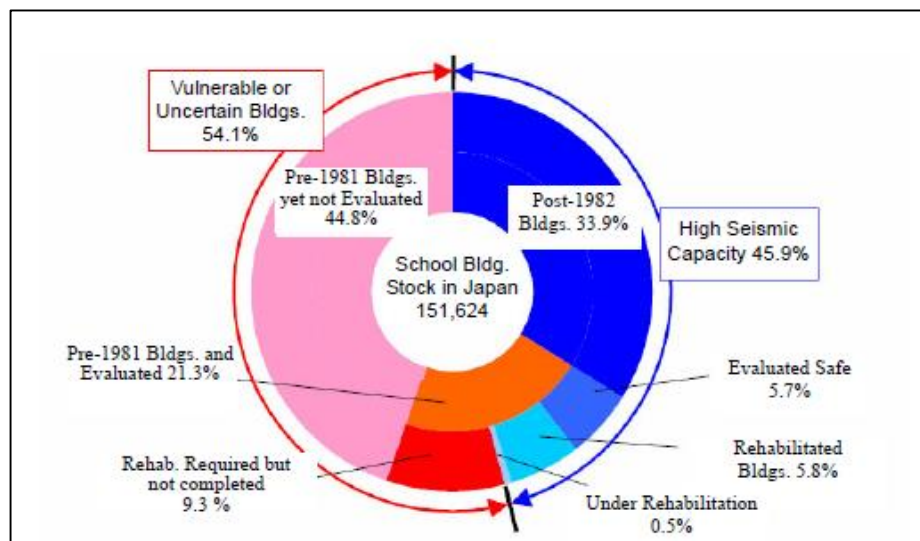


Figura 2. Estatus del programa de rehabilitación estructural de edificaciones educativas.  
 Fuente: Nakano, 2004.

Donde se puede evidenciar el alto nivel de vulnerabilidad de las estructuras construidas con códigos sismo-resistentes anteriores a los de la época de construcción de dichas edificaciones.

En el caso de Turquía, Yakut et al (2004) sostuvo que de las edificaciones estudiadas, se presató un alto porcentaje de estructuras que carecían de la resistencia adecuada de acuerdo a parámetros normativos vigentes. Este estudio evaluó la capacidad de resistencia al cortante de 70 edificaciones educativas de Turquía y se comparó un índice denominado BCPI que indica una razón del cortante resistente de la estructura, sobre el cortante mínimo que indica su normativa:

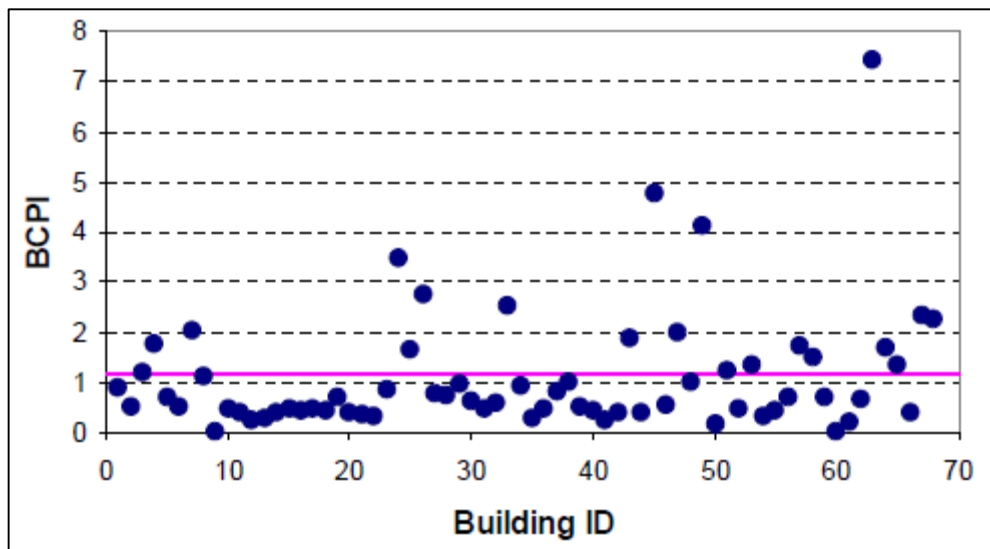


Figura 3. Índices BCPI de edificaciones educativas existentes.  
 Fuente: Yakut et al., 2004.

Donde se evidencia de manera visual, un alto porcentaje de estructuras que se encuentran por debajo de los límites aceptables según su normativa sismo-resistente en vigencia.

En el ámbito nacional, también se sabe que el escenario de un sismo de intensidad severa en el Perú tendría consecuencias muy devastadoras para la población. Por ejemplo, el último gran sismo que ocurrió en Lima, fue el del año 1746 (hace más de

270 años), y que investigaciones postulan que de liberarse esa energía sísmica acumulada, se podría generar un sismo de magnitud entre 8.5 y 8.8 Mw (magnitud momento). Además, según estudios elaborados para medir los daños potenciales de este movimiento sísmico en Lima, se sabe que según las proyecciones, las víctimas ascenderían a 189,116 fallecidos, 449,263 heridos de gravedad y 46,997 viviendas colapsadas. (INDECI, 2017)

Estos escenarios tienen un sustento lógico cuando nos percatamos que en nuestro medio abunda la autoconstrucción ya que, en general, la población prefiere no contratar los servicios de consultoría de profesionales especializados en temas de construcción, y producto de ello son las edificaciones que poseen configuraciones estructurales no compatibles con la filosofía de diseño que la normativa sismo-resistente indica. Adicionalmente a ello, el panorama en cientos de colegios públicos es también poco alentador. Examinando el panorama a nivel nacional se tiene que aproximadamente el 35% de la infraestructura educativa pública no cuenta con óptimas condiciones en lo que respecta a la integridad de sus estructuras.

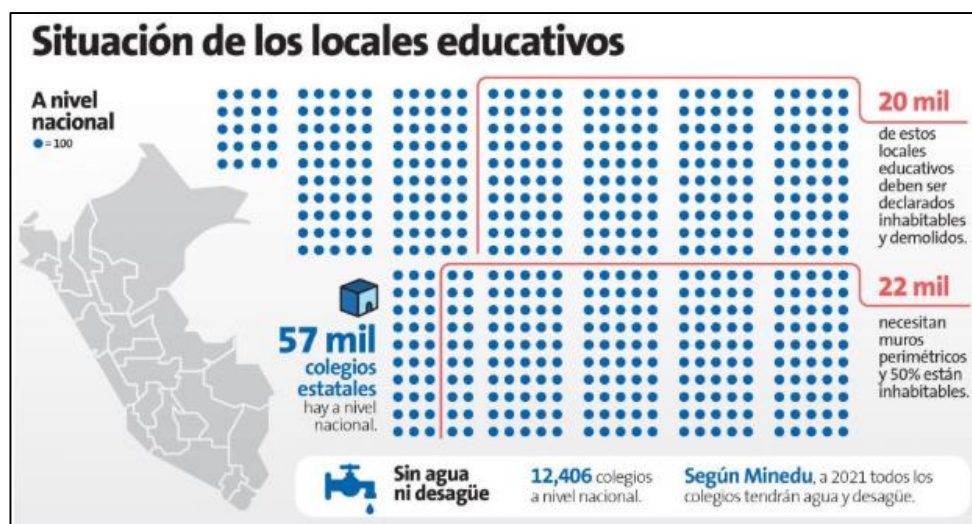


Figura 4. Situación de locales educativos a nivel nacional.

Fuente: Flores, O., Perú21, Edición Virtual 24/02/2018

Obtenido de: <https://peru21.pe/lima/situacion-colegios-lima-mitad-planteles-capital-tipo-dano-397093>

En el ámbito local, la provincia de Huancavelica pertenece actualmente a la zona sísmica 3 según el mapa de zonificación dado en la norma E.030-2018. En los últimos años esta localidad ha sufrido numerosos eventos sísmicos. En el año 2015, un sismo de 4.0 grados de magnitud registrado a las 9:46 horas dejó como consecuencia 10 edificaciones afectadas, 2 viviendas colapsadas y 5 familias damnificadas. Adicionalmente, el lunes 13 de mayo de 2019 ocurrió un movimiento telúrico que incluso pudo ser percibido en la capital del país. Este hecho activó las alarmas del INDECI, institución que inmediatamente comenzó a alertar a la población a que tomen las medidas de prevención de desastres. Este sismo dañó dos instituciones educativas y obligó a los alumnos a recibir clases en el patio del plantel. Los expertos que se encargaron de la evaluación de riesgos afirmaron que se constataron daños de consideración que podrían poner en riesgo la estructura.

Es así que se identifica como principales causas del problema a la limitada inversión que realiza el estado en el reacondicionamiento estructural de los colegios estatales, situación que coloca a las edificaciones en una condición de alto riesgo frente a algún evento sísmico. También se ha identificado que la no obligatoriedad de evaluaciones de edificaciones educativas existentes es un punto débil en la normativa peruana y que este hecho genera incertidumbre en el sentido en que nos e tiene la certeza de que las estructuras construidas anteriormente tengan un nivel de seguridad acorde a los parámetros actuales. Adicionalmente, se identificó que la precariedad de la infraestructura educativa estatal peruana es una de las razones principales de la condición de vulnerabilidad de dichas edificaciones lo cual podría generar que los

efectos destructivos de algún evento sísmico tengan consecuencias mucho mayores, derivando en cuantiosas pérdidas económicas y daños personales.

La problemática podría atenuarse parcial o totalmente generando programas nacionales de intervención en este tipo de edificaciones, quizá priorizando las más representativas como el módulo 780 ya que de esa forma se podría estandarizar las evaluaciones y así avanzar con mucha velocidad en un corto tiempo. También se pueden generar cambios normativos o incluso nuevas normativas que indiquen la obligatoriedad de revisión estructural en las edificaciones de categorías más importantes. Y evidentemente, se puede considerar como una alternativa de solución al problema el reforzamiento estructural de las edificaciones precarias que aún con las condiciones de inseguridad que brindan, siguen en funcionamiento albergando a la población estudiantil.

Debido a lo anteriormente indicado, se considera necesario identificar las diferencias existentes entre la respuesta estructural analítica del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta respecto a la obtenida empleando los parámetros de diseño sismo-resistente de la norma E.030-2018. A partir de los resultados obtenidos en el estudio se podría evaluar la implementación de alguna técnica de reforzamiento estructural que pudiera llevar a que la estructura cumpla los requerimientos mínimos establecidos en la norma vigente.

## 1.2. Formulación del problema

### GENERAL:

- ¿Qué diferencias existen entre la respuesta estructural analítica del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018?

### ESPECÍFICOS:

- ¿Qué diferencias existen entre los desplazamientos del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018?
- ¿Qué diferencias existen entre las fuerzas externas del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018?
- ¿Qué diferencias existen entre las fuerzas internas del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018?

### 1.3. Justificación

Si bien existen trabajos que evalúan la rigurosidad de normas de diseño sismo resistente comparando edificaciones educativas de módulo 780 existentes, hay cierta incongruencia entre los resultados alcanzados. Es debido a ello que se considera que existe la necesidad de aplicar la norma en vigencia y comparar los resultados mediante un análisis sísmico, todo ello para examinar las diferencias en la respuesta estructural analítica que tenga la edificación y posteriormente poder compararlos con los resultados de otras investigaciones.

De acuerdo a como se puede verificar en los antecedentes, a lo largo de todo el mundo se ha identificado casos en los que la actualización de una normativa de diseño sismo resistente ha conllevado a la afectación de las condiciones de seguridad de las edificaciones, y consecuentemente, a su reforzamiento estructural. Esto ocurrió debido a que generalmente en las actualizaciones de las normas se estila por tener parámetros más rigurosos que los anteriores y ello deriva en que la respuesta estructural de alguna edificación evaluada con normas modernas por lo general no cumpla con los requisitos mínimos establecidos en ellas. Es debido a esto que se considera necesario realizar esta evaluación en el caso de nuestro país.

El presente estudio sigue un procedimiento aplicando el método científico, estudiando situaciones que son posibles de estudiar por la ciencia, y por lo tanto se busca demostrar su validez y confiabilidad y se generará información que posteriormente podría ser utilizada en otros trabajos de investigación.

Esta investigación, además, será de utilidad para realizar futuras evaluaciones sísmicas debido a que mostrará la metodología y serie de pasos a llevar a cabo para realizar esa tarea, que podría no solo limitarse a infraestructuras del tipo educativas

sino que es potencialmente aplicable a cualquier tipo de edificación importante que se desee.

El presente estudio también podrá servir para esclarecer la situación de seguridad a la que están expuestos los usuarios de las edificaciones educativas que son objeto de este estudio y por lo tanto tendrá un impacto social sobre la población ya que al conocer si las edificaciones son seguras, se elimina la preocupación constante que sufre la población, y por otro lado, de llegar a concluir que las edificaciones son inseguras, se podrán tomar acciones para garantizar esta seguridad así como por ejemplo un reforzamiento estructural.

Ya que en esta tesis se realiza un estudio comparativo entre dos normas E.030 de distinto periodo, en esta investigación se aplicarán los conocimientos adquiridos en Metodología de la Investigación, Análisis Estructural, Diseño Sismo Resistente y también de la Estadística Inferencial, básicamente se podrá evidenciar los conocimientos adquiridos de la carrera de Ingeniería Civil y cómo aplicarlos adecuadamente a un trabajo de investigación.

#### **1.4. Limitaciones**

- Este trabajo de investigación se limita al estudio de un caso de módulo educativo sistémico típico. Este módulo sistémico es el pabellón de primaria de 3 aulas y 2 niveles del Módulo 780 Reforzado, que es la versión mejorada de los módulos educativos 780 que se construyeron en el Perú entre 1995 y 1997, los cuales comparten similar configuración estructural pero incorpora pequeños cambios que dependen de las condiciones geográficas y climáticas a donde están destinadas. Este módulo destinado a estudios escolares de nivel



primario y es el más común que se pueda encontrar en las diversas provincias del país. De acuerdo a la tesis de maestría de Astorga y Aguilar (2006), los módulos 780 reforzados que se analizan en la presente investigación son los que figuran en primer lugar de los tipos de edificios de material noble identificados como los más representativos a nivel nacional en base a la información recopilada por dichos autores. Es debido a ello que se considera que el estudio de este caso de módulo sistémico permite obtener resultados que son aplicables a lo largo de todo el territorio que comparta las mismas condiciones de diseño como la zona sísmica o el tipo de perfil de suelo.

- No se analizarán las consecuencias que podrían ocurrir debido a la aplicación de una componente sísmica vertical ya que de acuerdo a Vilera, Rivera & Lobo (2008) los desplazamientos laterales y las derivas de piso no se ven mayormente afectadas cuando se incluye esta componente del sismo y es debido a esa razón que no es considerado en el presente trabajo. Según lo afirmado por Cabrera Santacruz (2015), las componentes sísmicas verticales inciden solo en las fuerzas axiales de los elementos verticales y que probablemente podrían ser considerados para la etapa de diseño estructural, sin embargo ello escapa a los alcances de esta investigación. Adicionalmente, en la Revista de Ingeniería Sísmica de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica de México, Perea y Esteva (2005) concluyen que la acción de la carga gravitacional no presenta grandes diferencias con la carga resultante de la componente sísmica vertical. Esto refuerza la idea de prescindir del análisis de esta componente en este trabajo de investigación debido también a que escapa a los alcances de esta tesis.

## **1.5. Objetivos**

### **1.5.1. Objetivo general**

- Identificar las diferencias existentes entre la respuesta estructural analítica del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018.

### **1.5.2. Objetivos específicos**

- Identificar las diferencias existentes entre los desplazamientos del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018.
- Identificar las diferencias existentes entre las fuerzas externas del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018.
- Identificar las diferencias existentes entre las fuerzas internas del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018.

## CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

### 2.1. Antecedentes

- El artículo titulado: “Seismic Rehabilitation of school buildings in Japan” de Yoshiaki Nakano (2004), publicado en el Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, (Vol. 4, No. 3 pág. 218-229), muestra que el investigador realizó una descripción de un programa de reforzamiento y rehabilitación de infraestructura educativa implementado en Japón. Para llevar a cabo ese programa, se identificaron los años de construcción de las infraestructuras educativas presentes en la ciudad de Ota, localizada al sur de Tokyo. Luego se evaluó la respuesta estructural de las edificaciones empleando un coeficiente sísmico  $I_s$  (en su apéndice se muestra que está en función al coeficiente de corte basal, a la deriva de entrepiso y a la fuerza cortante basal). Después, como muestra de estudio de esta investigación se eligieron 143 edificaciones modulares representativas que fueron consideradas críticas debido a que sus valores de índice sísmico  $I_s$  eran demasiado elevados. Este reforzamiento se realizó empleando muros de concreto armado, arriostres de acero, enchaquetado de columnas, o alguna combinación entre ellos. Los resultados a los que se llegó muestran que la implementación del programa logró reducir en gran medida la respuesta estructural de las edificaciones en las que se pudo intervenir.

Esta investigación ayuda a reconocer el control de los desplazamientos laterales, la deriva de entrepiso y la fuerza cortante basal como indicadores

adecuados y válidos de la respuesta estructural de las edificaciones en relación a su comportamiento durante un evento sísmico.

- El artículo titulado: “A comparative seismic performance assessment and rehabilitation of existing school buildings” de Yakut, Tonguç y Gülkan (2008), publicado en el marco de la 14ta conferencia mundial en Ingeniería Sísmica celebrada en Beijing, China, muestra que los investigadores evaluaron el rendimiento sísmico de edificios escolares existentes de acuerdo a los requisitos de la normativa vigente (TEC, 2007) y luego recomendaron diseños de modificación apropiados para los casos en los que se encontró que no contaban con la capacidad adecuada. Para llevar la investigación, los autores recopilaron información estructural (planos y detalles) de un subconjunto de 68 edificios escolares existentes ubicados en Estambul, los cuales constituyeron la muestra de estudio de esta investigación, identificando las tipologías más representativas entre todos los estudiados. Luego se evaluó su comportamiento sísmico de acuerdo con los requisitos del código sismo resistente de Turquía, y adicionalmente también se realizaron análisis no lineales de las edificaciones. Se encontró que En base a los resultados obtenidos del análisis sísmico lineal y no lineal se propuso la rehabilitación de 46 edificios mediante la adición de muros de concreto armado, y revestimientos en las columnas para aumentar su capacidad de resistir las cargas sísmicas.

Esta investigación ayuda a reconocer la evaluación de la respuesta estructural de infraestructuras educativas existentes sometiéndolas al análisis sísmico de las normas en vigencia.

- El artículo titulado: “Dissipative Bracing-Based Seismic Retrofit of R/C School Buildings” de Stefano Sorace y Gloria Terenzi (2012), publicado en la revista *The Open Construction and Building Technology Journal* (2012, 6, 334-345), presenta la evaluación estructural de dos edificaciones escolares existentes y diseñadas con códigos anteriores y su posterior reforzamiento mediante el empleo de disipadores sísmicos. La muestra de estudio de esta investigación fue elegida debido a que son las edificaciones más representativas del medio italiano, que hayan sido construidas con normativas que ya no están en vigencia. A esas estructuras se las sometió a un análisis sísmico no lineal y se obtuvo resultados que indican que el diseño original tiene deficiencias en cuanto a derivas y desplazamientos. Luego se evaluó el comportamiento de las estructuras después de la adición del refuerzo consistente en disipadores viscosos y se demostró una mejoría notable de las capacidades de respuesta sísmica de ambas estructuras.

Esta investigación reafirma la elección de infraestructura educativa existente y de su evaluación en comparación con códigos sismo resistentes actualizados. Un aporte adicional de esta investigación es la elección de los indicadores (desplazamientos laterales, derivas de entrepiso y fuerza cortante basal) como mecanismo de medición de la respuesta estructural de las edificaciones.

- El artículo titulado: “Seismic performance evaluation of an existing school building in Turkey” de Hüseyin Bilgin (2015), publicado en la revista *Challenge Journal of Structural Mechanics* (4) (2015) 161-167, muestra que el autor tiene el objetivo de evaluar el rendimiento sísmico de un edificio

escolar típico de acuerdo a las reglas del Código de Terremotos de Turquía del 2007. La muestra elegida por el investigador para este estudio es una edificación educativa pública típica del medio la cual es una estructura de 4 niveles muy flexible con un sistema aporticado. Para llevar a cabo ello, el autor realiza el uso del análisis estático no lineal y se obtiene que los indicadores de la respuesta estructural no cumplen el nivel de rendimiento deseado ni con los criterios previstos en la norma TEC-2007 y por lo tanto el autor decidió modernizar el sistema estructural implementando muros de corte en las direcciones X e Y logrando llegar a valores que se encuentren dentro de los límites admisibles por la normativa vigente.

Esta investigación también presenta una metodología adicional que sea referencial para poder realizar un análisis adecuado, en el caso de edificios existentes construidos con normativas anteriores.

- El artículo titulado: “A Prioritization Scheme for Seismic Intervention in School Buildings in Italy” de Damian N. Grant, Julian J. Bommer, Rui Pinho, G. Michele Calvi, Agostino Goretti y Fabrizio Meroni (2007), publicado en la revista *Earthquake Spectra* (Volume 23, No. 2, pág. 291-314), muestra la elaboración de un esquema de priorización con fines de intervención estructural (modificación o demolición) para la totalidad de la infraestructura educativa de Italia que según los autores ronda los 60 000 edificaciones educativas. Por lo tanto, los autores elaboran un procedimiento que consiste en la evaluación de riesgos en múltiples niveles lo que permitiría filtrar poco a poco el número de edificaciones en función a la gravedad de las observaciones encontradas. Por lo tanto, en el caso de que una edificación

pase un primer filtro, el segundo filtro se vuelve más detallado y así sucesivamente. Se apoya en el déficit de PGA que es un indicador que relaciona el movimiento del terreno de diseño para el sitio de construcción y el nivel de resistencia sísmica que se requería en el momento del diseño de la estructura. Luego se realiza una evaluación de vulnerabilidad sísmica. Luego también se recurre al análisis de desplazamientos, mediante métodos convencionales de análisis sísmico. Finalmente, la última evaluación conduce a un índice de capacidad y a una calificación de riesgo que se utiliza dentro de un procedimiento claro para asignar prioridades a la intervención sísmica. Los autores indican que se está realizando un plan piloto aplicando esta metodología y que esperan que se pueda implementar con el tiempo en todo el territorio Italiano.

Esta investigación respalda la muestra de estudio que se emplea en esta tesis debido a que se busca la aplicación a nivel de una región y con la elección del Módulo Sistemico 780 elegido, el análisis realizado en la presente tesis podría ser aplicable a toda una localidad.

- El artículo titulado: “In- Site push over tests and seismic assessment on school buildings in Taiwan” de Yi-Hsuan Tu, Shyh-Jiann Hwang y Tsung-Chih Chiou (2006), publicado en el marco de la 4ta Conferencia de Ingeniería Sísmica llevado a cabo en Taipei, Taiwan, muestra una comparación entre los resultados analíticos y los resultados reales de una prueba sísmica a 4 estructuras educativas, una de ellas de dos niveles, con 3 aulas por piso. Se llevaron a cabo pruebas de empuje lateral real por medio de actuadores ubicados en los dos niveles. Los resultados mostraron que los reforzados por

medio de alas en las columnas mejoran eficientemente la resistencia lateral de los edificios escolares, sin embargo éstas son muy propensas a presentar fallas de corte frágil por lo que su mejora de ductilidad y de disipación de energía es limitada. En la comparación que los autores realizan entre las pruebas reales con las del modelo analítico se demuestra que los resultados si guardan relación en 3 de los casos. Sin embargo en el último modelo los resultados analíticos muestran valores inferiores que los que resistió la edificación en la prueba real. Los autores sostienen que ello se debió al aporte de la tabiquería en la resistencia lateral.

Esta investigación respalda la muestra de estudio que se emplea en esta tesis debido a que se analiza también una edificación típica de configuración de 2 niveles y de 3 aulas por nivel, muy similar a la que se ha empleado en este artículo.

- El artículo titulado: “Seismic vulnerability assessment of school buildings in Tehran city base don AHP and GIS” de M. Panahi, F. Rezaie y S. A. Meshkani (2014), publicado en la revista Natural Hazards and Earth System Sciences (No. 14, pág. 969-979), muestra una evaluación de vulnerabilidad sísmica de un grupo de 2125 edificaciones escolares en la ciudad de Teherán (Irán). Para llevar a cabo su objetivo, los investigadores establecen mapas que muestren la incidencia de indicadores como la licuefacción del suelo, materiales de construcción de las edificaciones, la edad de las estructuras, los coeficientes de resonancia sísmica. Luego los investigadores aplicaron el método AHP (analytic hierarchy process) para evaluar la prioridad de cada criterio y finalmente las capas se superpusieron para la elaboración de un



mapa de vulnerabilidad sísmica de edificios escolares en la ciudad de Teherán. Los resultados indicaron que solo el 3% de las edificaciones se encuentran en la máxima vulnerabilidad y recomiendan intervención inmediata en ellos.

Esta investigación respalda tanto la elección de la muestra para la presente tesis, como también los parámetros de la variable independiente elegidos como la aceleración pico del suelo (representado por el coeficiente  $Z$ ) y por las características geotécnicas del suelo de fundación (representado por el coeficiente  $S$ ).

- El artículo titulado: “Seismic Retrofitting and Health Monitoring of School Buildings of Cyprus” de C. Z. Chrysostomou, N. Kyriakides, A. J. Kappos, L. Kouris, E. Georgiou y M. Millis (2013), publicado en la revista *The Open Construction and Building Technology Journal* (No. 7, pág. 208-220), muestra la aplicación de un método innovador de recolección de información sísmica y monitoreo inalámbrico empleado en dos edificaciones educativas representativas del país de Chipre.

Los investigadores afirman que Chipre fue el pionero, a nivel internacional, de aplicar una adaptación sísmica en los edificios escolares, teniendo en cuenta la sensibilidad de la sociedad hacia estas estructuras que albergan a la futura generación de la sociedad. Los autores muestran una metodología de evaluación global, en donde se identifica la aceleración pico del suelo de acuerdo a zonas sísmicas. Luego se construye un espectro de pseudoaceleraciones de acuerdo al tipo de suelo y se realiza un análisis estático y dinámico empleando el espectro de respuesta de manera similar al

estándar internacional. Más adelante, los investigadores recopilaron información sobre la estructuración de las edificaciones educativas en donde el 68% corresponden a concreto armado, el 22% corresponde a sistemas duales y el 10% corresponde a albañilería. De la misma forma se clasificaron de acuerdo a su antigüedad. Después, como muestra de la investigación, los investigadores muestran dos edificios representativos de entre los recopilados y aplican un análisis sísmico para comparar la información recopilada empleando el sistema inalámbrico de recolección de datos, con los datos obtenidos del modelo analítico. Los resultados encontrados muestran una precisión adecuada en la recolección del periodo de vibración de las dos estructuras.

Esta investigación respalda la elección del sujeto de estudio, debido a que los edificios representativos descritos guardan similitud arquitectónica con los módulos sistémicos analizados en la presente tesis. Adicionalmente, los investigadores del artículo hacen hincapié en la importancia de las edificaciones educativas para la sociedad por lo que también reafirma la elección de este tipo de edificaciones.

- El artículo titulado: “Repair and seismic retrofitting of Hospital and School Buildings in Peru” de Alejandro Muñoz, Daniel Quiun y Marcos Tinman (2004), publicado en el marco de la 13th World Conference on Earthquake Engineering realizada en Vancouver, muestra la experiencia en el reforzamiento y rehabilitación de un colegio típico en Perú denominado Módulo 780 y del reforzamiento de un hospital representativo para la ciudad de Arequipa. Los autores muestran una metodología que fue seguida luego

del terremoto del 2001 en Atico, en donde básicamente se trataba de compilar la información de construcción disponible sobre las edificaciones. Luego se revisaban las condiciones del suelo. En ocasiones se tomaron muestras de especímenes de concreto para pruebas experimentales. Más adelante se definía el sistema de reforzamiento estructural que va a ser aplicado en el caso de estudio. Luego se realizaba un análisis estructural de la edificación reforzada para verificar su comportamiento y respuesta estructural. Finalmente se detallaba el tipo de sistema de reforzamiento estructural. Siguiendo esta metodología se realizaron propuestas de reforzamiento que principalmente constan de la incorporación de paños enteros de albañilería confinada, y de la adición de placas de concreto armado. Los autores concluyen que en el caso de la edificación hospitalaria, no se tuvo demasiado daño estructural, ya que hubo mayor daño en los elementos no estructurales. También concluyen que la estrategia general de reforzamiento es incrementar la resistencia total de la edificación reduciendo los desplazamientos laterales, y reduciendo la deriva de entrepiso con el objetivo de controlar la ductilidad de la estructura. La muestra de esta investigación la componen el módulo 780 debido a su condición de representatividad de la infraestructura educativa peruana, y una edificación hospitalaria debido a su condición de ser una edificación de suma importancia para la región de Arequipa.

Esta investigación apoya la elección de los indicadores del desplazamiento lateral y de la deriva de entrepiso como indicadores válidos de la respuesta estructural de las edificaciones.

- El artículo titulado: “Seismic Evaluation and Retrofit of School Buildings in Venezuela” de Oscar Lopez, Julio Hernández, Ángelo Marinilli, Ricardo Bonilla, Norberto Fernández, Jean Domínguez, Trino Baloa, Gustavo Coronel, Salvador Safina y Ramón Vielma (2008), publicado en el marco de la 14ta conferencia mundial en Ingeniería Sísmica celebrada en Beijing, China, muestra la descripción de un programa nacional destinado a evaluar y reducir el riesgo de las escuelas existentes en Venezuela. Los autores indican que los pasos para realizar la reducción del riesgo sísmico empiezan con el desarrollo de un catálogo nacional sobre una base SIG de las escuelas existentes en donde se incluye todo tipo de data de los proyectos como por ejemplo el tipo de sistema estructural, la fecha de construcción, la ubicación, el número de niveles o inclusive la capacidad de aforo. Luego se construyen mapas de riesgo en donde se estiman pérdidas que puedan ocurrir en eventos sísmicos futuros. Después viene la etapa de inspección de los edificios escolares que resulten estar ubicados en las zonas de mayor peligro, teniendo mayor énfasis en los más antiguos y empleando formularios de recopilación de datos diseñados especialmente para la evaluación de infraestructura educativa. Más adelante, viene la etapa de seleccionar los tipos estándar y aplicar pruebas dinámicas in situ realizando una evaluación estructural detallada. La siguiente etapa es la de elegir el sistema de reforzamiento estructural con el objetivo de proveer a la edificación de adecuada rigidez y ductilidad para soportar las cargas sísmicas. Después, se considera la implementación de acelerómetros en las edificaciones educativas de localidades específicas con el objetivo de tener un claro registro de eventos

sísmicos futuros. La muestra empleada para esta investigación la componen 1000 edificaciones educativas estatales que comparten similar o idéntica estructura de 4 edificaciones que ya colapsaron en el año 1997 por efectos del terremoto de Cariaco.

Esta investigación respalda la elección del tipo de estructura a analizar debido a que la cantidad de edificaciones educativas públicas en el Perú ronda los 114'352 (Sigmed, 2019) lo que indica la importancia que tienen este tipo de edificaciones en el panorama nacional y que eso también justifica la elección del módulo sistémico 780 como muestra.

- El artículo titulado: “Design Drift Limits for Performance-based Seismic Assessment and Retrofit Design of School Buildings in British Columbia, Canada” de A. Bebamzadeh, C. E. Ventura, B. H. Pandey, W. D. Lima Finn y G. Taylor (2012), publicado en el marco de la 15ta conferencia mundial en Ingeniería Sísmica celebrada en Lisboa, muestra una metodología que se viene empleando en Canadá para la evaluación y mitigación sísmica de sus edificios escolares. Para realizar a cabo ello, los investigadores consiguieron un grupo muestral de 27 tipos de estructuraciones más representativas de dichas edificaciones educativas. Luego, mediante un método probabilístico basado en el rendimiento se obtienen valores de deriva máxima con una probabilidad de ser excedida en 50 años, para cada una de las combinaciones de tipo de estructura, zona sísmica y tipo de suelo. Luego, los investigadores concluyen que su metodología basada en el rendimiento demuestra que una estructura posee un riesgo, que es una función de su resistencia y de su límite

de deriva, y que a su vez, este límite de deriva es dependiente de la altura de la edificación.

Esta investigación respalda la elección de la deriva de entrepiso como un indicador adecuado para medir la respuesta estructural de la edificación educativa que se analiza en la presente tesis.

- El artículo titulado: “An index-based method for evaluating seismic retrofitting techniques. Application to a reinforced concrete primary school in Huelva” de María-Victoria Requena-García-Cruz, Antonio Morales-Esteban, Percy Durand-Neyra, João M. C. Estêvão (2019), publicado por la Universidad Pablo de Olavide - España, muestra el desarrollo de un proyecto llamado PERSISTAH cuyo objetivo es evaluar y mejorar la vulnerabilidad sísmica de las escuelas primarias en Portugal y España. Para realizar ello, los investigadores analizaron un gran número de edificaciones escolares. Luego se eligió la escuela primaria más representativa para probar un método basado en índices para evaluar diferentes técnicas de reforzamiento sísmico considerando la eficiencia del método, el costo total de la implementación de la alternativa de reforzamiento, y el impacto arquitectónico que ocasionaría ejecutar una u otra alternativa. Luego, mediante un análisis estático no-lineal se ha descubierto que la sola adición de elementos de refuerzo en la dirección más vulnerable basta para llevar los valores de respuesta estructural a niveles adecuados. Los investigadores concluyen que la correcta ubicación de los elementos juega un papel importante en la optimización de un diseño estructural.

Esta investigación sirve como metodología de referencia para realizar el estudio desarrollado en la presente tesis, ya que se muestra la elección de una estructura representativa para analizar y poder llegar a generalizar los resultados a las estructuras que posean una configuración estructural similar a la estudiada.

- El artículo titulado: “Vulnerabilidad sísmica de la infraestructura escolar urbana en Giradot-Cundinamarca”, de Mendoza y Serna (2015), publicado en la Revista “Ingenierías” en Julio de 2015, realiza una evaluación de vulnerabilidad de un grupo muestral de 36 edificaciones educativas públicas de uno y dos niveles en donde empleando la metodología propuesta por Cardona y Hurtado y el Reglamento NSR-10. Para su análisis, se eligieron únicamente dos tipologías de las 36 en total, las cuales fueron escogidas debido a su antigüedad y cobertura estudiantil (por ser las más representativas) y se realizó una modelación numérica de las estructuras, logrando el cálculo de las solicitaciones sísmicas, los índices de sobreesfuerzo y la flexibilidad, estableciendo luego la estimación del nivel de vulnerabilidad de las estructuras. Los hallazgos de los autores indicaron que los niveles de vulnerabilidad de la edificación, en relación a su análisis cualitativo, es bajo. Sin embargo los autores indican que ello probablemente se debe al hecho de que la edificación posee una altura relativamente baja, lo que ocasiona que se le otorguen calificaciones de buen comportamiento. Adicionalmente, la modelación del espectro sísmico de diseño varió drásticamente pasándose de modelar el 40% de la aceleración de la gravedad

en la norma 84 hasta una aceleración del 87.5% de la gravedad en las edificaciones estudiadas por los autores con la NSR-10.

Esta investigación establece que la fuerza cortante basal es otro indicador adecuado e importante para considerar durante una evaluación del comportamiento estructural en edificaciones existentes.

- El artículo titulado: “Seismic performance of RC school buildings after 2011 Van earthquakes”, de Oyguc (2016), publicado en el boletín de ingeniería sísmica del año 2016, tiene como objetivo principal investigar el rendimiento sísmico de edificios escolares de concreto armado después de los terremotos en Van (23 de octubre del 2011 de 7.2 Mw con un saldo de 604 muertos). Para ello, el investigador estudió dos edificios escolares dañados ubicados en la región afectada por el terremoto. En primer lugar obtuvo las capacidades de los edificios elegidos mediante procedimientos no lineales y luego comparó los resultados mediante una verificación con un análisis dinámico del tipo tiempo historia. El investigador finalmente concluyó que los mecanismos de colapso verificados en sus observaciones de campo sí fueron observados en la verificación del análisis tiempo historia del modelo estructural.

Esta investigación motivó la elección del tipo de estructura a analizar ya que se observa la prioridad de la elección de estructuras educativas por sobre otras de distintos usos.

- El artículo titulado: “Evaluation of seismic performance of existing RC school buildings in Abha City, Saudi Arabia” de Sobaih e Ismaeil (2018), publicado en el marco de la 16ta Conferencia Europea en Ingeniería Sísmica



llevada a cabo en Tesalónica – Grecia, muestra que los investigadores realizan una evaluación del rendimiento sísmico de los edificios escolares construidos en la ciudad de Abha. Para llevar a cabo esa evaluación, identificaron un edificio de configuración estructural típica en la ciudad, luego emplearon el análisis y diseño sísmico indicado en el código de construcción saudí SBC301 con el objetivo de rediseñar los elementos estructurales del edificio. Los resultados a los que llegaron muestran que el diseño actual de los edificios escolares que poseen la configuración estructural analizada, en la ciudad de Abha, no es seguro para la sismicidad actual presente en dicha localidad. Los autores concluyen que para que la edificación pueda ser calificada como sismo resistente, se deberá aumentar el área de la sección de todas las columnas y al mismo tiempo incrementar a cantidad de refuerzo en el mayor número de ellas, esto se debe a que durante el diseño actual de algunos edificios en Abha no han considerado las solicitaciones originadas por los terremotos. Debido a ello concluyen también que los edificios escolares que presentan la estructuración analizada en esa ciudad no son seguros.

Esta investigación aportó para orientar a este trabajo de investigación a una evaluación de estructuras educativas que ya hayan sido construidas, ya que no siempre se puede tener la seguridad de que las edificaciones ya construidas vayan a comportarse adecuadamente ante los sismos.

- La tesis titulada: “Análisis sísmico usando SAP2000 para evaluar la efectividad del comportamiento sismorresistente de la infraestructura de la I.E. 82109, San Antonio Plan Tual – Centro Poblado – Huambocancha Alta,

Prov. De Cajamarca, Region Cajamarca.”, de Amoros (2015), publicada por la Universidad Cesar Vallejo, elabora una investigación que tiene como objetivo efectuar el análisis sísmico lineal basado en desempeño sísmico usando SAP 2000 v.15 para analizar la efectividad de la respuesta estructural de la edificación Educativa de la I.E 82109 San Antonio Plan Tual. Para llevar cabo ello, el investigador elaboró un modelo estructural con la información de la estructuración del proyecto. Luego procedió al análisis lineal (según la norma E.030-2014) y después realizó un análisis no lineal (según las normas FEMA 273 ATC-40 y comité VISION2000). En ambos casos de análisis el autor encontró que la edificación educativa que se analizó no cumplía con los parámetros máximos permisibles por las norma E.030. Su modelo estructural presentó derivas de hasta 2.6% en el eje X y de 2.0% en el eje Y. El investigador concluye que la estructura no cumple con los parámetros mínimos de la norma E.030 y propone reforzarla mediante el uso de muros de corte que serían ubicados en ambos ejes principales. La muestra empleada por el investigador fue elegida de manera intencionada y corresponde a un módulo 780 típico de la zona de estudio.

Esta investigación ayuda a definir la edificación educativa además de la clase de estructuración elegida para desarrollar el presente trabajo de investigación.

- La tesis titulada: “Análisis comparativo de tres tipos de refuerzo estructural para pabellones de aulas de locales escolares de dos pisos y tres aulas por piso.”, de Gameros (2015), publicada por la Pontificia Universidad Católica del Perú, realiza un comparativo sobre tres propuestas de reforzamiento estructural aplicado a una edificación conformada por el módulo 780

construido antes del año 1997 de 3 aulas y 2 niveles con el objetivo de encontrar el equilibrio entre funcionalidad y economía para las distintas alternativas. El investigador realizó un modelo de la estructura sin reforzamiento, luego realizó tres modelos estructurales contemplando en cada uno un tipo distinto de alternativa de refuerzo y los sometió al análisis empleando el proyecto de norma E.030-2014. Entre las opciones analizadas por el autor se incluyen dotar a las columnas del eje longitudinal con aletas de concreto armado, cerrar algunos vanos con albañilería confinada, y el empleo de arriostres de acero. Los resultados a los que llegó el investigador fueron que la estructura sin refuerzo presentaba una deriva de 2.56%, la estructura con refuerzo de aletas presentó una deriva de 0.8%, la estructura reforzada con muros presentó una deriva de 0.21% y la estructura reforzada mediante arriostres de acero presentó una deriva de 0.24%. Además el investigador pudo estimar que la propuesta de reforzamiento que emplea aletas de concreto tendría un coste de intervención de entre 20,000 y 25,000 soles y es aceptado por el autor ya que en esta alternativa no se presentan problemas de ventilación ni de iluminación. El refuerzo de cierre de paños presenta la ventaja de ser el más económico con un coste de intervención de 12,000 soles sin embargo esta opción sí presenta los inconvenientes de iluminación y ventilación además de que existe la probabilidad de que la cimentación existente sea insuficiente para soportar a los nuevos paños. Luego, la alternativa de arriostres de acero se comportó de manera satisfactoria a pesar de emplear perfiles pequeños pero el inconveniente radica en la necesidad de acceder a mano de obra especializada. En este caso la muestra de estudio fue

tomada de manera intencional, empleando las condiciones más desfavorables de combinación de suelo y zona sísmica para su análisis debido a que la configuración estructural es típica.

Esta investigación reafirma la importancia de la distorsión de entrepiso como un adecuado indicador de la respuesta de la edificación en estudio.

- La tesis titulada: “Análisis de la respuesta sísmica de 3 instituciones educativas diseñadas con la norma E.030-2006 en contraste con la norma E.030-2016”, de Ortiz (2017), publicada por la Universidad Cesar Vallejo, realiza un análisis de las Instituciones Educativas: Mercedes Indacochea - Barranco, Juan Guerrero Quimper - Villa María del Triunfo, Andrés de los Reyes - Huaral, diseñadas con la Norma técnica E.030 del 2006, en contraste con los requerimientos de la Norma técnica E.030 del 2016. El investigador recopiló información concerniente a las características del suelo de fundación y a las propiedades mecánicas del concreto. Luego, con dicha información procedió a realizar un modelamiento estructural empleando las indicaciones dadas por la norma E.030-2016. Una vez ingresados los valores de entrada, el investigador obtuvo el desplazamiento lateral y la distorsión de entrepiso para cada uno de los casos estudiados. Los resultados que el autor encontró indican que para el eje X en dos de los casos analizados las derivas cumplieron al ser sometidas al análisis con la norma E.030-2016, sin embargo en la institución Mercedes Indacochea esto no ocurrió así, por lo que el investigador elaboró una propuesta de reforzamiento estructural. Para el eje Y todos los casos cumplieron los requisitos satisfactoriamente. El autor concluye que ello se debió al incremento del parámetro asociado a la

zonificación sísmica propuesto en la norma E.030-2016, pero identifica también que el parámetro asociado al perfil de suelo presentó una disminución en relación a la normativa E.030-2006 y que ello es la causa de que el espectro de pseudo-aceleración de la norma E.030-2016 aumente en un 50% con respecto a la norma E.030-2006. En esta investigación, la muestra de estudio la conforman 3 instituciones educativas que fueron escogidas de manera no probabilística bajo el criterio de haber sido construida con la norma sísmica anterior a la vigente.

Esta investigación aporta a mostrar una metodología de análisis referencial, la cual puede ser adaptada a los propósitos de la presente tesis.

## **2.2. Bases teóricas**

### **2.2.1. Reseña histórica sobre la normativa sismo-resistente en el Perú.**

El Perú es un país costero ubicado en la zona occidental del continente sudamericano. Se encuentra en un sector contiguo al denominado cinturón de fuego del pacífico, el cual es muy conocido por su alta sismicidad siendo una importante fuente sismogénica en el mundo, todo esto debido a la velocidad de convergencia entre la placa de Nazca (Oceánica) y la de Sudamérica (Continental). (Tavera & Bernal, 2005)



Figura 5. Disposición del cinturón de fuego del Pacífico.  
Fuente: Daza, D., Perú21, Edición Virtual 21/09/2017  
Obtenido de: <https://peru21.pe/ciencia/cinturon-fuego-pacifico-produce-fuertes-terremotos-376813>

Debido a la continua fricción entre estas dos placas tectónicas que dan a causa de la dirección de sus desplazamientos, nuestro país ha sufrido sismos devastadores a lo largo de los siglos.

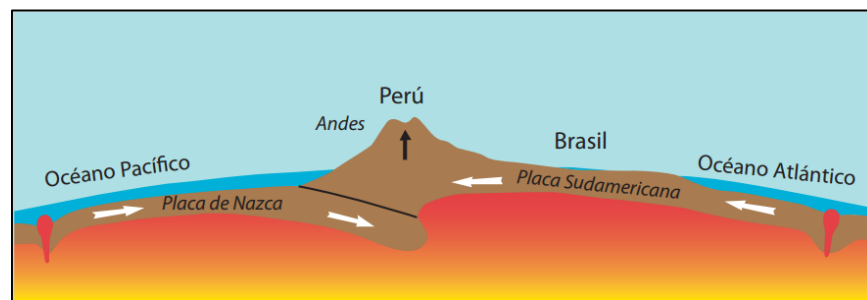


Figura 6. Sección transversal de las placas de Nazca y Sudamericana.  
Fuente: INDECI, 2009.

Es así que se tienen registros de que estos eventos sísmicos han ocurrido desde la época de la conquista, sin embargo debido a la situación propia del choque cultural y de las luchas internas entre los conquistadores españoles, no se tienen

registros precisos que permitan allegar mayor información que podría servir para construir un catálogo sísmico de la época. La información de la que se dispone es incompleta, y en otras situaciones se encuentra desperdigada en varios documentos u obras inéditas o poco conocidas. Según el historiador José Toribio Polo, se produjeron más de 2500 sismos en territorio peruano desde la conquista hasta finales del siglo XIX, cabe resaltar que por varias causas no se anotaron muchos sismos desde 1600 hasta 1700. Los daños materiales fueron de gran magnitud debido a que en esa época las construcciones tenían diseños que funcionaban en Europa, pero que eran inadecuadas para resistir las fuerzas sísmicas propias de nuestro suelo peruano. La ciudad de Lima había desarrollado un planeamiento urbano consistente en calles rectas, edificaciones hechas de ladrillo y adobe con balcones de madera y los templos religiosos y campanarios característicos de la ciudad. Todo ese logro arquitectónico alcanzado luego de dos siglos ininterrumpidos de crecimiento económico fue destruido por el terremoto de 1687 que dejó con un ánimo pesimista a los supervivientes de aquella catástrofe.

Por otra parte, ya en el siglo XX se tiene al sismo de mayo de 1970 de magnitud 7.9 Mw y el posterior aluvión en el Callejón de Huaylas que dejó 67 mil muertos, 20 mil desaparecidos y 150 mil heridos. (INDECI, 2006)

Más recientemente tenemos el sismo de Pisco en agosto del 2007 de consecuencias muy dolorosas para el país debido a que no fue el único desastre que venía ocurriendo a lo largo del año. También el país se encontraba sufriendo de manera paralela lluvias e inundaciones que hicieron estragos hasta

febrero de 2007. El desastre tuvo un saldo de 575 muertos, 1435 heridos, y 64 500 viviendas colapsadas. (INDECI, 2009)

Es así que en nuestro país, la historia de la normativa sismo-resistente comienza en el año 1970 con la publicación del Reglamento Nacional de construcciones. Este reglamento incluía en el capítulo IV un apartado dedicado a las exigencias para la “Seguridad contra el efecto destructivo de los sismos”. En el mencionado capítulo se especificaba que la fuerza sísmica lateral se podía obtener empleando la expresión:

*Ecuación 1. Corte Basal del RNC 1970.*

$$H = U \cdot K \cdot C \cdot P$$

*Fuente: Blanco, 2010.*

Siendo “H” el resultante valor de la fuerza cortante basal actuante en la edificación, “U” era el factor relacionado al uso y localización, “K” es el factor del tipo de estructuración predominante, “C” era el factor relacionado al tipo de cargas y “P” estaba referido al peso propio de la estructura.



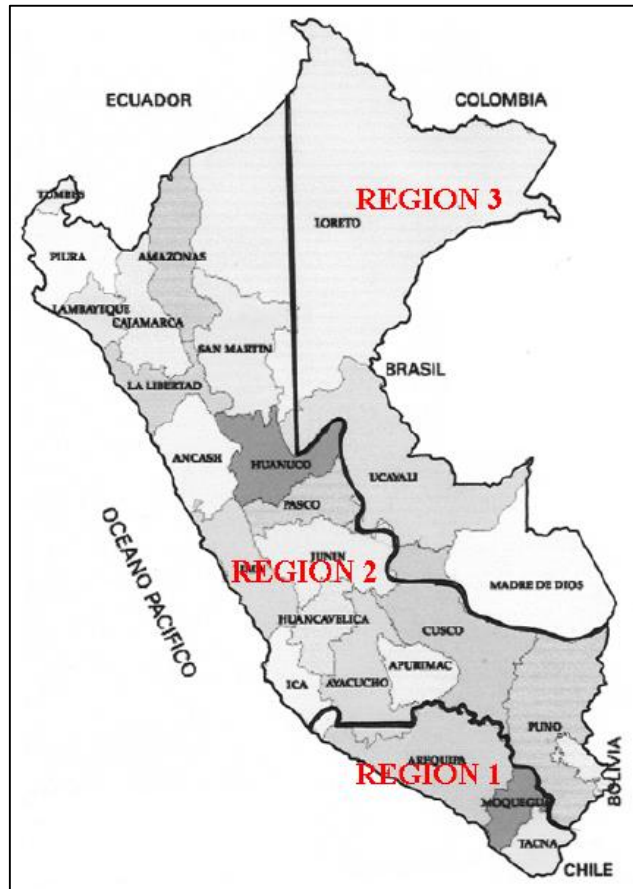


Figura 7. Mapa de Regionalización Sísmica del RNC 1970.  
 Fuente: Blanco, 2010.

El factor sísmico U se obtenía según la regionalización sísmica y el uso de la edificación:

Tabla 1. Factor “U” del RNC 1970.

Tipo de construcción.	ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3
A	Viviendas rurales y viviendas populares.		
B	1.00	0.80	0.60
C	1.20	1.00	0.70
D	Estructuras especiales (reactores atómicos, etc.)		

Fuente: Blanco, 2010.

Las edificaciones fueron clasificadas de acuerdo a su importancia siendo las del tipo B construcciones comunes (viviendas unifamiliares, multifamiliares,

oficinas). El tipo C correspondía a edificios en los que podía darse aglomeración de multitudes como por ejemplo teatros estadios coliseos colegios hospitales y cárceles.

El parámetro “K” estaba asociado al tipo de estructuración y de acuerdo a ello, podía ser:

*Tabla 2. Factor "K" del RNC 1970.*

Valor de K	Tipo de Estructura
1.33	Estructura tipo cajón con muros.
1.00	Estructura mixta con muros y pórticos.
0.80	Estructura con pórticos dúctiles para resistir el 25% del cortante en la base.
0.67	Estructuras solamente con pórticos dúctiles.

*Fuente: Blanco, 2010.*

Por otro lado, el parámetro “C” fue definido como un factor que determina qué porcentaje va a permanecer actuando constantemente en la edificación, y adicionalmente una parte de la carga viva que debía tomarse como cortante sísmico basal. Se calculaba según:

*Ecuación 2. Factor "C" según RNC 1970.*

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

*Fuente: Blanco, 2010.*

Donde “T” es el periodo de la edificación y se calculaba como:

*Tabla 3. Periodo Fundamental de la edificación según RNC 1970.*

T (seg.)	Tipo de Estructura
$T = \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras solamente con pórticos.
$T = \frac{0.05 \times h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras rígidas con gran cantidad de muros.
$T = \frac{0.07 \times h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras mixtas.

*Fuente: Blanco, 2010.*

En esta norma no existía un factor, que amplifique la fuerza sísmica, originado a causa de la geotecnia del suelo de fundación. En vez de ello, la norma señalaba que sería el profesional responsable del proyecto quien debía determinar en qué grado se debía aumentar dichos factores que son requeridos con el fin de elaborar una buena concepción estructural, de acuerdo a las condiciones particulares del terreno, para cada proyecto. (Blanco, 2010)

Luego, en 1977, se aprueba la incorporación de la norma básica de diseño sismo-resistente al reglamento nacional de construcciones, la cual reemplazaría a la anteriormente descrita. En la posterior versión de la normativa, el procedimiento para calcular la fuerza basal se obtenía de aplicar lo siguiente:

*Ecuación 3. Cortante Basal según la norma E.030-1977*

$$H = \frac{ZUSCP}{R_d}$$

*Fuente: Blanco, 2010.*

Para su aplicación, se redefinieron las zonas sísmicas existentes de acuerdo a la nueva información sísmica que se fue recopilando. Los valores del parámetro “Z” dependían únicamente de su ubicación geográfica, según:



Figura 8. Zonas Sísmicas de la norma E.030-1977.  
 Fuente: Blanco, 2010.

Considerando los siguientes valores para el factor de Zona:

Tabla 4. Factor “Z” de la norma E.030-1977.

ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3
1.00	0.70	0.30

Fuente: Blanco, 2010.

Sin embargo estos valores no tenían ningún significado físico. Por lo tanto se podrían considerar como números que no tenían ningún punto de referencia fuera de sus propios valores.

Por otra parte, los valores del parámetro “U” se obtenían según la clasificación de las estructuras de acuerdo a su uso, que mantenían su nomenclatura con respecto a la norma anterior, según la siguiente tabla:

*Tabla 5. Factor "U" según la norma E.030-1977.*

CATEGORIA A	CATEGORIA B	CATEGORIA C
Decide el proyectista	1.30	1.00

*Fuente: Blanco, 2010.*

Los valores del parámetro “S” ahora comprendían también los valores del periodo de vibración del suelo “T<sub>s</sub>” y se obtenían según:

*Tabla 6. Factor "S" según la norma E.030-1977.*

SUELO	S	T <sub>s</sub> (seg.)
I	1.00	0.30
II	1.20	0.60
III	1.40	0.90

*Fuente: Blanco, 2010.*

Con Respecto al factor sísmico “C”, este ahora se obtenía mediante un cálculo donde intervenía el periodo fundamental de vibración de la edificación “T” y también el periodo de vibración del suelo “T<sub>s</sub>”, según:

*Ecuación 4. Factor "C" según la norma E.030-1977.*

$$C = \frac{0.80}{\frac{T}{T_s} + 1}$$

*Fuente: Blanco, 2010.*

Con respecto al factor “R<sub>d</sub>”, éste se obtenía en función al tipo de estructuración predominante de la edificación, según:

Tabla 7. Factor "Rd" según la norma E.030-1977.

CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN	R <sub>d</sub>
Edificaciones de concreto armado aporricados. Edificios de pórticos de acero	6.0
Edificios de concreto armado con pórticos dúctiles especiales y uros de corte en los que: <ul style="list-style-type: none"> <li>a) Los pórticos y muros de corte resistirán la fuerza horizontal total según sus rigideces.</li> <li>b) Los pórticos tendrán la capacidad para resistir no menos del 25% de la fuerza horizontal.</li> </ul>	5.0
Edificios similares a los del caso anterior excepto que sus pórticos y/o muros no satisfacen íntegramente los requisitos especiales de ductilidad.	4.0
Edificios de madera y de acero no incluidos en otros casos.	
Edificios en los que las fuerzas horizontales son resistidas por muros de corte. Tanques elevados, silos y estructuras tipo péndulo invertido.	3.0
Edificios con muros de albañilería confinada o armada.	2.5
Edificios con muros de albañilería sin confinar, construcciones de adobe y otros	1.5

Fuente: Blanco, 2010.

El periodo fundamental de vibración “T” se determinaba mediante procedimientos teóricos que cumplieran con las ecuaciones de la dinámica y que consideraban todas las características físicas de la edificación, además de la distribución de masas en todos sus niveles. (Blanco, 2010)

Alternativamente podía estimarse el periodo según:

Tabla 8. Período Fundamental de la estructura según norma E.030-1977.

T (seg.)	Tipo de estructura
$T = 0.08 \times N$	Para estructuras solamente con pórticos.
$T = \frac{0.09 \times h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras solamente con pórticos y cajas de ascensores.
$T = \frac{0.05 \times h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras rígidas con gran cantidad de muros.
$T = \frac{0.07 \times h}{\sqrt{D}}$	Para estructuras mixtas.

Fuente: Blanco, 2010.

Con estos parámetros normativos se pudo construir infraestructura educativa en todo el país a un ritmo muy acelerado. Esto se debió principalmente a que se realizó un diseño modular típico, en donde lo único que variaba era la cimentación, que dependía enteramente de las condiciones del suelo. Por lo tanto para elaborar un proyecto ya se tenían los formatos de planos de construcción, planillas de metrados y presupuestos, de acuerdo a los requerimientos de cada zona. De esta manera es como se pudo llegar a construir tantos colegios en tan poco tiempo aplicando, de cierto modo, una cadena de producción que pudo rápidamente comenzar a cerrar la brecha de infraestructura educativa que existía en esos años.

Luego, el 12 de noviembre del año 1996 ocurrió el sismo de Nazca, de magnitud 6.4 grados empleando la escala de Richter, con un saldo de 17 muertos, 1591 heridos, 94047 damnificados, 5346 casas arruinadas y 12,700 viviendas dañadas. (INDECI, 2009)

Es en este sismo donde se observaron colegios nuevos seriamente dañados por los efectos destructivos del movimiento telúrico. Esto se debió a principalmente

a que el diseño de las edificaciones presentaba la tabiquería separada de la estructura por solo 2 cm, y lo que ocurrió fue que esta separación de 2 cm fue superada debido a los efectos del sismo lo que derivó en que los pórticos sufrieran el efecto conocido como “columna corta”.

Es decir, este sismo puso en evidencia que las deformaciones laterales que experimentaban los edificios eran mayores que los resultados que se obtuvieron de un análisis con el empleo de los factores de la norma sísmica de 1977. (Blanco, 2010)



*Figura 9. Vista de módulo 780 pre 1997.  
Fuente: Blanco, 2010.*



*Figura 10. Efecto de columna corta.  
Fuente: Blanco, 2010.*

En este sismo de Nazca, se pudo comprobar que las deformaciones laterales que los edificios desarrollaron fueron mayores que las de los resultados que se obtuvieron con el empleo de los factores de la norma sísmica de 1977, y por lo tanto se decidió cambiar la norma de diseño sismo-resistente. El nivel de



fuerzas no sufrió grandes cambios, pero se variaron de manera importante los factores de modo que ahora se obtengan deformaciones laterales mayores, más acordes a la realidad. Es así que en la norma de 1997 se tiene una nueva zonificación:



Figura 11. Zonas sísmicas de la norma E.030-1997.  
Fuente: Blanco, 2010.

Y consecuentemente, los valores del factor “Z” cambiaron. En esta ocasión, a diferencia de la norma sísmica anterior, los valores del factor “Z” sí tenían un significado físico. Estos valores ahora representaban la aceleración que experimentaría el suelo, expresada como una fracción o porcentaje de la aceleración de la gravedad, según:

Tabla 9. Factor "Z" de la norma E.030-1997.

ZONA 1	ZONA 2	ZONA 3
0.40	0.30	0.15

Fuente: Blanco, 2010.

Es decir, para la Zona 1, del valor de 0.40 se puede interpretar que el suelo tipo roca experimentará una aceleración de 0.40 veces la aceleración de la gravedad, por efecto de un sismo con probabilidad de ser excedido en 500 años. Esto permitió la compatibilización con otros códigos de diseño de países vecinos, como se puede ver a continuación:

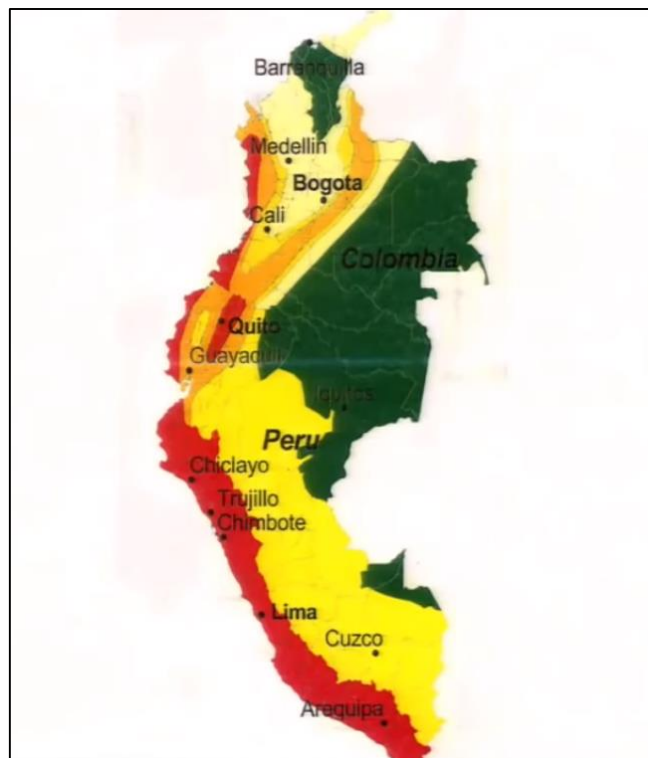


Figura 12. Mapa de Sismicidad Regional.

Fuente: Muñoz, 2016.

Obtenido de: <https://www.youtube.com/watch?v=I1DVV2CWsrO&feature=youtu.be&t=410>

Se observan los valores muy similares en las zonas limítrofes con los países vecinos. Por otra parte, para el caso de la fuerza cortante basal, esta se calculaba ahora de una forma idéntica a como la conocemos, según:

*Ecuación 5. Corte Basal de la norma E.030-1997.*

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

*Fuente: Blanco, 2010.*

Teniendo como condición la siguiente desigualdad:

*Ecuación 6. Valor mínimo del cociente C/R para la norma E.030-1997.*

$$\frac{C}{R} \geq 0.10$$

*Fuente: Blanco, 2010.*

Los valores del factor U se obtenían según:

*Tabla 10. Factor "U" según la norma E.030-1997.*

<b>CATEGORIA A</b>	<b>CATEGORIA B</b>	<b>CATEGORIA C</b>
Edificaciones esenciales.	Edificaciones importantes	Edificaciones comunes
1.50	1.30	1.00

*Fuente: Blanco, 2010.*

Los valores del factor “S” ahora se calculaban según:

*Tabla 11. Factor "S" según la norma E.030-1997.*

<b>SUELO</b>	<b>S</b>	<b>Tp (seg.)</b>
S1	1.00	0.40
S2	1.20	0.60
S3	1.40	0.90

*Fuente: Blanco, 2010.*

El factor “R” ahora se obtenía según:

Tabla 12. Factor "R" según la norma E.030-1997.

CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN	R
Con pórticos de concreto armado. Pórticos de acero. Sistema dual (muros-pórticos)	10.0
Con muros de concreto armado	7.5
Con muros de albañilería confinada o armada	6.0
Construcciones de madera.	7.0

Fuente: Blanco, 2010.

Con el propósito en mente de aproximar el periodo fundamental de la edificación se incluyó una nueva expresión:

Ecuación 7. Periodo Fundamental de la estructura según la norma E.030-1997.

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

Fuente: Blanco, 2010.

Donde:

hn= altura total de la edificación en metros.

C<sub>T</sub>=Factor en función del tipo estructural.

Siendo el C<sub>T</sub> obtenido según el tipo de sistema resistente al corte:

Tabla 13. Factor C<sub>T</sub> de la norma E.030-1997.

C <sub>T</sub>	TIPO DE ESTRUCTURA
35	Para estructuras solamente con pórticos.
60	Para estructuras rígidas con gran cantidad de muros.
45	Para estructuras mixtas.

Fuente: Blanco, 2010.

Los valores del factor “C” se obtenían de la siguiente manera:

Ecuación 8. Factor "C" de la norma E.030-1997.

$$C = 2.5 \left( \frac{T_P}{T} \right)^{1.25}$$

*Fuente: Blanco, 2010.*

En donde el valor de C no podía ser mayor que 2.50. En esta norma también se incluyeron valores límites para las deformaciones laterales de entrepiso. Esto clasificado según el material que componía el sistema estructural de cada edificación:

*Tabla 14. Distorsión de entrepiso máxima permitida de la Norma E.030-1997.*

<b>MATERIAL</b>	<b><math>(\Delta_i/h_{ei})</math></b>
<b>PREDOMINANTE</b>	
Concreto armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010

*Fuente: Blanco, 2010.*

Con la norma de 1997 las derivas de las edificaciones a diseñar resultaron aproximadamente dos veces y media las obtenidas empleando la norma de 1977.

Luego, en el año 2001, ocurrió el sismo de Atico (Arequipa, Moquegua y Tacna) en donde los colegios construidos con la norma de 1997 se comportaron de manera adecuada frente al movimiento telúrico, lo cual permitió comprobar que con esta nueva versión de la normativa se había logrado corregir el problema del cálculo de desplazamientos laterales que se tuvieron con la norma anterior, de 1977. Se decidió entonces realizar algunos cambios menores a la norma sísmica, amplificando las fuerzas del sismo por 1.25 (para considerar un sismo amplificado a cargas últimas). Esta nueva versión de la norma es la que se publicó en el año 2003. (Blanco, 2010)

Se puede llegar a la conclusión entonces que desde el año 1997 la normativa sismo-resistente del Perú obliga a construir edificios con estructuraciones más rígidas, con el objetivo de que las edificaciones experimenten deformaciones laterales de menor magnitud. En el año 2006 se publicó una actualizada versión de la normativa del 2003 manteniendo la misma estructura de análisis para las construcciones. (Blanco, 2010)

Luego, en el 2007 ocurrió el terremoto de Chíncha y Pisco, en el cual se evidenció la precariedad de las construcciones hechas de tierra y el peligro latente de la autoconstrucción en nuestro país. Es por este evento, de consecuencias devastadoras para el Perú, y debido también al contexto mundial en temas de ingeniería sismo-resistente, las autoridades competentes decidieron actualizar la norma E.030 para hacerla más acorde a estándares internacionales.

En el año 2014, se culmina la elaboración de la norma, sin embargo por motivos burocráticos se llega a publicar dos años más tarde. Es así que en el año 2016 es publicada y se hace efectiva esta modificación, que incluye un incremento en la cantidad de zonas sísmicas y del valor de sus factores, además de cambios en la forma en cómo se debe evaluar la condición de irregularidad en las edificaciones.

Finalmente, en el año 2018, se realizan cambios menores en la norma del 2016 entre los que destacan un cambio en el espectro de pseudo-aceleraciones vertical para estructuras de periodos muy cortos, y la inclusión de sistemas de transportes en la categoría de edificaciones esenciales.

## **2.2.2. Parámetros de diseño sismo-resistente de la norma E.030-2006 y E.030-2018.**

En este apartado se procederá a explicar la definición de cada parámetro de diseño sismo-resistente que se ha analizado respecto a cada versión de la norma. Es decir, se realizará una comparación entre las dos versiones de cada parámetro, una según la norma E.030-2006 y la otra según E.030-2018.

### **2.2.2.1. Zonificación y Factor de Zona (Z).**

La zonificación sísmica del territorio peruano se encuentra dividida en concordancia a la ocurrencia de eventos sísmicos y la sismicidad observada, las características generales de éstos, a su atenuación debido a la distancia desde el epicentro hasta la estación sismológica.

Adicionalmente también guardan relación con información reciente de los movimientos y deformaciones, experimentados por la corteza del planeta, que se pueda ir recopilando durante los últimos años. (Pezo y Valcarcel, 2016)

Para cada una de las zonas sísmicas está asignado un valor propio de factor Z. Este factor de zona (Z) es interpretado como la máxima aceleración que puede darse en el suelo debido a efectos sísmicos, y que se encuentra relacionada con 10% de probabilidad de ser superada dentro de 50 años.

Para la norma E.030-2006, en el Perú se cuentan con 3 distintas zonas sísmicas, según:



Figura 13. Zonificación Sísmica según la norma E.030-2006.  
 Fuente: Vivienda, 2006.

Siendo los valores del factor Z para esta versión de la norma:

Tabla 15. Factor "Z" de la norma E.030-2006.

<b>ZONA</b>	<b>Z</b>
3	0.40
2	0.30
1	0.15

Fuente: Vivienda, 2006.

Por otra parte, para la norma E.030-2018, el Perú se encuentra dividido en 4 zonas sísmicas:



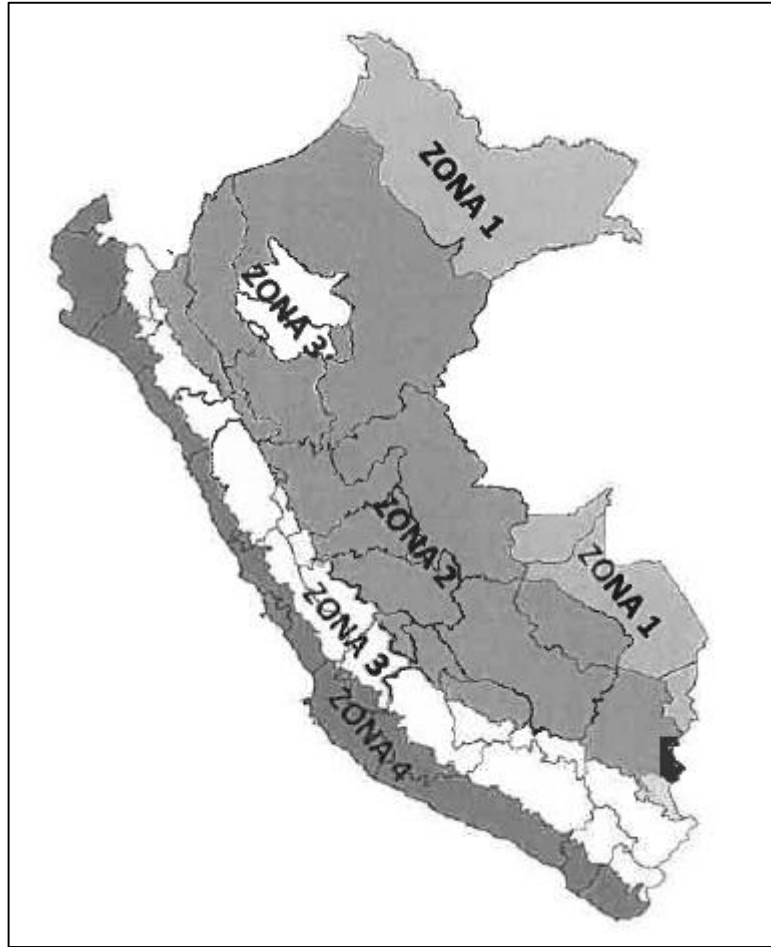


Figura 14. Zonificación Sísmica según la norma E.030-2018  
 Fuente: Vivienda, 2018.

Siendo los valores del factor Z para este caso:

Tabla 16. Factor "Z" de la norma E.030-2018.

ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente: Vivienda, 2018.

Los cambios más evidentes resultan ser la adición de una zona sísmica nueva, que posee un factor “Z” con un valor más elevado en la norma E.030-2018, en comparación a la normativa E.030-2006.

#### **2.2.2.2. Categoría de las Edificaciones y Factor de Uso (U).**

Cada estructura se encuentra clasificada en relación a las categorías estipuladas en la norma sismo-resistente. Siendo el factor de uso “U” un parámetro de diseño sismo-resistente que depende del empleo que tendrá a la edificación. Para la norma E.030-2006 se clasifica así:

Tabla 17. Factor "U" según la norma E.030-2006.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después que ocurra un sismo, como hospitales, centrales de comunicaciones, cuarteles de bomberos y policía, subestaciones eléctricas, reservorios de agua. Centros educativos y edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. También se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como grandes hornos, depósitos de materiales inflamables o tóxicos	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como teatros, estadios, centros comerciales, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos, bibliotecas y archivos especiales. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes, cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1.0
D Edificaciones Menores	Edificaciones cuyas fallas causan pérdidas de menor cuantía y normalmente la probabilidad de causar víctimas es baja, como cercos de menos de 1.50 m de altura, depósitos temporales, pequeñas viviendas temporales y construcciones similares.	(*)
(*) En estas edificaciones, a criterio del proyectista, se podrá omitir el análisis por fuerzas sísmicas, pero deberá proveerse de la resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales.		

Fuente: Vivienda, 2006.

Por otra parte, para la norma E.030-2018 se tiene:

Tabla 18. Factor "U" según la norma E.030-2018.

CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: -Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. -Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, locales municipales, centrales de comunicaciones. -Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. -Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. -Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. -Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. -Edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1.5
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunestales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1.0
D Edificaciones Menores	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2
<p>Nota 1 : Las nuevas edificaciones de Categoría A1 tienen aislamiento sísmico en la base cuando se encuentren en las zonas sísmicas 4 y 3. En las zonas sísmicas 1 y 2, la entidad responsable puede decidir si usa o no aislamiento sísmico. Si no se utiliza aislamiento sísmico en las zonas sísmicas 1 y 2, el valor de U es como mínimo 1.50</p> <p>Nota 2 : En estas edificaciones se provee resistencia y rigidez adecuadas para acciones laterales, a criterio del proyectista.</p>		

Fuente: Vivienda, 2018.

Siendo el cambio más significativo de la norma E.030-2018 la obligatoriedad de incorporar dispositivos de protección sísmica (aisladores o disipadores) en el diseño de establecimientos del sector salud del 2<sup>do</sup> y 3<sup>er</sup> nivel. Además, atinadamente se ha incorporado en la categoría de edificaciones esenciales a los sistemas masivos de transporte que en los últimos años han sido construidos y que además se seguirán ejecutando proyectos de esta índole así como las líneas 2 y 4 del Metro de Lima.

### **2.2.2.3. Parámetros de sitio (S, TP y TL).**

Están limitados a la ubicación en donde se proyecta la ejecución del proyecto y brindan información acerca del probable comportamiento del suelo originados por las acciones sísmicas que pueden ocurrir en dicha ubicación. (Vivienda, 2006)

En general, estos parámetros están clasificados según el perfil del suelo de la zona del proyecto y también por los periodos asociados éste.

En la normativa E.030-2006 se clasifica a los suelos según las propiedades mecánicas que posean, de acuerdo a:

a) Perfil tipo S1: Roca o suelos muy rígidos.

En este tipo se incluyen las rocas y suelos con demasiada rigidez, y se caracterizan porque poseen un periodo que no excede de 0.25 s. Aquí se incluyen los casos donde se cimenta sobre:

- Roca sana o parcialmente alterada, que posea 500 k Pa (5 kg/cm<sup>2</sup>) o más de resistencia a la compresión.
- Grava arenosa densa.

- Estrato de como máximo 20 m de espesor de material cohesivo con elevada rigidez, que posea una resistencia de 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>) o más al corte en condiciones no drenadas.

b) Perfil tipo S<sub>2</sub>: Suelos intermedios.

En este tipo se encuentran los suelos que poseen propiedades que se encuentren entre las del tipo S<sub>1</sub> y S<sub>3</sub>.

c) Perfil tipo S<sub>3</sub>: Suelos flexibles.

En este tipo se encuentran los suelos considerados flexibles, donde el periodo fundamental es mayor que 0.6 s. También se clasifican de acuerdo a la resistencia al corte típico y al espesor del estrato mínimo, según:

*Tabla 19. Espesor de estrato mínimo para perfil S3 según norma E.030-2006.*

Suelos Cohesivos	Resistencia al Corte típica en condición no drenada (kPa)	Espesor del estrato (m)
Blandos	<25	20
Medianamente compactos	25 - 50	25
Compactos	50 - 100	40
Muy compactos	100 - 200	60
Suelos Granulares	Valores N típicos en ensayos de penetración estándar (SPT)	Espesor del estrato (m)
Sueltos	4 - 10	40
Medianamente densos	10 - 30	45
Densos	Mayor que 30	100

*Fuente: Vivienda, 2006.*

d) Perfil tipo S<sub>4</sub>: Condiciones excepcionales.

En este perfil se encuentran los suelos demasiado flexibles en donde las propias condiciones del terreno sean muy desfavorables para el emplazamiento de alguna estructura.

Tabla 20. Factor "S" de la norma E.030-2006.

Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	$T_p$ (s)	S
S <sub>1</sub>	Roca o suelos muy rígidos	0.4	1.0
S <sub>2</sub>	Suelos intermedios	0.6	1.2
S <sub>3</sub>	Suelos flexibles o con	0.9	1.4
S <sub>4</sub>	Condiciones excepcionales	*	*
(*) Los valores de $T_p$ y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S <sub>3</sub> .			

Fuente: Norma Vivienda, 2006.

Por otra parte, en el caso de la normativa E.030-2018 esta clasificación se realiza considerando la velocidad promedio de la propagación de ondas de corte ( $\bar{V}_s$ ), en el caso de que se tengan suelos granulares se emplea el promedio ponderado de ( $\bar{N}_{60}$ ), que son obtenidos por medio de un ensayo de penetración estándar (SPT), y en el caso de suelos considerados cohesivos se emplea el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $\bar{S}_u$ ). (Vivienda, 2018)

Los tipos de perfiles de suelo según esta norma son cinco:

a) Perfil Tipo S<sub>0</sub>: Roca Dura

En este perfil se encuentran las rocas totalmente sanas que tengan una velocidad de propagación de las ondas de corte  $\bar{V}_s$  por encima de los 1500 m/s.

b) Perfil Tipo S<sub>1</sub>: Roca o Suelos Muy Rígidos.

En este perfil se encuentran comprendidas las rocas que posean algún grado de fracturación, también los suelos particularmente rígidos que tengan valores de

velocidad de propagación de onda de corte  $\bar{V}_s$  comprendidos entre 500 m/s y 1 500 m/s.

c) Perfil Tipo S<sub>2</sub>: Suelos Intermedios

En este tipo de perfil están comprendidos los suelos que sean moderadamente rígidos. Éstos poseen valor de  $\bar{V}_s$  desde 180 m/s hasta 500 m/s.

d) Perfil Tipo S<sub>4</sub>: Condiciones Excepcionales.

De manera similar a la normativa E.030-2006, en este tipo de perfil se encuentran clasificados los suelos que posean características muy desfavorables para el emplazamiento de alguna estructura.

Tabla 21. Condiciones para clasificación de perfiles de la norma E.030-2018.

CLASIFICACIÓN DE LOS PERFILES DE SUELO			
Perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
S <sub>0</sub>	> 1500 m/s	-	-
S <sub>1</sub>	500 m/s a 1500 m/s	> 50	>100 kPa
S <sub>2</sub>	180 m/s a 500 m/s	15 a 50	50 kPa a 100 kPa
S <sub>3</sub>	< 180 m/s	< 15	25 kPa a 50 kPa
S <sub>4</sub>	Clasificación basada en el EMS		

Fuente: Vivienda, 2018.

Siendo el valor del factor “S”, para cada caso, los siguientes:

Tabla 22. Factor “S” de la norma E.030-2018.

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

Fuente: Vivienda, 2018.



Tabla 23. Factores  $T_p$  y  $T_L$  de la norma E.030-2018.

PERÍODOS “ $T_p$ ” Y “ $T_L$ ”				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
$T_p$ (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L$ (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: Vivienda, 2018.

En la normativa E.030-2018 se ha incorporado un nuevo perfil de suelo denominado tipo  $S_0$  dentro del cual se encuentra el suelo muy rígido que contiene a las rocas sanas, a diferencia de la norma del 2006 que agrupaba a las rocas sanas y fracturadas en un mismo tipo de perfil denominado  $S_1$ . Además, se ha variado los criterios de clasificación de los tipos de perfil de suelo, ya que anteriormente se podía realizar la clasificación según la resistencia a la corte típica en condición no drenada, y en cambio ahora se realiza principalmente comparando la velocidad promedio de propagación de ondas de corte.

#### 2.2.2.4. Factor básico de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R_0$ ).

En la norma E.030-2006 no se especifica este factor básico ya que se calcula directamente el factor “R”. Por otra parte, en el caso de la normativa E.030-2018, el factor  $R_0$  está en relación a la clasificación del sistema estructural propio de la edificación, según:

Tabla 24. Factor “ $R_0$ ” de la norma E.030-2018.

Sistema Estructural	Factor Básico de Reducción $R_0$
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3

Fuente: Vivienda, 2018.

Para la norma E.030-2018 se puede afirmar que se tiene un sistema estructural aporticado si un 80% como mínimo del cortante basal es resistido por columnas de los pórticos. Por otro lado, se tendrá un sistema Dual si es que los muros toman un cortante como mínimo del 20% pero inferior al 70% del cortante basal. Adicionalmente, se considera que se tiene un sistema de Muros Estructurales si es que estos toman un cortante de por lo menos el 70% del cortante ubicado en la base de la edificación. (Vivienda, 2018)

#### 2.2.2.5. Factores de Irregularidad (Ia, Ip).

En la norma E.030-2006 no existen estos factores, ya que la condición de regularidad o irregularidad estructural en esta norma se obtiene mediante la aplicación directa de ciertas condiciones que son detalladas a continuación:

*Tabla 25. Irregularidades en altura según la norma E.030-2006.*

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA</b>
<p><i>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando</i> En cada dirección la suma de las áreas de las secciones transversales de los elementos verticales resistentes al corte en un entrepiso, columnas y muros, es menor que 85% de la correspondiente suma para el entrepiso superior, o es menor que 90% del promedio para los 3 pisos superiores. No es aplicable en sótanos. Para pisos de altura diferente multiplicar los valores anteriores por (hi/hd) donde Hd es altura diferente de piso y hi es altura típica de piso.</p>
<p><i>Irregularidad de Masa</i> Se considera que existe irregularidad de masa, cuando la masa de un piso es mayor que el 150% de la masa de un piso adyacente. No es aplicable en azoteas.</p>
<p><i>Irregularidad Geométrica Vertical</i> La dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 130% de la correspondiente dimensión en un piso adyacente. No es aplicable en azoteas ni en sótanos.</p>
<p><i>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</i> Desalineamiento de elementos verticales, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento de magnitud mayor que la dimensión del elemento.</p>

*Fuente: Vivienda, 2006.*

*Tabla 26. Irregularidades en planta según la norma E.030-2006.*

<b>IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</b>
<p><i>Irregularidad Torsional</i> Se considerará sólo en edificios con diafragmas rígidos en los que el desplazamiento promedio de algún entrepiso exceda el 50% del máximo permisible. En cualquiera de las direcciones de análisis, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, en un extremo del edificio, es mayor que 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto.</p>
<p><i>Esquinas Entrantes</i> La configuración en planta y el sistema resistente de la estructura, tienen esquinas entrantes, cuyas dimensiones en ambas direcciones, son mayores que el 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>
<p><i>Discontinuidad del diafragma</i> Diafragma con discontinuidades abruptas o variaciones en rigidez, incluyendo áreas abiertas mayores a 50% del área bruta del diafragma.</p>

*Fuente: Vivienda, 2006.*

Sin embargo, en el caso de la normativa E.030-2018 se ha modificado la manera en cómo se evalúa la condición de irregularidad y en cómo afecta a los parámetros de diseño sismo-resistente incorporando los factores  $I_a$  e  $I_p$  que están asociados a la irregularidad en altura e irregularidad en planta respectivamente.

Según esta norma, el factor  $I_a$  se evaluando las condiciones mostradas en la siguiente tabla, para los dos ejes principales. En caso de hallar más de una irregularidad en altura, se elegirá el menor de todos los factores para realizar una evaluación conservadora.

Tabla 27. Irregularidades en altura según la norma E.030-2018.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad la
<p><i>Irregularidad de Rigidez - Piso Blando</i> Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para la misma condición de carga.</p> <p><i>Irregularidad de Resistencia - Piso Débil</i> Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.75
<p><i>Irregularidad Extrema de Rigidez</i> Existe irregularidad extrema de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 60% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 70% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes. Las rigideces laterales pueden calcularse como la razón entre la fuerza cortante del entrepiso y el correspondiente desplazamiento relativo en el centro de masas, ambos evaluados para una misma condición de carga.</p> <p><i>Irregularidad Extrema de Resistencia</i> Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0.5
<p><i>Irregularidad de Masa o Peso</i> Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.9
<p><i>Irregularidad Geométrica Vertical</i> La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0.9
<p><i>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes</i> Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10% de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0.8
<p><i>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes</i> Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25% de la fuerza cortante total.</p>	0.6

Fuente: Vivienda, 2018.

De manera similar, el factor  $I_p$ , el cual es asociado a las irregularidades en planta, se calcula según la tabla mostrada a continuación:

Tabla 28. Irregularidades en planta según la norma E.030-2018.

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	Factor de Irregularidad $I_p$
<p><i>Irregularidad Torsional Extrema</i> Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga. Este criterio solo se aplica en edificios con diafragma rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible.</p>	0.6
<p><i>Esquinas Entrantes</i> La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	0.9
<p><i>Discontinuidad del Diafragma</i> La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25% del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales en planta.</p>	0.85
<p><i>Sistemas no Paralelos</i> Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menor que 10% de la fuerza cortante del piso.</p>	0.9

Fuente: Vivienda, 2018.

Adicionalmente esta norma incluye un apartado donde se indican las restricciones de irregularidad para cada zona sísmica y según cada categoría de edificación:

Tabla 29. Restricciones de irregularidad de la norma E.030-2018.

CATEGORÍA Y REGULARIDAD DE LAS EDIFICACIONES		
Categoría de la Edificación	Zona	Restricciones
A1 y A2	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
B	4, 3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
C	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas excepto en edificios de hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

Fuente: Vivienda, 2018.

Estos valores obtenidos de ambos factores  $I_a$  e  $I_p$  se emplearán para hallar el Factor de reducción de fuerza sísmica  $R$ , según lo indicado en la normativa E.030-2018.

#### 2.2.2.6. Factor de reducción de las fuerzas sísmicas ( $R$ ).

Para la norma E.030-2006, la obtención de este factor relacionado a la reducción de la fuerza sísmica  $R$  se realiza de forma directa de acuerdo a cada uno de los tipos de sistema estructural que se puedan encontrar asociados a las dos direcciones principales de la edificación:

Tabla 30. Factor "R" según la norma E.030-2006.

Sistema Estructural	Factor de Reducción R para estructuras regulares. (Para irregulares se tomara los 3/4 de los especificados)
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3

Fuente: Vivienda, 2006.

Esta norma considera que una edificación posee un sistema del tipo aporticado si como mínimo un 80% de la fuerza cortante basal actúa en las

columnas de los pórticos. Se considera un sistema Dual si los muros toman una fuerza cortante mayor al 20% pero menor al 75% del total en la base. Se considera como Muros Estructurales si los muros portantes resisten al menos el 80% del cortante basal. (Vivienda, 2006)

Para la situación de la normativa E.030-2018 se emplean los factores de irregularidad previamente definidos  $I_a$  e  $I_p$  según:

*Ecuación 9. Factor "R" según la norma E.030-2018.*

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

*Fuente: Vivienda, 2018.*

Siendo  $R_0$  el factor básico de reducción sísmica,  $I_a$  el factor de irregularidad por altura, e  $I_p$  el factor de irregularidades en planta.

#### **2.2.2.7. Factor de amplificación sísmica (C).**

El factor de amplificación sísmica “C” representa el incremento de las fuerzas sísmicas que es producido por acción de la aceleración del suelo y se calcula, según la norma E.030-2006, según las características del terreno en la zona del proyecto. Se puede calcular de la siguiente manera:

*Ecuación 10. Factor "C" según la norma E.030-2006.*

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right); C \leq 2.5$$

*Fuente: Vivienda, 2006.*

En donde T representa al periodo fundamental de vibración de la edificación. Por otra parte, de acuerdo a la norma E.030-2018, el factor “C” de amplificación sísmica será calculado según:

Tabla 31. Factor "C" según la norma E.030-2018.

$T < T_p$	$C = 2.5$
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
$T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

Fuente: Vivienda, 2018.

Siendo “T” el periodo fundamental de vibración de la edificación.

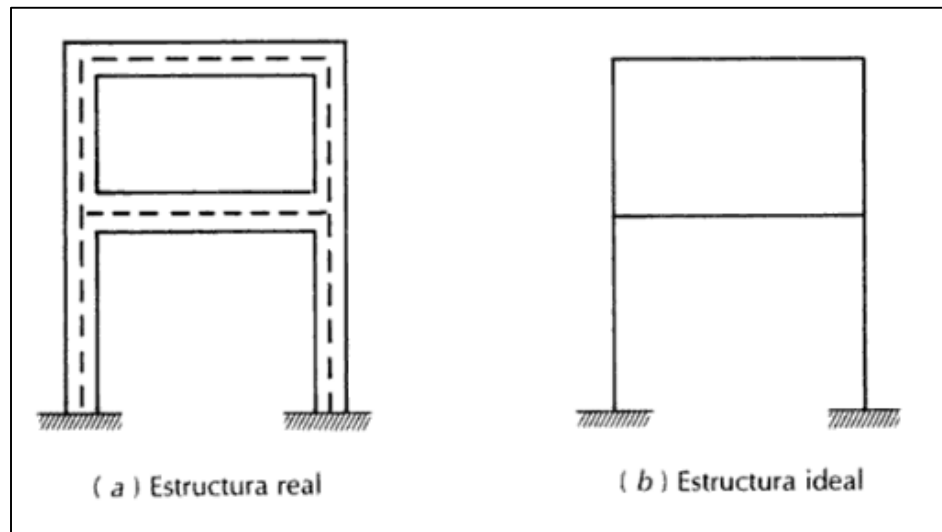
### 2.2.3. Criterios de modelamiento estructural.

#### 2.2.3.1. Idealización Estructural.

Según Estrada (2016) la idealización estructural es el procedimiento mediante el que a una estructura real se la representa empleando un modelo. En este modelo intervienen características como la geometría y las cargas. El modelo analítico se encuentra compuesto por el modelo geométrico, los tipos de uniones que poseen los elementos de la edificación, los tipos de apoyos, la manera en cómo se comportarán los materiales de los cuales está compuesta la estructura, y la disposición de la carga a la que ésta se encuentra sujeta.

En el año 2002, Gonzales afirmó que la idealización de la geometría considera aspectos tales como representar a una estructura de tres dimensiones como un elemento lineal de dos dimensiones.





*Figura 15. Idealización correspondiente a un pórtico de dos niveles.  
 Fuente: Gonzales, 2002.*

En cuanto a los materiales, éstos realmente tienen un comportamiento con una primera fase en el rango elástico y dependiendo de la intensidad de las cargas, incursionan en un rango inelástico y que una simplificación adecuada es considerar a los materiales linealmente elásticos.

Con respecto a la idealización de los apoyos, se tiene la condición ideal del empotramiento perfecto, pero se sabe que realmente esto no ocurre. Los elementos se encuentran empotrados a la cimentación y la condición de restricciones de movimientos se da dependiendo de las características del suelo y definitivamente del tipo de cimentación empleado. Lo que realmente ocurre son deformaciones y rotaciones mínimas pero que poseen efectos despreciables y debido a ello pueden ser simplificados en el modelo.

Según Leet y Uang (2002) esta representación generalmente consiste en un esquema de líneas que corresponden a los ejes centroidales de los elementos componentes de la estructura.

### **2.2.3.2. Módulo sistémico.**

El modulo sistémico es un sistema estandarizado que incluye edificaciones educativas típicas y modulares que conformaran las instituciones educativas propiamente dichas. Surgieron en los años 90 y fueron de construcción masiva con el objetivo de cerrar rápidamente la brecha de infraestructura educativa que existía en esos años. Sin embargo, los diseños de estos módulos exhibían errores de concepción estructural que fueron puestos en evidencia posteriormente al evento sísmico de Nazca en 1996, y debido a ello la norma E.030 fue actualizada incluyendo cambios que buscaron compensar los efectos observados en las edificaciones dañadas. Desde el año 1997 el INFES inició la construcción de edificaciones educativas con mayor rigidez. Este hecho dio como resultado la aparición del Módulo 780 Reforzado.

Este sistema estructural ha sido nombrado como 780 debido a la dimensión entre los ejes del pórtico típico que es de 780 cm. El antiguo INFES, sistematizó edificaciones modulares típicas de 2 a 4 aulas por nivel, de uno a tres pisos, diseñando además módulos de servicios higiénicos, escaleras, etc.

El módulo 780 reforzado posee dos sistemas estructurales. Por una parte, posee pórticos de concreto armado a lo largo de la dirección longitudinal, y por otra parte, posee muros portantes compuestos de albañilería confinada en la otra dirección. En la presente tesis se ha realizado el análisis del módulo correspondiente al que posee 3 aulas y 2 niveles típicos cuyo detalle se muestra a continuación:

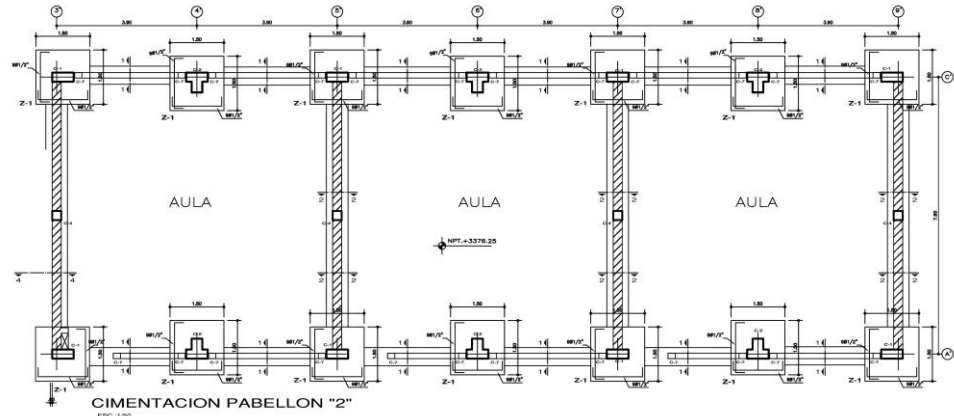


Figura 16. Distribución de la cimentación del módulo 780 reforzado.  
 Fuente: OINFE, 2009.

La estructuración consta de 4 ejes principales compuestos de albañilería confinada, y en la otra dirección consta de 2 pórticos principales. Las secciones de las columnas con las que cuenta la estructura pueden ser vistas en la siguiente figura:

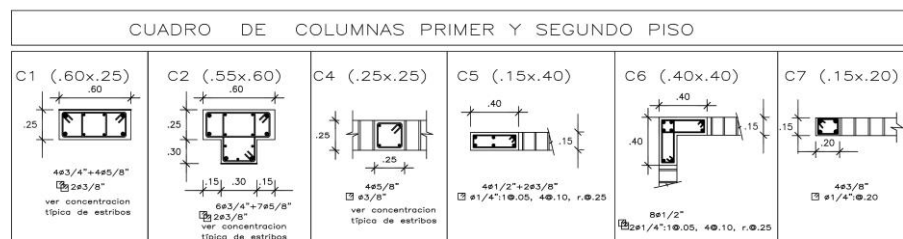


Figura 17. Cuadro de columnas del módulo 780 reforzado.  
 Fuente: OINFE, 2009.

El aligerado del primer nivel mantiene la siguiente disposición:

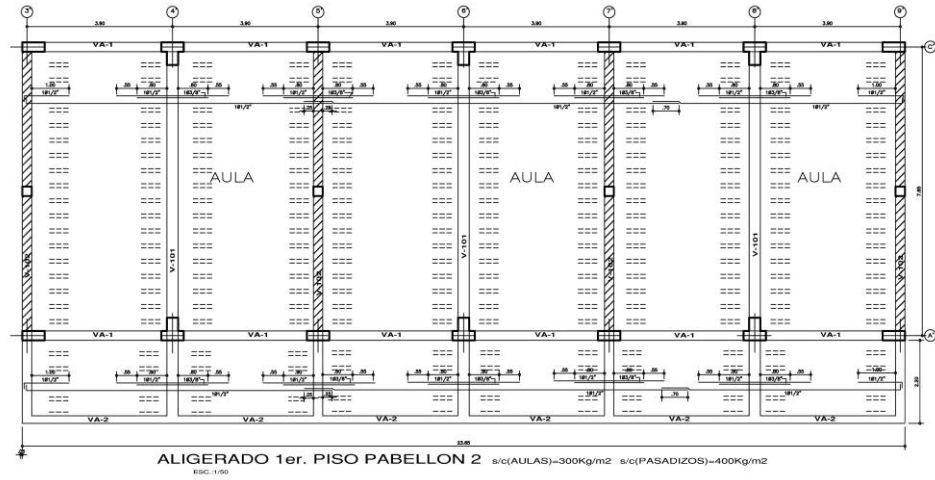


Figura 18. Disposición del aligerado del primer nivel del módulo 780 reforzado.  
 Fuente: OINFE, 2009.

El aligerado del 2do nivel se compone de la siguiente manera:

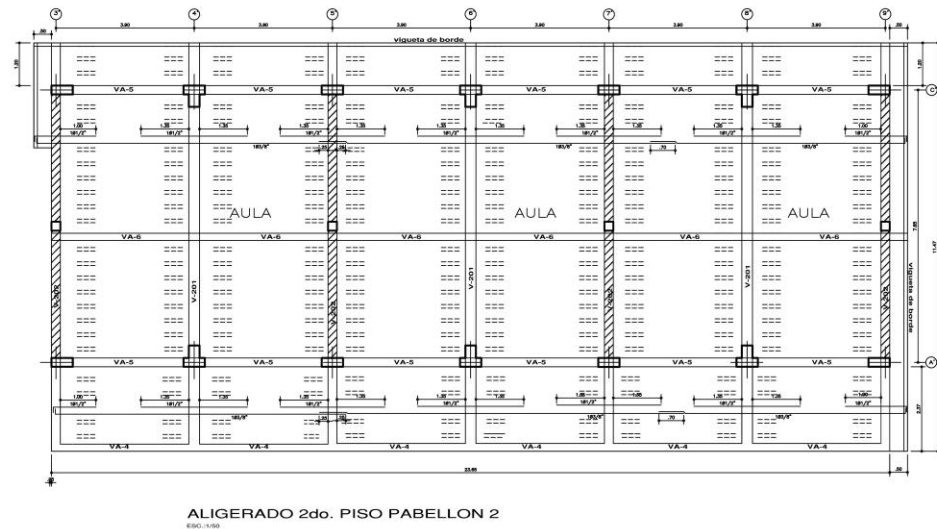


Figura 19. Disposición del aligerado del segundo nivel del módulo 780 reforzado.  
 Fuente: OINFE, 2009.

Las vigas principales en el primer nivel mantienen la siguiente disposición:

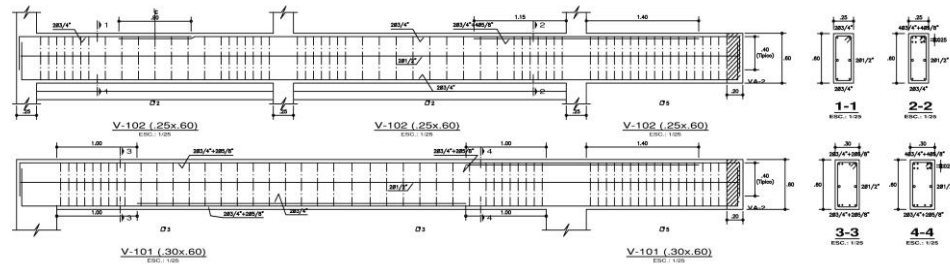


Figura 20. Disposición de las vigas principales del 1er nivel del módulo 780 reforzado.  
 Fuente: OINFE, 2009.

Las vigas principales en el último nivel componen un techo a dos aguas, según:

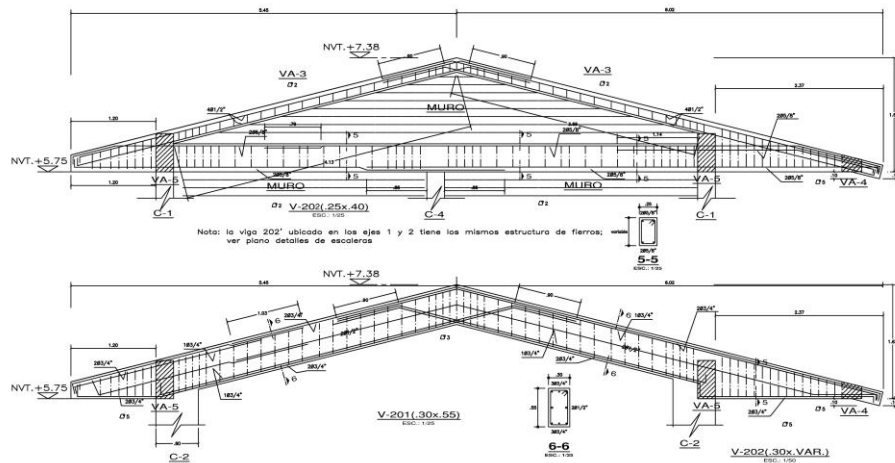


Figura 21. Disposición de las vigas principales del 2do nivel del módulo 780 reforzado.  
 Fuente: OINFE, 2009.

#### 2.2.4. Análisis estructural.

“El Análisis Estructural, es una ciencia que se encarga de la elaboración de métodos de cálculo, para determinar la resistencia, rigidez, estabilidad, durabilidad y seguridad de las estructuras, obteniéndose los valores necesarios para un diseño económico y seguro.” (Villareal, 2009, pág. 4)

Esta ciencia es relativamente moderna ya que surge a partir de la primera mitad del siglo XIX a manera de preludeo de la segunda revolución industrial. Definitivamente es lógico pensar que su aparición se da con fines prácticos

como por ejemplo la construcción de puentes, vías ferroviarias o naves industriales que pronto iban a hacer falta para el desarrollo económico acelerado que ocurrió más adelante. Debido a que esta ciencia se encuentra íntimamente ligada a la mecánica de los materiales, no solamente existe el análisis estructural de edificaciones, sino también de otro tipo de estructuras tales como embarcaciones, aeronaves y hasta incluso de cohetes. Según Norris y Wilbur (1969), un proyecto de ingeniería consta de tres fases. La primera de ellas, la fase de planteamiento, es en donde se elige el tipo de estructuración que deberá diseñarse. Además se afirma que es la de principal consideración ya que aquí es donde se evalúan la función que deberá cumplir la estructura, necesidades financieras y/o económicas e incluso condiciones o limitaciones constructivas y estructurales a las que ceñirse. La segunda fase es la del proyecto propiamente dicho, en donde se calculan las dimensiones mínimas necesarias de la estructura, para cada alternativa considerada en la fase anterior, garantizando un equilibrio entre el costo y la serviciabilidad que la construcción proveerá a los usuarios. La tercera fase es la de construcción, y ésta comprende todos los aspectos relacionados con la ejecución de la obra. Cabe mencionar que si por algún motivo externo se encuentran dificultades en la ejecución del proyecto, éste se debe rediseñar, empleando nuevamente el análisis estructural. Entonces se puede afirmar que ejecutar un proyecto implica seguir una serie de pasos e iteraciones con el objetivo de optimizar un diseño y ajustarlo a las condiciones reales.

#### **2.2.4.1. Estimación del Peso.**

Para poder conocer las solicitaciones sísmicas a las que se encuentra sometida una estructura, es necesario primero conocer las cargas que van a actuar sobre ella. Debido a ello es que se calculan los pesos a partir de una estructura pre-dimensionada ya que el diseño definitivo aún es desconocido en esta etapa del proyecto. Se tiene entonces por un lado la carga muerta, también conocida como fija o concarga, la cual está en constante aplicación sobre la edificación con una misma magnitud y posición. (Norris y Wilbur, 1969).

Según Delgado (2011) las cargas muertas son las que se deben al propio peso de la edificación, y esto incluye a los elementos que componen la estructura así como también los no estructurales. Es decir, aquí se considera el peso propio de los elementos que resisten las fuerzas sísmicas, que componen la edificación, y adicionalmente el proveniente de tabiques y acabados. Por otra parte, se tiene también la carga viva, también llamada sobrecarga, que de manera distinta a la carga muerta no mantiene su ubicación fija y esta puede estar sujeta a variaciones en su ubicación. Es decir es una carga cuya ubicación o punto de aplicación puede cambiar en el tiempo. (Norris y Wilbur, 1969). Según Delgado (2011) las cargas vivas también son conocidas como sobre cargas de servicio y son las originadas por personas, muebles, equipos, etc. Su magnitud es determinada siempre considerando los estados de carga menos favorables en concordancia con el empleo que tendrá la edificación.

Normalmente para las edificaciones, las sobrecargas son consideradas como una carga del tipo uniforme y su valor varía en función a la clase de empleo que se le dará a la estructura.

Según la normativa E.020-2006, las sobrecargas a emplear son las siguientes:

*Tabla 32. Cargas vivas mínimas según norma E.020-2006.*

<b>OCUPACIÓN O USO</b>	<b>CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m<sup>2</sup>)</b>
Aulas.	2,5 (250)
Corredores y escaleras.	4,0 (400)

*Fuente: Vivienda, 2006.*

Por lo tanto para la zona de aulas se ha empleado una carga viva de 250 kg/m<sup>2</sup>, en el área de los corredores se ha empleado una sobrecarga de 400 kg/m<sup>2</sup>. Para la carga de la azotea se ha reducido los 100kg/cm<sup>2</sup> que son señalados en la normativa según la inclinación del techo que es de un valor cercano a los 25° y es debido a ello que se ha tomado 50 kg/m<sup>2</sup> como carga viva de techo. El peso, “P”, se puede encontrar considerando, además de la carga muerta, una fracción de la carga viva. Este porcentaje se obtiene según:

- Para estructuras que estén comprendidas en la categoría A o B, se tomará un 50% de la carga viva.
- Para estructuras que estén comprendidas en la categoría C, se tomará un 25% de la carga viva.
- En azoteas y techos en general se toma el 25% de la carga viva.



#### **2.2.4.2. Análisis estático.**

La mayoría de los reglamentos sismo-resistentes del mundo, en lo que respecta a edificaciones, comprenden un método estático de análisis para obtener las fuerzas que actuarán sobre la estructura debido al sismo. (Wakabayashi y Martínez, 1988). Es así que en nuestra región las normativas sismo-resistentes de países tales como Ecuador (NEC-11), Colombia (NSR-10), Venezuela (COVENIN 1756-2001), Brasil (ABNT NBR 6118:2014), Bolivia (NBDS-2006), Argentina (CIRSOC 103-2013) y Chile (NCH433), contemplan en sus normativas las ecuaciones del análisis estático de edificios. En 2014, Lafuente, Grases y Genatios afirmaron que el método estático representa a la fuerza producida por el sismo como un conjunto de fuerzas con componentes horizontales que actuarán a lo largo de cada uno de los niveles de la edificación. Según estos autores gran parte de las normas permiten que este método sea empleado para el análisis de edificaciones que puedan presentar incluso ciertas condiciones de irregularidad que no sean consideradas tan notables. La aplicación de este análisis se encuentra limitado a la altura total de la edificación, siendo ésta una limitante que varía según las consideraciones de cada norma, pero en general esta limitación se encuentra comprendida en un rango de entre 20 hasta 60 metros de altura a partir de la nivel cero.

Por lo tanto es posible afirmar que esta primera metodología de análisis representa a acción sísmica por medio de fuerzas horizontales las cuales actuarán tomando el centro de masas de cada uno de los niveles de la estructura como punto de aplicación, en cada eje principal de análisis.

### 1. Fuerza Cortante en la Base.

Esta fuerza cortante “V” representa la fuerza total actuante sobre el edificio, por acciones sísmicas, que luego deberá distribuirse en la altura del edificio. (Santana, 2013)

Es la fuerza cortante estática equivalente sobre la estructura. Se encuentra relacionada a varios factores, siendo de todos ellos el más manipulable el peso de la edificación ya que este está determinado por el material que lo compone y las dimensiones que se vayan a emplear en la concepción de la edificación. En cambio otros factores así como los relacionados a la localización y al tipo de estrato son prácticamente invariables ya que son consideradas como condiciones externas.

El cortante basal que experimentará la estructura, para cada dirección, es determinada de igual manera para las dos normas haciendo uso de la siguiente:

*Ecuación 11. Corte Basal según normas E.030-2006 y E.030-2018.*

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

*Fuente: Vivienda, 2018.*

El cociente C/R, de acuerdo a la norma E.030-2006, no se considerará menor que:

*Ecuación 12. Valor mínimo del cociente C/R para la norma E.030-2006.*

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

*Fuente: Vivienda, 2006.*

Y en el caso de la normativa E.030-2018:

*Ecuación 13. Valor mínimo del cociente C/R para la norma E.030-2018.*

$$\frac{C}{R} < 0.11$$

*Fuente: Vivienda, 2018.*

Distribución de la Fuerza Sísmica en Altura:

Para la norma E.030-2006, si el periodo “T”, es superior a 0.7 segundos, una fracción de la fuerza cortante, denominada  $F_a$ , se aplica como una fuerza concentrada. Esta fuerza  $F_a$  se determinará según:

*Ecuación 14. Fuerza concentrada en altura según norma E.030-2006.*

$$F_a = 0.07 \cdot T \cdot V \leq 0.15 \cdot V$$

*Fuente: Vivienda, 2006.*

Donde el periodo T corresponde al utilizado para encontrar el cortante basal. La fracción restante de la fuerza cortante basal, “ $V - F_a$ ”, es la que se distribuye a los distintos niveles, según:

*Ecuación 15. Distribución de fuerza sísmica en altura según norma E.030-2006.*

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

*Fuente: Vivienda, 2006.*

Para la norma E.030-2018, el cálculo se realiza de manera similar para cada nivel “i”, y en cada dirección de análisis. Estas fuerzas horizontales equivalentes se obtienen según:

*Ecuación 16. Distribución de la fuerza sísmica en altura según norma E.030-2018.*

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

*Fuente: Vivienda, 2018.*

*Ecuación 17. Factor de distrib. de fuerza sísmica en altura según norma E.030-2018.*

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i^k)}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$$

*Fuente: Vivienda, 2018.*

Donde “n” corresponde a la cantidad de niveles considerados en la estructura, “k” representa a un exponente ligado al período fundamental de vibración “T” del edificio y se calcula según:

- Para “T” menor ó igual a 0.5 segundos :

*Ecuación 18. Exponente de altura de la edificación (1) según norma E.030-2018.*

$$k = 1.0$$

*Fuente: Vivienda, 2018.*

- Para “T” mayor que 0.5 segundos :

*Ecuación 19. Exponente de altura de la edificación (2) según norma E.030-2018.*

$$k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0$$

*Fuente: Vivienda, 2018.*

Entonces se puede afirmar que en la norma vigente se ha adoptado la aplicación de un factor exponencial de altura de la edificación, según la tendencia internacional con respecto a códigos de diseño sismo-resistentes.

## 2. Período fundamental de vibración.

Santana afirmó en 2013, refiriéndose al periodo fundamental de vibración propio de una estructura, que es un indicador que posee gran influencia durante la etapa analítica. Así también, en 2002 Gómez afirmó que la obtención de este periodo es considerado como un procedimiento que tiene gran importancia en el diseño sísmico ya que esto nos permitirá conocer si es que la estructura

podría incursionar dentro del rango de valores en donde se desarrolla el fenómeno de resonancia, generando, lógicamente, efectos muy negativos a la edificación.

El periodo fundamental “T” es el tiempo que requiere el sistema para completar una oscilación para los dos ejes principales. Generalmente las estructuras construidas de albañilería, así como también las que además de la albañilería se componen de elementos de concreto armado, tendrán un periodo más corto que otro tipo de estructuración debido a que estos presentan mayores valores de rigidez frente a acciones laterales y en consecuencia, menos deformaciones. Pero los materiales de los que está compuesta la edificación no es el único factor que puede influenciar el periodo fundamental la variación del periodo vibración de la estructura. Además de ello, la altura de la estructura tiene también un importante efecto sobre ello. En general, mientras más alta sea una estructura, su periodo fundamental será mayor que otra de similar dimensión en planta pero de una altura menor.

Según las normas E.030-2006 y E.030-2018, el periodo fundamental de vibración para cada eje principal es obtenido mediante:

*Ecuación 20. Periodo fundamental según normas E.030-2006 y E.030-2018.*

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

*Fuente: Vivienda, 2018.*

Donde:

$C_t = 35$  En estructuras que tengan como elementos resistentes principalmente pórticos de concreto armado sin presencia de muros de corte.

$C_t = 45$  En estructuras que tengan como elementos resistentes principalmente a pórticos de concreto armado con muros únicamente en el área de ascensores y/o escaleras.

$C_t = 60$  En estructuras que tengan como elementos resistentes un sistema dual o de muros estructurales.

Queda en evidencia que el valor del periodo “T” no está ligado a condiciones externas, es decir, solo está asociado al tipo de estructuración elegido para la edificación. Debido a ello es que si por alguna razón los periodos fundamentales de alguna estructura.

### 3. Excentricidad Accidental.

En edificaciones donde haya presencia de diafragmas rígidos, es considerado el hecho de que las fuerzas sísmicas en cada uno de los niveles de la estructura ( $F_i$ ) actuarán en una ubicación localizada en el centro de masa para cada uno de ellos y, adicionalmente a la excentricidad inherente de cada edificación, se considera los efectos de la denominada excentricidad accidental, mediante la aplicación de un momento torsor ( $M_{ti}$ ) el cual es obtenido mediante:

*Ecuación 21. Momento torsor accidental.*

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

*Fuente: Vivienda, 2006.*

En cada uno de los ejes de análisis, la excentricidad accidental para cada nivel ( $e_i$ ), es considerada como un 5% de la longitud total de la edificación, medida en dirección perpendicular a la dirección en que se realiza el análisis.

#### **2.2.4.3. Análisis dinámico Modal Espectral.**

Las estructuras, cuando están sujetas a fuerzas cortantes basales, tienen un comportamiento de forma dinámica, es decir, describen reacciones de sentido opuesto al movimiento resultante por la aplicación de dichas cargas. Por otro lado, las estructuras reales poseen una cantidad innumerable de grados de libertad. Sin embargo, se concentra la evaluación en puntos notables (nudos o pisos) que, mediante un modelo estructural, son suficientes en la determinación del comportamiento estructural de la edificación real para posteriormente poder calcular sus fuerzas internas. La totalidad de la masa de la edificación es concentrada en los nudos que se ubican en el centro de masas correspondiente a cada uno de los niveles, resultando así una distribución dinámica de la masa total de la estructura. Asimismo, el análisis se lleva a cabo considerando que los materiales que componen la edificación tendrán un comportamiento elástico-lineal, y que además la rigidez de la edificación puede calcularse con alta precisión, con ayuda de modelos numéricos. (Salinas, 2001)

El análisis modal espectral (también llamado método de respuesta espectral) está referido a un método para calcular las fuerzas y desplazamientos que experimentan los elementos de una estructura. Consiste en el cálculo de los

máximos valores de las deformaciones traslacionales, rotacionales y de la aceleración para cada modo de vibración por medio del uso de un espectro de diseño.

Éste espectro de diseño representa un promedio o también llamado una envolvente de espectros de respuesta relacionados a diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño.

En forma general, el espectro es un gráfico de una respuesta máxima, es cuál puede ser representado en función a desplazamientos, velocidades o aceleraciones y que produzca una acción dinámica determinada en una edificación. (Crisafulli, 2002)

Luego, son combinados mediante un promedio ponderado entre el promedio y la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de tales valores máximos; otra de las combinaciones es el de la denominada combinación cuadrática completa (también conocido como método CQC), el cual además considera una relación entre los valores modales máximos. De esta manera, se puede obtener los valores más probables en cuanto a fuerzas y los desplazamientos asociados a estas. Según las normas E.030-2006 y E.030-2018, se utiliza un espectro de pseudo-aceleraciones el cual se elabora mediante:

*Ecuación 22. Espectro de pseudo aceleración de las normas E.030-2006 y E.030-2018.*

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

*Fuente: Vivienda, 2006.*

Existe también el método de análisis dinámico Tiempo-Historia el cual consiste en someter a una estructura a las aceleraciones producidas por un sismo que haya sido registrado previamente, con el objetivo de verificar el



comportamiento de dicha estructura para ese evento sísmico en particular. Es decir, es de utilidad para responder a la interrogante de cómo se hubiera comportado una edificación frente a un sismo representado en los registros por medio de un acelerograma. Debido a que este método suele ser usado únicamente para verificaciones, en esta investigación se ha optado por elegir el método de la combinación modal espectral.

## **2.2.5. Respuesta estructural.**

### **2.2.5.1. Desplazamientos Laterales.**

Se denomina desplazamiento lateral a cualquier deformación que presenta la edificación, y que ocurra a lo largo de la misma dirección en la que fue aplicada lateral. Normalmente en edificaciones muy rígidas, esta deformación es muy pequeña. En edificaciones más flexibles o de altura considerable este desplazamiento lateral se va acumulando conforme el nivel aumenta. Es debido a estos casos que se ha incorporado el concepto del desplazamiento lateral relativo, el cual es la deformación neta que experimenta el entrepiso considerado. Se puede interpretar entonces a este desplazamiento lateral relativo como una sustracción entre el desplazamiento lateral total de un nivel, y la deformación total del entrepiso inmediato inferior. Según Rochel (2012) el desplazamiento relativo también es llamado deriva de entrepiso. Según las normas E.030-2006 y E.030-2018, para las edificaciones catalogadas como regulares, el desplazamiento inelástico se determina multiplicando por  $0.75R$  a los desplazamientos resultantes del análisis elástico lineal que ha sido realizado empleando

fuerzas sísmicas reducidas. Según la normativa E.030-2006, para estructuras irregulares se mantiene el multiplicador de 0.75 R. En cambio, según la norma E.030-2018, para el caso en el cual se haya confirmado el hecho de que una estructura presenta irregularidades, el desplazamiento lateral inelástico, para cada uno de los niveles, se calculará empleando el multiplicador de 0.85R para los valores obtenidos del análisis elástico lineal.

De acuerdo a Andrade (2004) se reconoce el control de desplazamientos laterales como un indicador adecuado y válido de la respuesta estructural de las edificaciones en relación a su comportamiento durante un evento sísmico ya que de acuerdo a los valores obtenidos de los desplazamientos laterales se puede comparar que tan rígida o dúctil es una estructura frente a cargas laterales.

#### **2.2.5.2. Distorsión de entrepiso**

De acuerdo a Bazán y Meli (2002) la distorsión de entrepiso es uno de los índices más importantes para evaluar y medir los posibles efectos dañinos del sismo sobre las estructuras. Esta distorsión es la resultante de la división entre la deriva de entrepiso con la altura del entrepiso analizado.

La normativa vigente indica que la distorsión máxima permitida se obtiene de acuerdo al material que compone la configuración estructural del edificio, tal es así que la distorsión que se presente no deberá superar:

Tabla 33. Distorsión de entrepiso máxima para las normas E.030-2006 y E.030-2018.

Material Predominante	$(\Delta_i/h_{ei})$
Concreto Armado	0.007
Acero	0.010
Albañilería	0.005
Madera	0.010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0.005

Fuente: Vivienda, 2018.

En línea con lo expuesto por Muñoz, Quiun y Tinman (2004), la estrategia general para llevar a cabo un reforzamiento estructural de una edificación se centra en el hecho de que se debe controlar la ductilidad de la estructura. Esta ductilidad indica la capacidad de deformación de una edificación frente a fuerzas laterales y ello se cuantifica mediante la deriva de entrepiso. Por lo tanto se considera que la deriva de entrepiso es un indicador adecuado para la medición de la respuesta estructural.

#### 2.2.5.1. Fuerza Cortante Basal.

Denominada también cortante basal, es empleada con el objetivo de realizar las verificaciones de las deformaciones. Sin embargo, nuestra normativa sugiere que se puede emplear la fuerza cortante encontrada en el análisis dinámico, para el diseño de los elementos que componen la estructura. Adicionalmente se indica que la fuerza cortante basal dinámica basal que se vaya a ser empleada con el objetivo de diseñar la estructura no puede ser inferior al 80% del valor calculado de fuerza cortante obtenida del análisis estático (en el caso de edificaciones regulares), ni inferior que el 90% (en el caso de edificaciones irregulares). Debido a esta condición es que generalmente se escala el cortante basal dinámico al 80% o 90% del cortante basal estático, dependiendo de si la edificación ha sido calificada

como regular o irregular con el propósito de optimizar los costos de construcción de los diseños.

Según Mendoza y Serna (2015) y en línea con lo afirmado por Nakano (2004), se considera a la fuerza cortante basal como un indicador adecuado para la evaluación de las fuerzas de diseño que intervendrán en la estructura a partir de la ocurrencia de un evento sísmico. Esto se debe a que la respuesta estructural de la edificación es dependiente de la intensidad de la fuerza cortante que actúa sobre cada nivel de la edificación. Por lo tanto se puede considerar a la fuerza cortante basal como un indicador ideal.

## **2.3. Hipótesis**

### **2.3.1. Hipótesis General:**

- Existen aumentos significativos entre la respuesta estructural analítica del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018.

### **2.3.2. Hipótesis Específicas:**

- Existen diferencias significativas entre los desplazamientos del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018.
- Existen diferencias significativas entre las fuerzas externas del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018.
- Existen diferencias significativas entre las fuerzas internas del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018.

## CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA

### 3.1. Operacionalización de variables

Tabla 34. Operacionalización de Variable Independiente.

VARIABLE INDEPENDIENTE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES
Los Parámetros de diseño Sismo-resistente de la norma E.030	Son parámetros que se emplean para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño de una edificación.	Zonificación	Factor de Zona "Z"
		Parámetros de Sitio	Factor de Suelo "S"
			Periodo $T_P$ y $T_L$
		Irregularidad Estructural	Factor de Irregularidad en altura " $I_a$ "
Factor de Irregularidad en planta " $I_p$ "			

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 35. Operacionalización de variable dependiente.

VARIABLE DEPENDIENTE	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DIMENSIONES	INDICADORES
La respuesta estructural analítica del módulo sistémico 780 de I.E.S.T La Cantuta.	Es el comportamiento de la edificación ante las acciones sísmicas.	DESPLAZAMIENTOS	DERIVA LATERAL (mm) DISTORSIÓN DE ENTREPIESO (adim.)
		FUERZAS EXTERNAS	FUERZA CORTANTE BASAL (ton) REACCIONES DEL SUELO (ton)
		FUERZAS INTERNAS	FUERZAS CORTANTES (ton) MOMENTOS FLECTORES (ton.m)

Fuente: Elaboración Propia.

### 3.2. Diseño de investigación

Según el propósito, esta investigación es Aplicada, ya que para llevarla a cabo se emplean teorías ya existentes. Según el alcance, esta investigación es del tipo Descriptivo-Explicativo debido a que en esta tesis se pretende comparar dos grupos muestrales y ver los efectos que tiene la manipulación de una variable independiente sobre una variable dependiente. Según el enfoque, esta investigación es Cuantitativa ya que se empleará la recopilación de información con el objetivo de probar las hipótesis formuladas y basándose en mediciones cuantificables y la estadística

inferencial. Esta investigación posee un diseño Experimental, de naturaleza Cuasi Experimental debido a que se manipulará, al menos, una variable independiente para observar su efecto sobre una o más variables dependientes, pero no se empleará el azar para la elección de los grupos.

*Tabla 36. Esquema de la investigación.*

Grupo	Asignación	Pre Prueba	Tratamiento	Post prueba
GE:		O1	X	O2
GC:		O3	-	O4

*Fuente: Elaboración Propia.*

Donde:

GE: Grupo estudio

GC: Grupo control

O1, O3: Pre test

O2, O4: Post test

-. sin tratamiento

### 3.3. Unidad de estudio

En el presente trabajo, la unidad de estudio es un pabellón de una edificación educativa de dos niveles con 3 aulas por nivel, de configuración estructural correspondiente al módulo sistémico denominado como módulo 780 reforzado que haya sido diseñado y construido empleando la norma E.030-2006.

### 3.4. Población

La población la conforman todas las edificaciones educativas de dos niveles con tres aulas en cada uno, de configuración estructural correspondiente al módulo sistémico denominado como módulo 780 reforzado ubicados en la zona sísmica 2 según la

E.030-2006 y en la zona sísmica 3 según la E.030-2018, que hayan sido diseñados y construidos con la norma E.030-2006 y que además se ubiquen en un suelo clasificado como  $S_1$ .

### **3.5. Muestra (muestreo o selección)**

Para el desarrollo de esta tesis, se tuvo que realizar la elección de una muestra que resulte representativa. La muestra ha sido obtenida siguiendo un método de recolección No Probabilístico, del tipo Intencionado o por criterio. Se ha elegido la edificación educativa de dos niveles con tres aulas en cada uno, de configuración estructural correspondiente al módulo sistémico denominado como módulo 780 reforzado ubicado en la I.E.S.T. La Cantuta, distrito de Secclla, Provincia de Angaraes, Departamento de Huancavelica, debido a que su ubicación en un territorio donde la zonificación sísmica ha aumentado aumenta la posibilidad de encontrar mayores valores en la respuesta estructural analítica, pudiendo de esta forma comprobar la hipótesis planteada.

### **3.6. Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos**

La técnica elegida para esta investigación es la Observación. Los instrumentos y diversos procedimientos empleados para recolectar la información se realizaron empleando las fichas técnicas que se muestran en los anexos.

### **3.7. Métodos, instrumentos y procedimientos de análisis de datos**

Debido a las propias características de la presente tesis, se ha optado por un método basado en la estadística inferencial para el análisis de datos consistente en la utilización de la prueba de Shapiro Wilk para la comprobación de la normalidad de los datos a analizar, y posteriormente el empleo de la prueba T de Student para datos



emparejados con el objetivo de determinar si existen o no diferencias significativas en una muestra, antes y después de la manipulación de la variable independiente.

### **3.8. Descripción del Procedimiento.**

La investigación a desarrollar consistirá en un análisis estático y posteriormente un análisis dinámico y sigue el esquema siguiente:

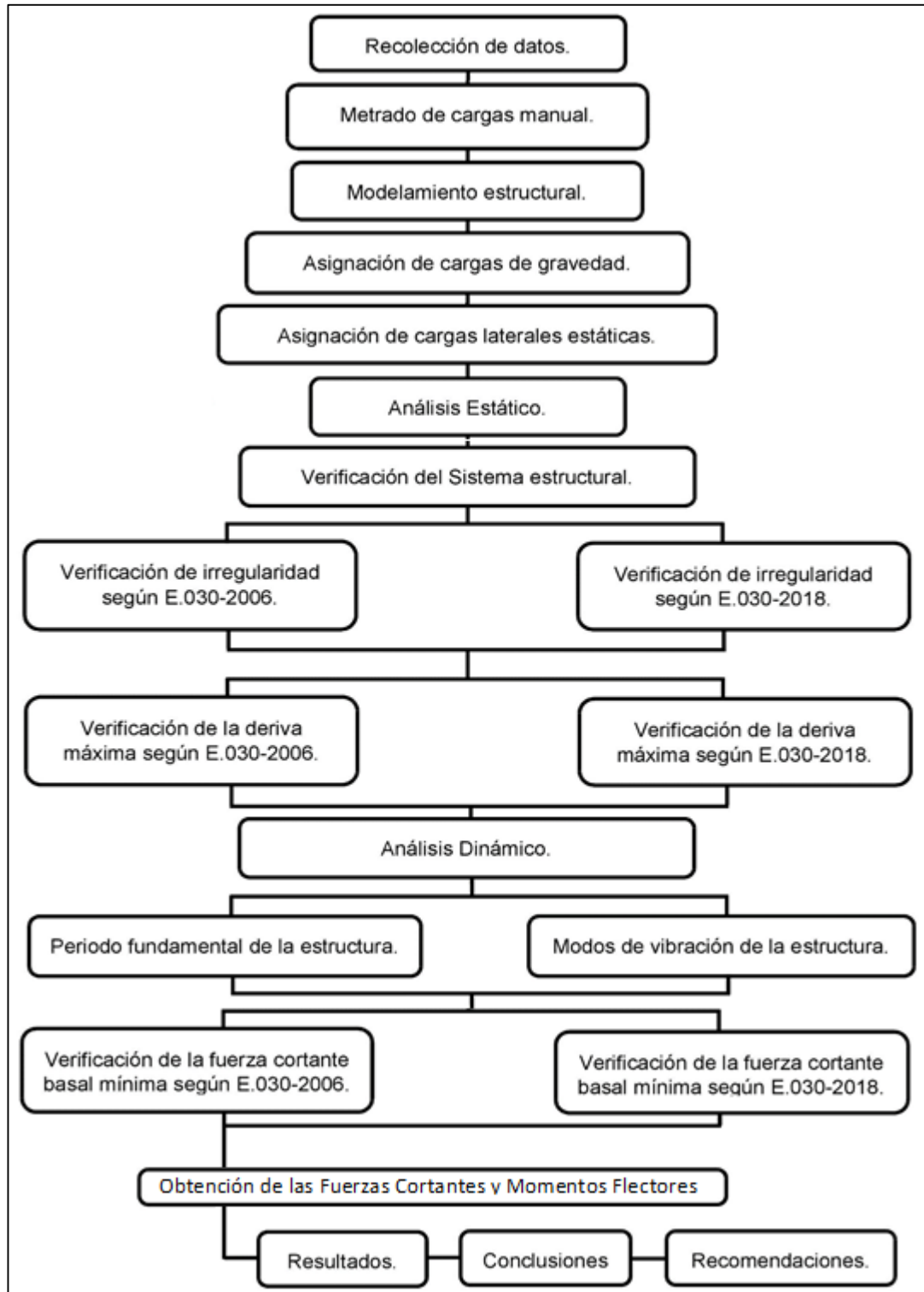


Figura 22. Procedimiento para el desarrollo de la investigación.  
 Fuente: Elaboración propia.

### 3.9. Desarrollo del Procedimiento.

Las edificaciones se analizaron de acuerdo al procedimiento mostrado anteriormente.

Se realizó un metrado de cargas manual para identificar las solicitaciones de gravedad que tendrá la estructura.

#### 3.9.1. Metrado de Cargas.

##### Carga Permanente:

Peso específico del Concreto Armado.	=	2400 kg/m <sup>3</sup>
Peso específico de la albañilería confinada.	=	1800 kg/m <sup>3</sup>
Losa aligerada (e=0.20 m)	=	300 kg/m <sup>2</sup>
Acabados.	=	100 kg/m <sup>2</sup>

##### Cargas Vivas:

Aulas	=	250 kg/m <sup>2</sup>
Pasadizos y Corredores.	=	400 kg/m <sup>2</sup>
Techos Inclınados Livianos	=	50 kg/m <sup>2</sup>

Para esta estructura que es del tipo educativa (edificación importante) se empleó el 50% de la carga viva en el entrepiso y el 25% de la carga viva en el techo de acuerdo a las indicaciones proporcionadas por las normas E.030-2006 y E.030-2018. Empleando estas consideraciones obtenidas de la norma E.020-2006, se realizó un metrado de cargas manual según:

Tabla 37. Metrado de cargas manual.

<b>METRADO DE CARGAS DE LA EDIFICACIÓN</b>					
DESCRIPCIÓN	Área	long.	cant.	P.esp.	W (ton)
<b>CARGA MUERTA</b>					
<b>1ER NIVEL</b>					
C1	0.15	2.98	8.00	2.40	8.57
C2	0.24	2.98	6.00	2.40	10.28
C4	0.06	2.98	4.00	2.40	1.79
C7	0.03	2.38	24.00	2.40	4.10
Tabiquería	4.51	2.38	1.00	0.00	0.00
Albañilería Confinada	1.64	2.98	4.00	1.80	35.23
VA-1	0.14	19.45	2.00	2.40	12.84
VA-2	0.11	23.65	1.00	2.40	6.24
V-101	0.18	8.70	3.00	2.40	11.28
V-102	0.15	9.15	4.00	2.40	13.18
Aligerado aulas	26.83		6.00	0.30	48.29
Aligerado pasadizo	7.25		6.00	0.30	13.05
Acabados	34.08		6.00	0.10	20.45
<b>2DO NIVEL</b>					
C1	0.15	2.98	8.00	2.40	8.57
C2	0.24	2.98	6.00	2.40	10.28
C4	0.06	2.98	4.00	2.40	1.79
C7	0.03	2.38	24.00	2.40	4.10
Tabiquería	4.51	2.38	1.00	1.80	19.30
Parapeto	25.85	0.15	1.00	1.80	6.98
Albañilería Confinada	1.96	2.98	4.00	1.80	41.89
VA-5	0.14	19.45	2.00	2.40	12.84
VA-6	0.04	23.65	1.00	2.40	1.99
VA-4	0.06	23.65	2.00	2.40	7.24
VA-3	0.05	11.80	4.00	2.40	5.66
V-201	0.17	11.80	3.00	2.40	14.02
V-202	0.10	7.65	4.00	2.40	7.34
Aligerado aulas 1	18.91		6.00	0.30	34.03
Aligerado aulas 1	20.46		6.00	0.30	36.83
Acabados	39.37		6.00	0.10	23.62
teja andina	39.37		6.00	0.07	16.53
			<b>C.M.</b>	<b>TOTAL</b>	<b>438.29</b>
<b>CARGA VIVA</b>					
Aulas	26.83		6.00	0.25	40.24
Corredores	7.25		6.00	0.40	17.40
Azotea	39.37		6.00	0.05	11.81
			<b>C.V.</b>	<b>TOTAL</b>	<b>69.45</b>
<b>PESO DE LA EDIFICACIÓN "P"</b>					
	100% C.M.	438.29 ton			
	50% C.V.	28.82 ton			
	25% C.V. T.	2.95 ton			
	<b>TOTAL</b>	<b>470.06 TON</b>			

Fuente: Elaboración Propia.

Según el metrado de cargas manual, que se realizó según las dimensiones indicadas en los planos obtenidos de la estructura, y aplicando la reducción de cargas indicada

tanto en la normativa E.030-2006 como en la normativa E.030-2018, se ha calculado el peso de la edificación el cual resulta ser de 470.06 toneladas.

### 3.9.2. Modelamiento Estructural.

Luego, se procedió a la elaboración de un modelo virtual de la estructura empleando para ello el software Etabs, siguiendo las dimensiones establecidas en los planos proporcionados por el Pronied. En primer lugar se definieron las longitudes de las grillas asociadas a los dos ejes principales X e Y.

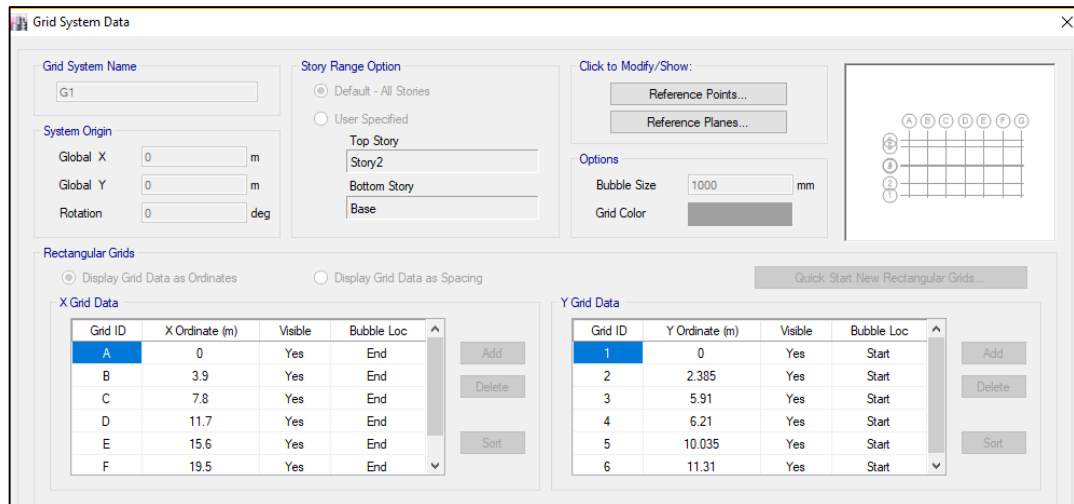


Figura 23. Definición de grillas del modelo estructural.  
Fuente: Elaboración Propia.

Se consideró adecuado establecer planos de referencia para facilitar el modelamiento de los elementos del segundo nivel:

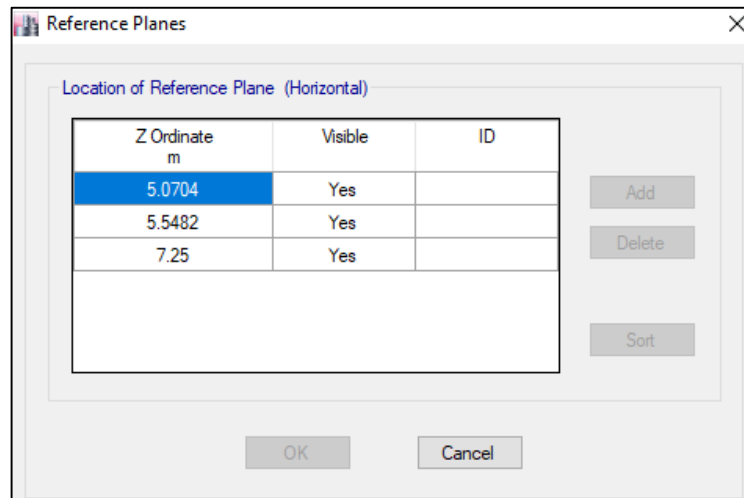


Figura 24. Definición de planos de referencia del modelo estructural.  
Fuente: Elaboración Propia.

Luego se definieron las alturas de los niveles:

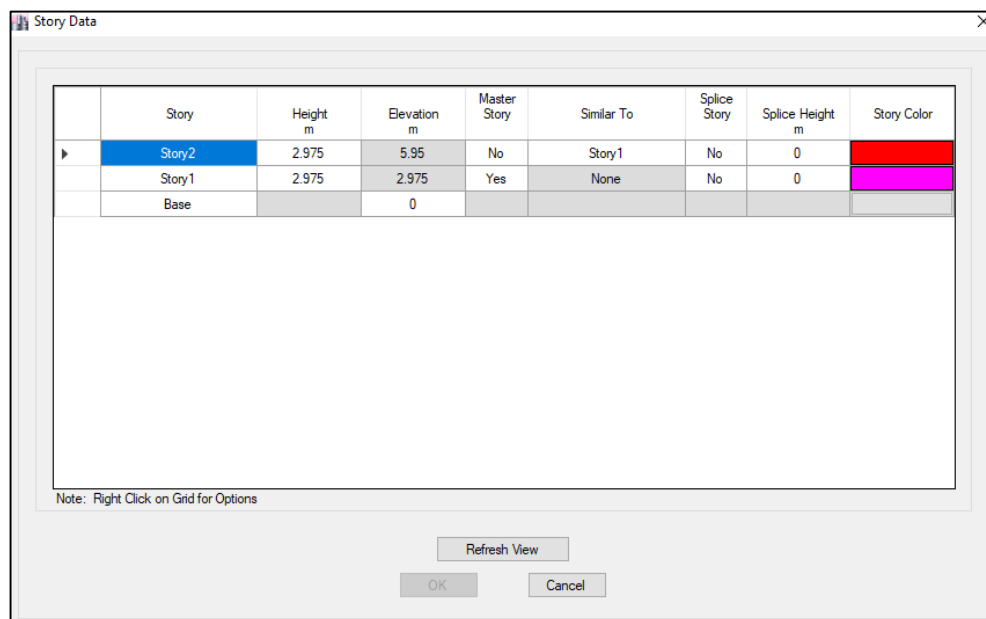


Figura 25. Definición de la altura de los niveles del modelo estructural.  
Fuente: Elaboración Propia.

Una vez generada la grilla, se definió todos los materiales que compondrán cada elemento de la estructura del modelo. Para la albañilería se definió según:

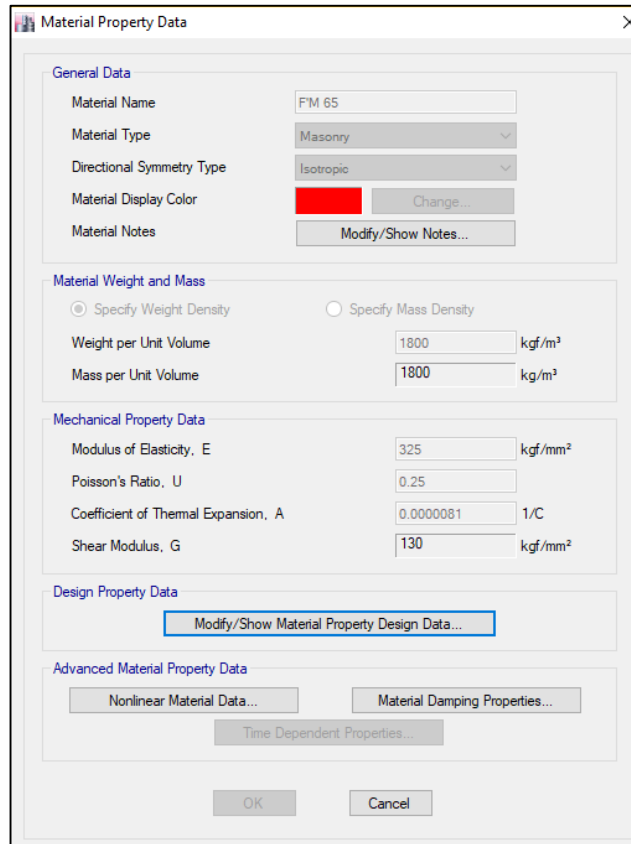


Figura 26. Definición del material de la albañilería.  
 Fuente: Elaboración Propia.

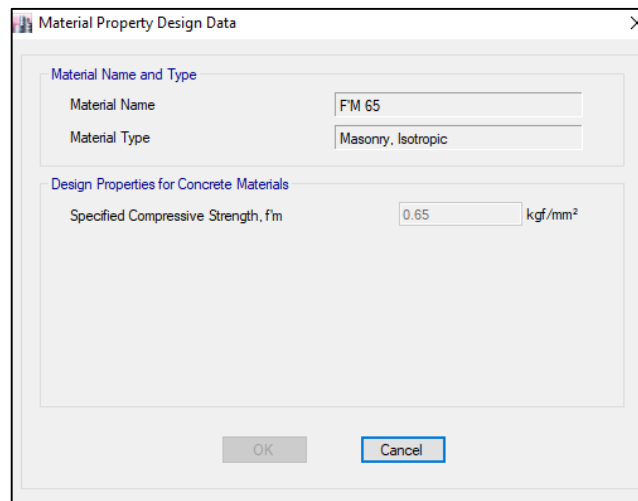


Figura 27. Definición del  $f_m$  de la albañilería.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Para el concreto armado la definición del material se realizó de la siguiente manera:

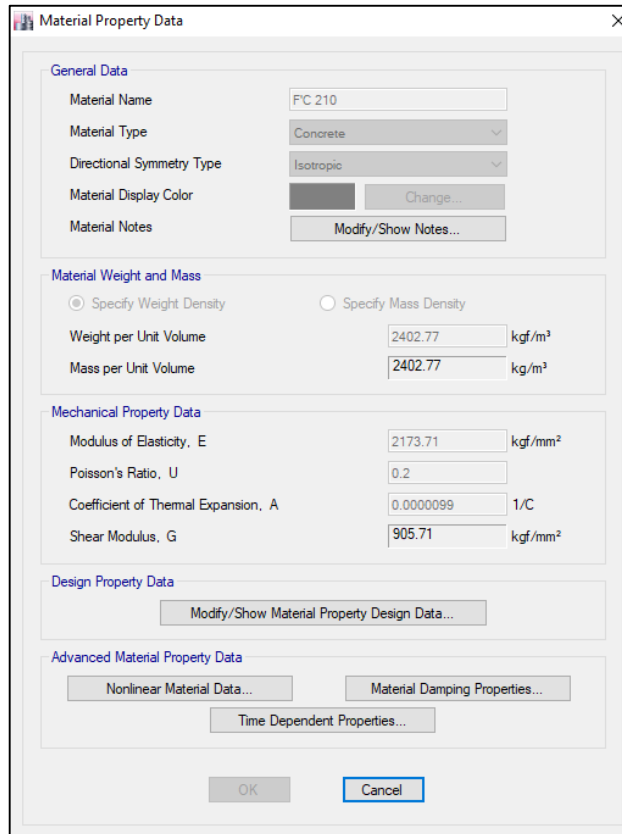


Figura 28. Definición del material del concreto armado.  
 Fuente: Elaboración Propia.

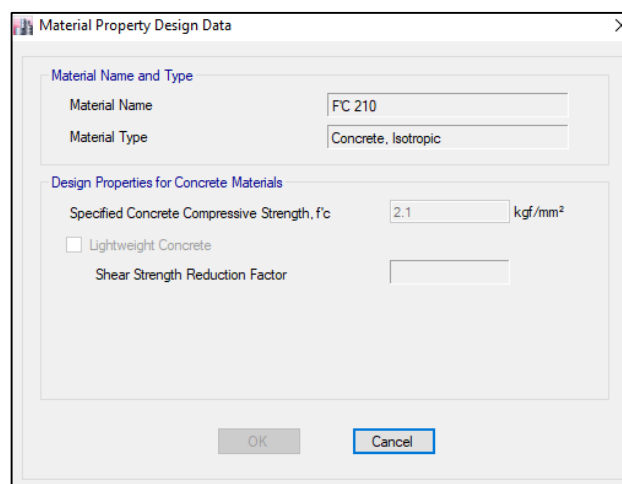


Figura 29. Definición del  $f_c$  del concreto armado.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Una vez que los materiales ya fueron definidos, se procedió con la definición de las secciones que intervendrán en el modelo de la estructura.



Se comenzó definiendo las secciones de los elementos columna:

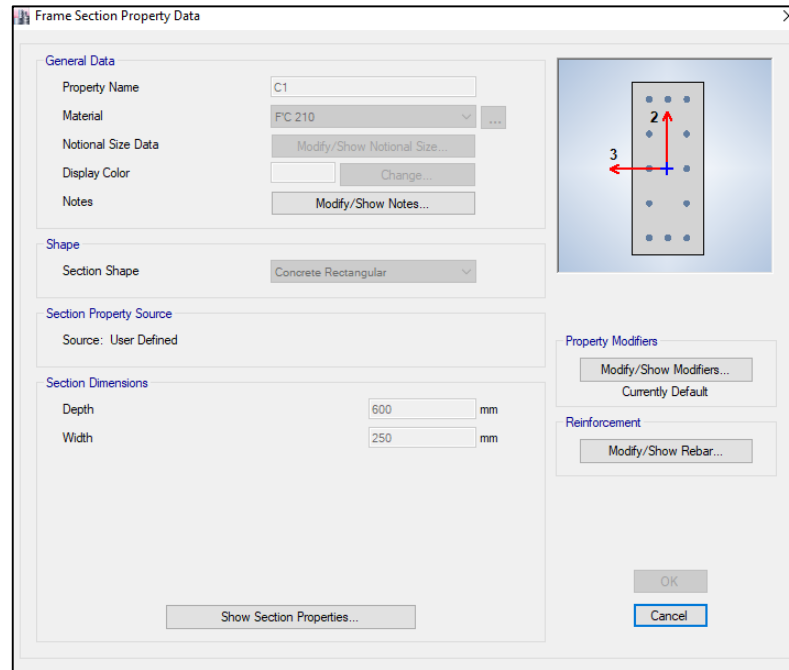


Figura 30. Definición de la sección de C1.  
Fuente: Elaboración Propia.

Luego se procedió definiendo las secciones de los elementos viga:

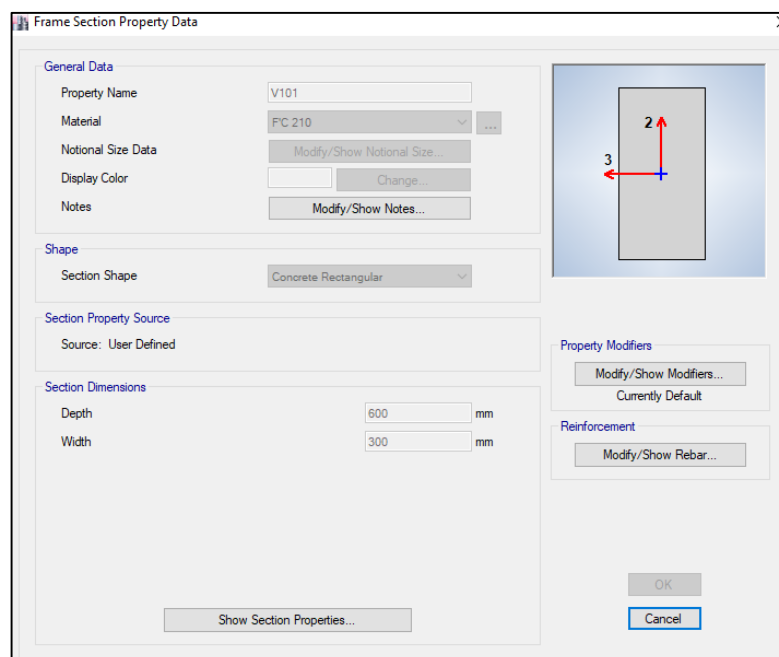


Figura 31. Definición de la sección de V101.  
Fuente: Elaboración Propia.

La definición de las demás secciones de columnas y vigas puede encontrarse en el Anexo N° 8. Posteriormente se definió el muro de albañilería confinada:

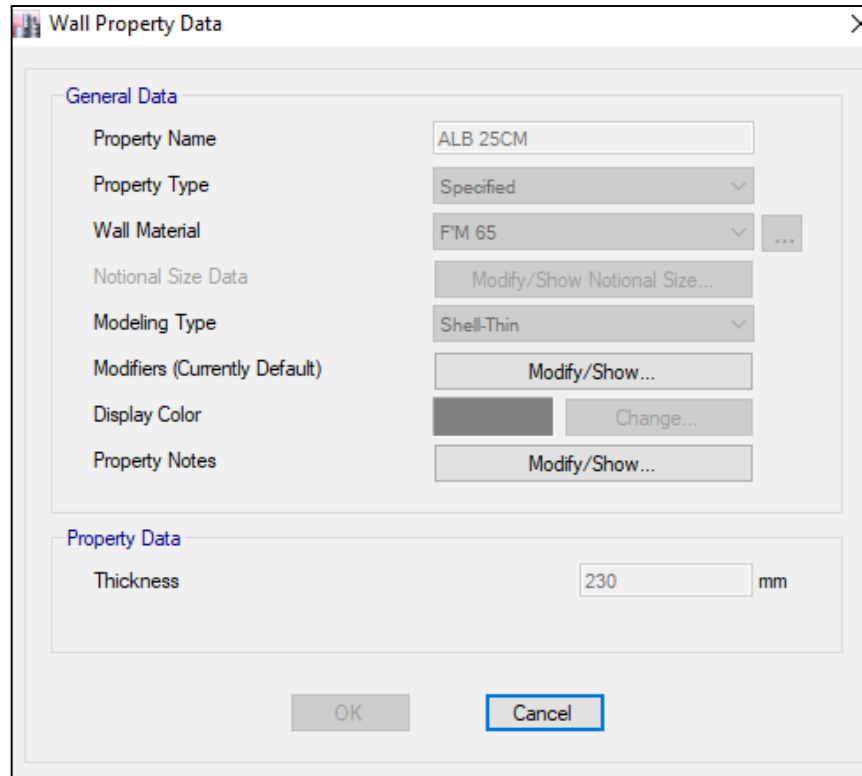
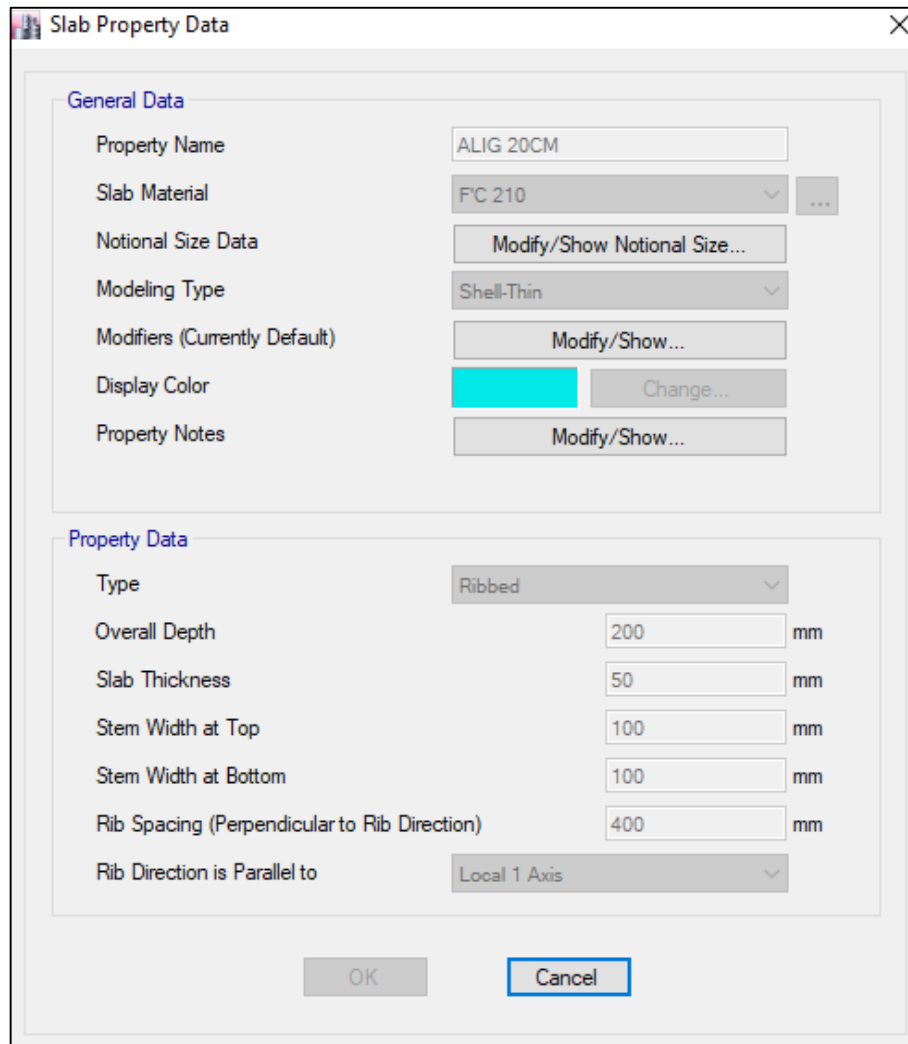
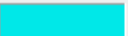


Figura 32. Definición de la sección de albañilería confinada.  
Fuente: Elaboración Propia.

Y finalmente se definió la sección de los elementos losa (losa aligerada):



General Data	
Property Name	ALIG 20CM
Slab Material	FC 210
Notional Size Data	Modify/Show Notional Size...
Modeling Type	Shell-Thin
Modifiers (Currently Default)	Modify/Show...
Display Color	 Change...
Property Notes	Modify/Show...

Property Data	
Type	Ribbed
Overall Depth	200 mm
Slab Thickness	50 mm
Stem Width at Top	100 mm
Stem Width at Bottom	100 mm
Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction)	400 mm
Rib Direction is Parallel to	Local 1 Axis

*Figura 33. Definición de la losa aligerada.  
Fuente: Elaboración Propia.*

Esta definición de losa aligerada considera únicamente el peso del concreto armado así que durante la asignación de cargas se incluirá el peso correspondiente a los ladrillos, los cuales no se han considerado en esta sección.

La vista en planta del modelo posee la siguiente configuración:

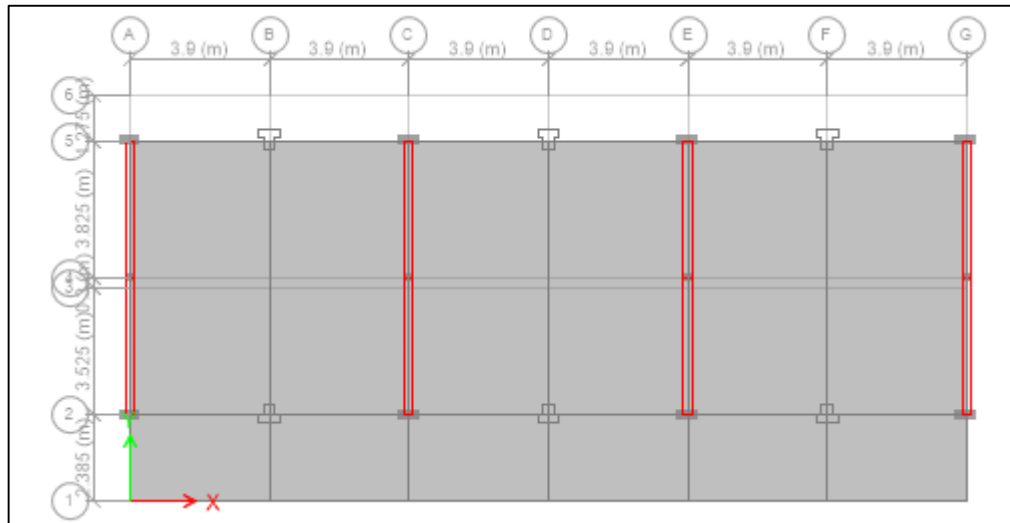


Figura 34. Vista en planta del modelo estructural.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Se asignó la condición de empotramiento para los elementos conectados al terreno.

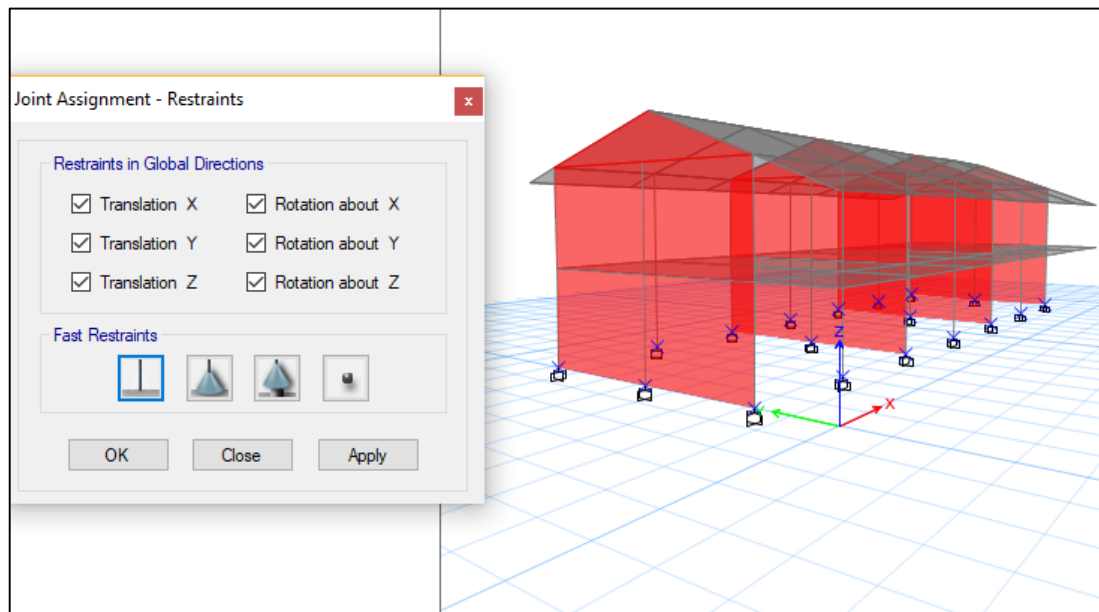
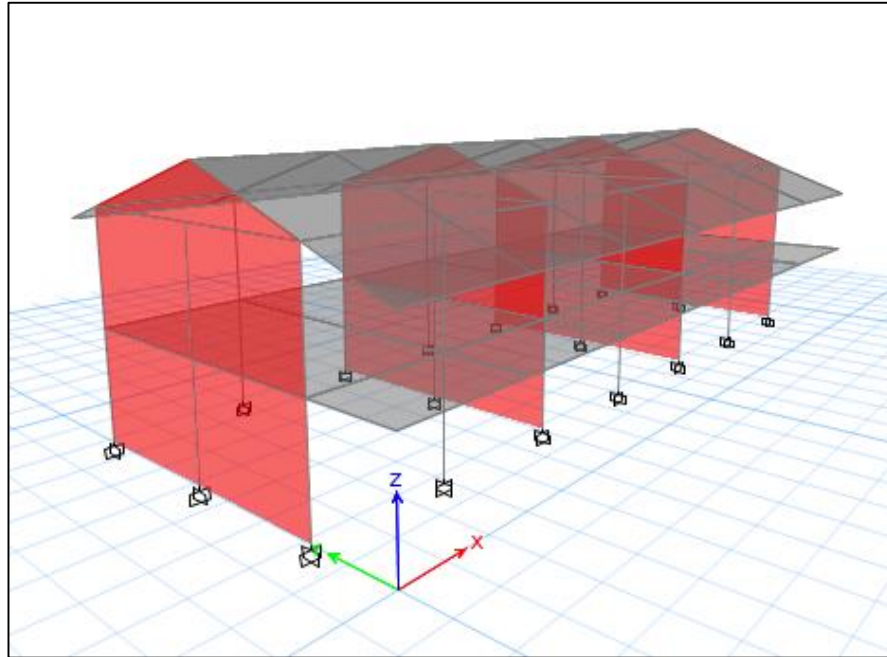


Figura 35. Asignación de empotramiento en la base.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Aquí se muestra una vista en tres dimensiones del modelo de la estructura:



*Figura 36. Vista tridimensional del modelo estructural.  
Fuente: Elaboración Propia.*

### **3.9.3. Asignación de cargas de gravedad.**

Para asignar las cargas, producidas por efecto de la gravedad, al modelo de la edificación se identificaron dos tipos de carga. La carga muerta, que es la proveniente del peso propio de cada elemento modelado, ya se encuentra considerada durante la etapa correspondiente a la definición de las secciones y materiales del modelo así que solo se asignaron las cargas faltantes como son por ejemplo el peso de los acabados, el peso de la tabiquería, y de los ladrillos del aligerado que fueron ignorados durante la definición de esa sección.

#### **3.9.3.1. Carga Muerta**

La carga muerta adicional es del valor de  $190 \text{ kg/m}^2$ . Una parte de ello corresponde a los acabados que según la norma E.020-2006 es  $100 \text{ kg/m}^2$ . El peso del concreto por  $1 \text{ m}^2$  de losa aligerada de  $0.20\text{m}$  de espesor es  $210 \text{ kg}$ . Debido a ello es que los  $90$

$\text{kg/m}^2$  restantes son adicionados debido al peso del ladrillo que compone la losa aligerada y que le hace falta para llegar al peso propio de  $300 \text{ kg/m}^2$ .

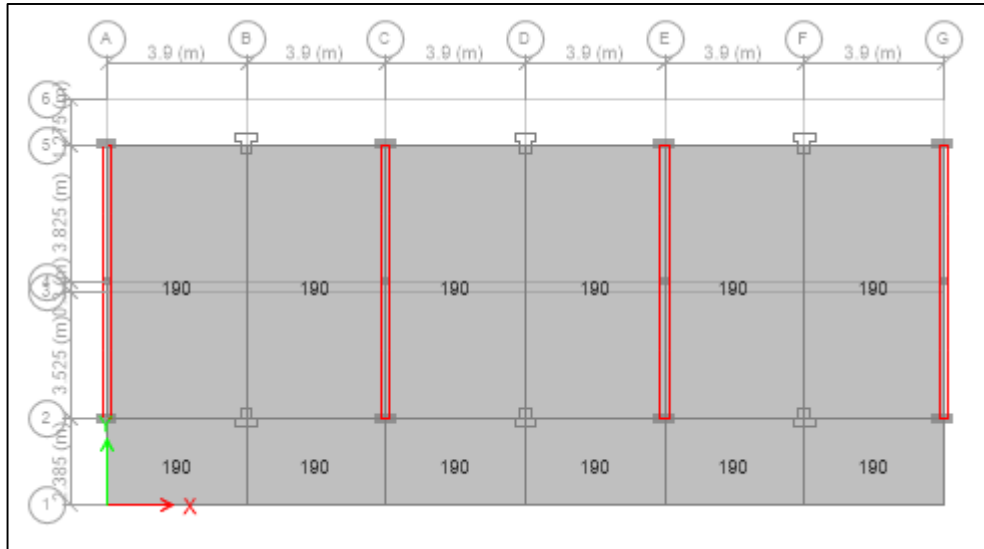


Figura 37. Asignación de cargas muertas.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Además, se ha colocado la carga muerta originada por la tabiquería según:

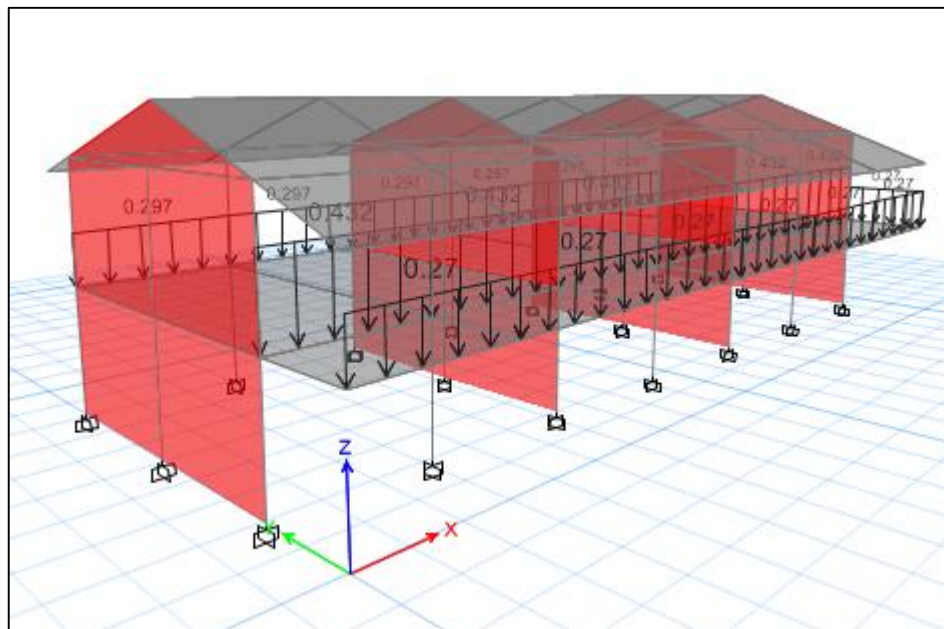


Figura 38. Asignación de carga de tabiquería.  
 Fuente: Elaboración Propia.

### 3.9.3.2. Carga viva.

Por otro lado, para la carga viva se ha considerado lo indicado en la norma de cargas E.020-2006 sobre los ambientes de edificaciones educativas. En la zona de aulas el reglamento indica una sobrecarga de  $250 \text{ kg/m}^2$  y en la zona de corredores una sobrecarga de  $400 \text{ kg/m}^2$  según:

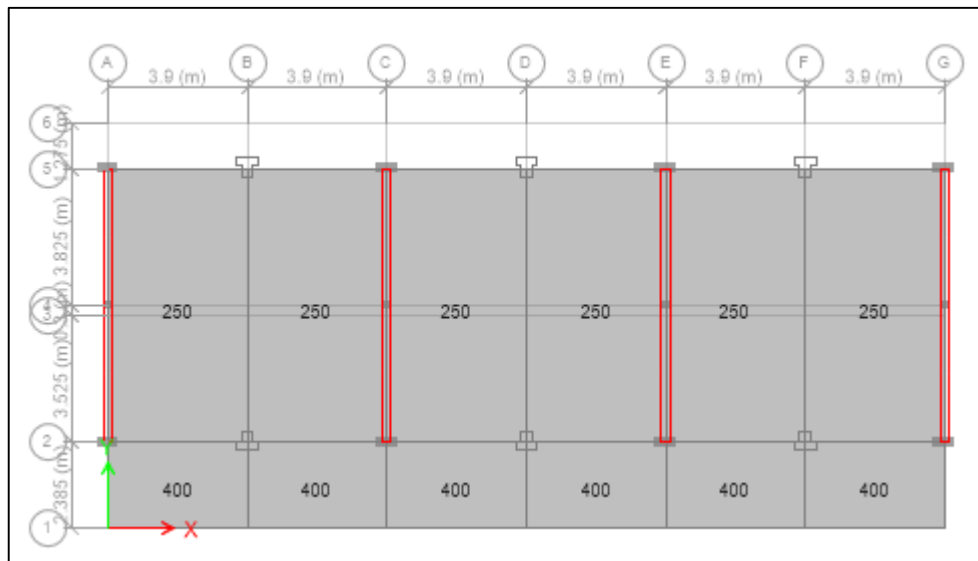
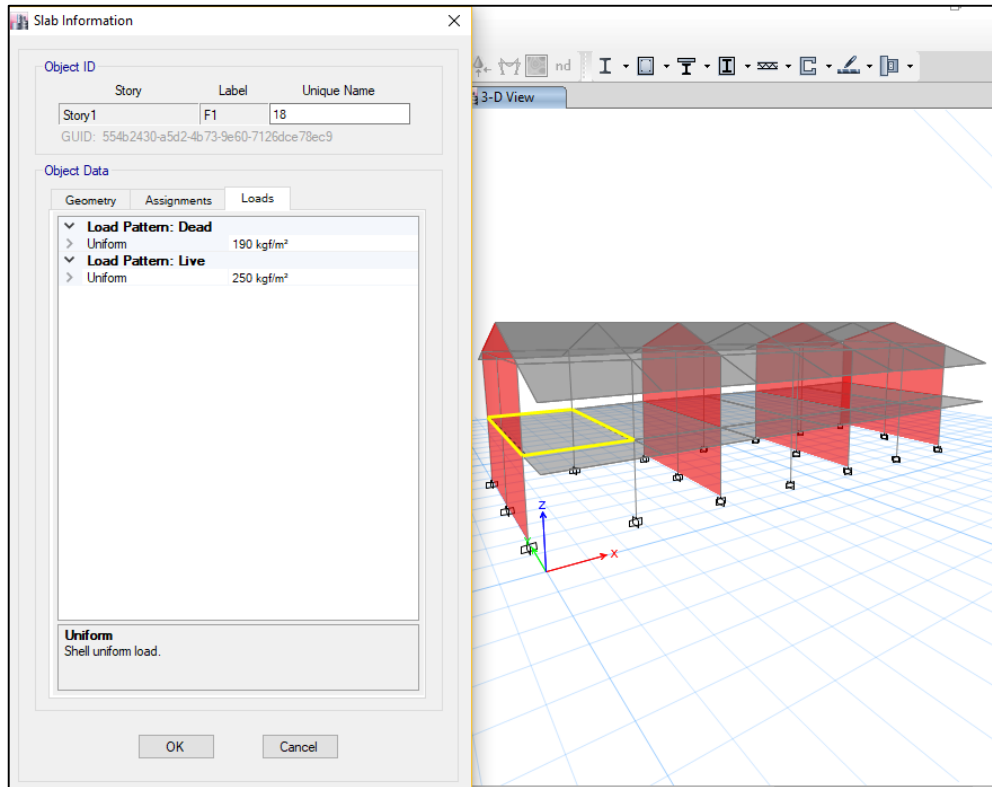


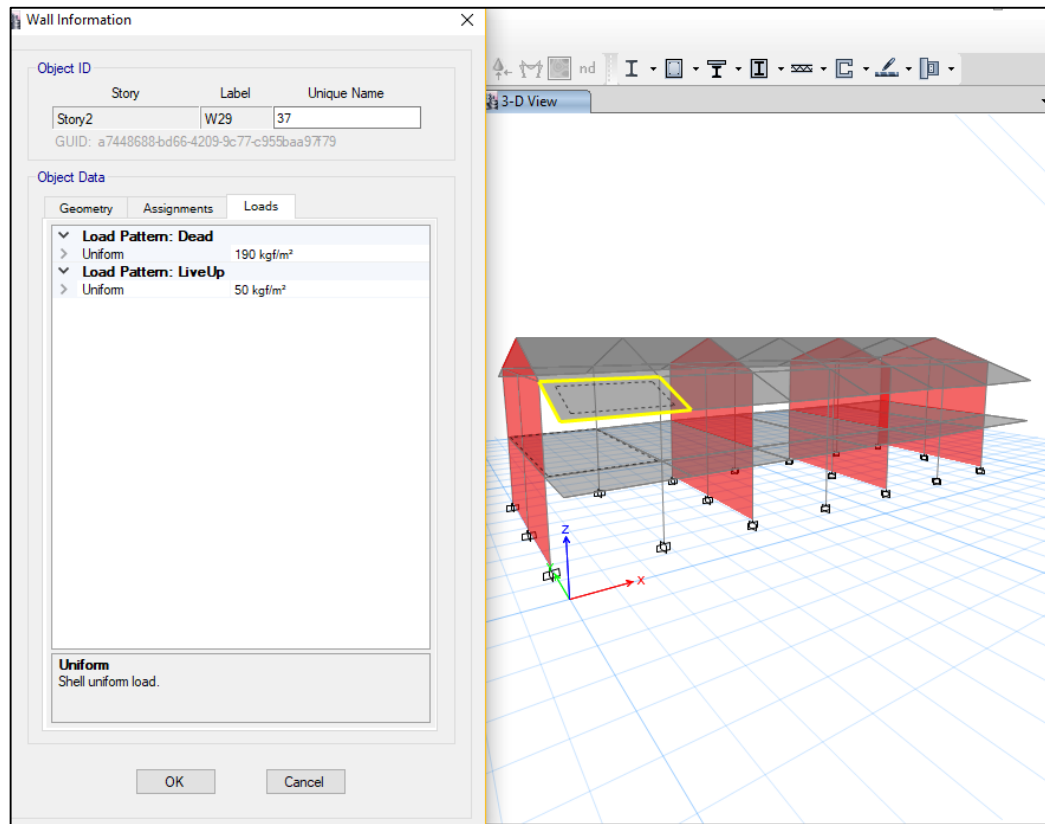
Figura 39. Asignación de cargas vivas.  
 Fuente: Elaboración Propia.



*Figura 40. Cargas vivas en aulas.  
Fuente: Elaboración Propia.*

Además también se ha respetado la carga viva mínima repartida en techos inclinados correspondiente a 50 kg/m<sup>2</sup>.





*Figura 41. Carga viva en techo inclinado.  
 Fuente: Elaboración Propia.*

### 3.9.3.3. Definición del cálculo de masas.

Una vez asignadas las cargas se procede a definir cómo el software realizará el cómputo del peso total del modelo de la edificación. Es decir, se definirá el Mass Source.

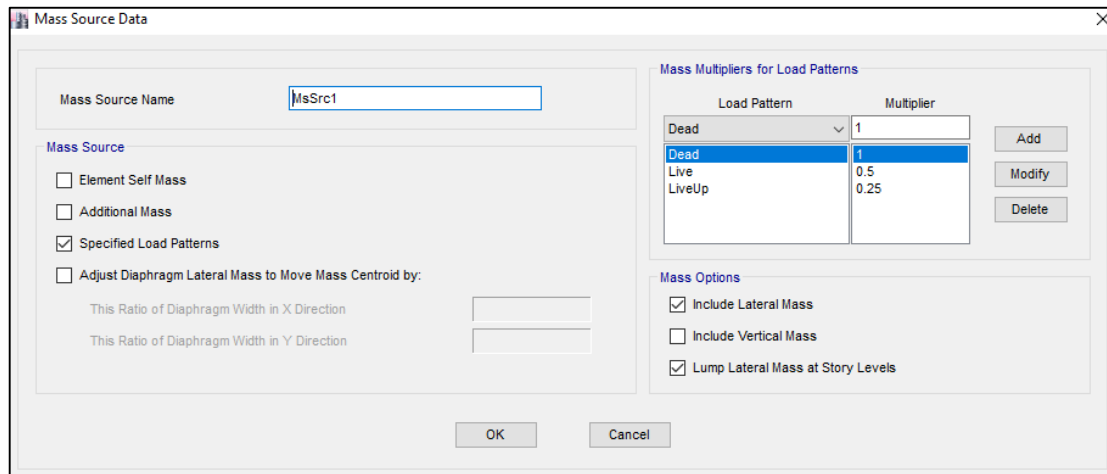


Figura 42. Definición del origen de masas.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Se emplearon los mismos porcentajes de reducción de carga viva que en el metrado de cargas realizado de forma manual y con esa información se pudo elaborar un metrado automático de cargas de la estructura.

Ahora, de acuerdo al modelo computacional de la estructura realizado empleando el software Etabs, el peso total de la estructura modelada, por niveles viene a ser:

Story	UX kg	UY kg	UZ kg
Story2	180501.81	180501.81	0
Story1	267375.02	267375.02	0
Base	27090.25	27090.25	0

Figura 43. Peso de la estructura según Etabs.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Entonces convirtiendo esa información a toneladas y realizando la sumatoria respectiva nos da un resultado de:

Story	UX	UY	UZ		
	kg	kg	kg		
Story2	180501.81	180501.81	0	180.50	ton
Story1	267375.02	267375.02	0	267.38	ton
Base	27090.25	27090.25	0	27.09	ton
			<b>TOTAL</b>	<b>474.97</b>	<b>ton</b>

Figura 44. Peso total de la estructura.  
Fuente: Elaboración Propia.

Donde se evidencia un margen de 4.91 toneladas más en el cálculo del peso según el software Etabs en comparación al cálculo manual. Esto puede ocurrir ya que durante la idealización de la edificación, los elementos viga se modelan como estructuras alámbricas, o lo que es lo mismo, de solo dos dimensiones. A su vez, esta circunstancia causa que las losas sean definidas desde el eje neutro de una viga hasta el eje neutro de la viga al lado opuesto por lo que las áreas de las losas modeladas en el software Etabs son ligeramente de mayor magnitud que las dimensiones reales. Esta situación no es considerada un gran problema ya que, por el contrario de lo que se podría suponer, el modelo ahora posee unas condiciones ligeramente más conservadoras, lo cual permite continuar con el procedimiento recordando además que una idealización estructural es una representación de la forma real de la edificación con el objetivo de poder simplificar al igual también como a los procedimientos de cálculo que de otra manera resultarían engorrosos y conllevarían el empleo de mayores requerimientos computacionales.

#### 3.9.3.4. Asignación de diafragmas.

La asignación del diafragma rígido a los nudos de los entrepisos se realizó para los dos niveles según las figuras mostradas a continuación:

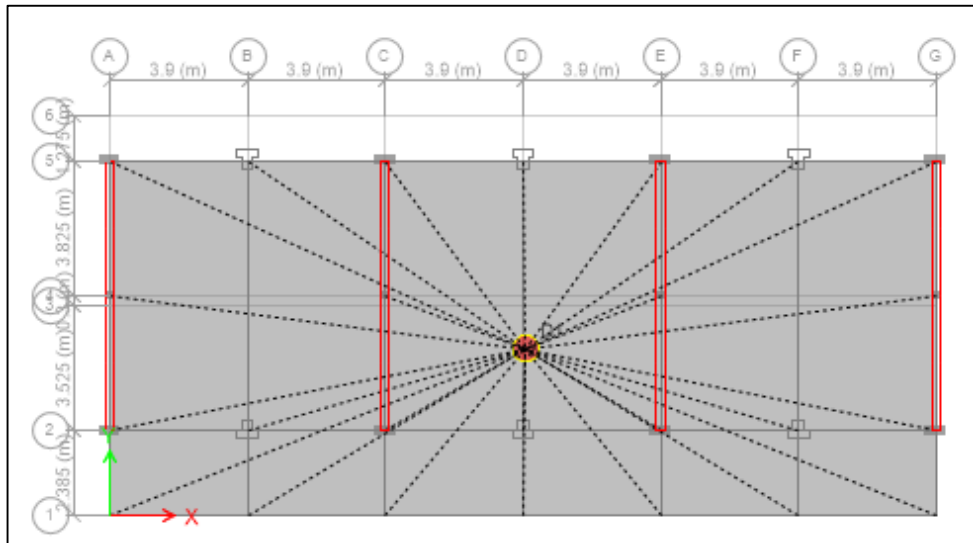


Figura 45. Asignación de diafragma rígido en 1er nivel.  
 Fuente: Elaboración Propia.

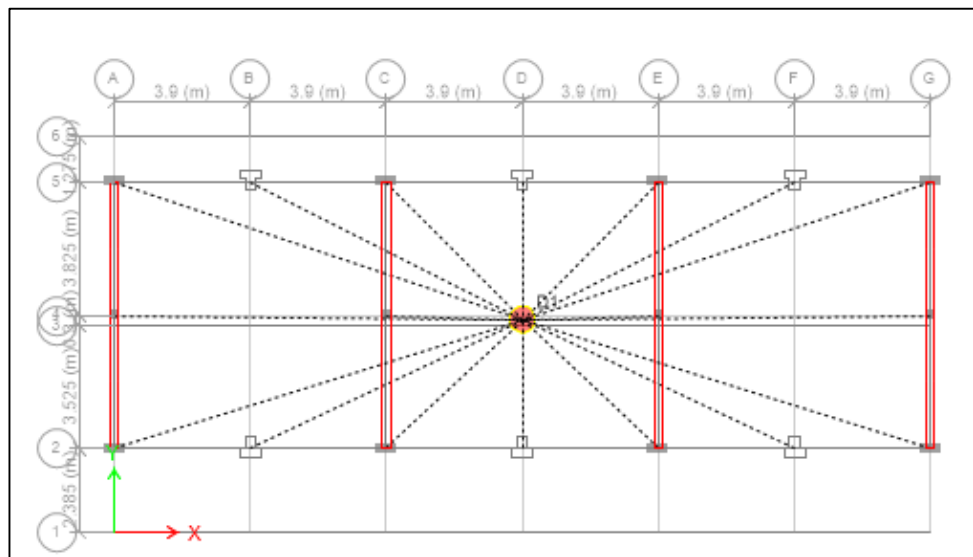


Figura 46. Asignación de diafragma rígido en 2do nivel.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Una vez asignados los diafragmas, se procedió a correr el modelo para verificar el periodo fundamental de vibración.

### 3.9.4. Asignación de cargas laterales estáticas.

Para el Caso 1 se tendrán dos análisis. Ambos contienen componentes para los dos ejes principales. Por lo tanto en el Caso 1 se tienen cuatro sub casos en donde dos de

ellos son según la norma E.030-2006 (para los ejes X e Y) y los otros dos son según la norma E.030-2018 (para los ejes X e Y). Es así como se tiene para el Caso 1:

Tabla 38. Caso 1 Análisis Estático en X empleando E.030-2006.

CASO 01 - 2006 ANÁLISIS ESTÁTICO X						
Z	2	0.30		h niv tip (m)	2.975	
U	A	1.50		h (m)	5.95	
S	S1	1.00		Ct	35	
C		2.50		T	0.17	
P (ton)		447.88		TP	0.40	
R	Porticos	8.00		C/R	<u>0.31</u>	
V=		62.98 ton				
Coef. =		0.140625				
	Nivel	Peso (Ton)	hi (m)	Pi*hi (ton.m)	Fi (ton)	Vi (ton)
	2	180.50	5.95	1,073.98	36.18	36.18
	1	267.38	2.98	795.46	26.80	62.98
			Suma	1,869.43		

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 39. Caso 1 Análisis Estático en Y empleando E.030-2006.

CASO 01 - 2006 ANÁLISIS ESTÁTICO Y						
Z		0.30		h niv tip (m)	2.975	
U		1.50		h (m)	5.95	
S		1.00		Ct	60	
C		2.50		T	0.10	
P (ton)		447.88		TP	0.40	
R	Albañilería	3.00		C/R	<u>0.83</u>	
V=		167.96 ton				
Coef. =		0.375				
	Nivel	Peso (Ton)	hi (m)	Pi*hi (ton.m)	Fi (ton)	Vi (ton)
	2	180.50	5.95	1,073.98	96.49	96.49
	1	267.38	2.98	795.46	71.47	167.96
			Suma	1,869.43		

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 40. Caso 1 Análisis Estático en X empleando E.030-2018.

CASO 01 - 2018 ANÁLISIS ESTÁTICO X						
Z	3	0.35		h niv tip (m)	2.975	
U	A2	1.50		h (m)	5.95	
S	S1	1.00		Solo Port. y Asc.	NO	
C		2.50		Ct	35	
P (ton)		447.88		T	0.17	
Ia	TABLA 8	1		Tp	0.40	
Ip	TABLA 9	1		TL	2.50	
R	Porticos	8.00		C/R	0.31	
V=		73.48 ton				
Coef. =		0.1640625				
		k= 1.0000				
	Nivel	Peso (Ton)	hi (m)	Pi*hi^k (ton.m)	Fi (ton)	Vi (ton)
	2	180.50	5.95	1,073.98	42.21	42
	1	267.38	2.98	795.46	31.27	73.48
	Suma		1,869.43			

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 41. Caso 1 Análisis Estático en Y empleando E.030-2018.

CASO 01 - 2018 ANÁLISIS ESTÁTICO Y						
Z		0.35		h niv tip (m)	2.975	
U		1.50		h (m)	5.95	
S		1.00		Solo Port. y Asc.	NO	
C		2.50		Ct	60	
P (ton)		447.88		T	0.10	
Ia	TABLA 8	1		Tp	0.40	
Ip	TABLA 9	1		TL	2.50	
R	Alb Conf	3.00		C/R	0.83	
V=		195.95 ton				
Coef. =		0.4375				
		k= 1.0000				
	Nivel	Peso (Ton)	hi (m)	Pi*hi^k (ton.m)	Fi (ton)	Vi (ton)
	2	180.50	5.95	1,073.98	112.57	113
	1	267.38	2.98	795.46	83.38	195.95
	Suma		1,869.43			

Fuente: Elaboración Propia.

Entonces, por cada caso tenemos cuatro sub casos. Por lo tanto estos se ingresaron al software por medio de la creación de los patrones de carga según:

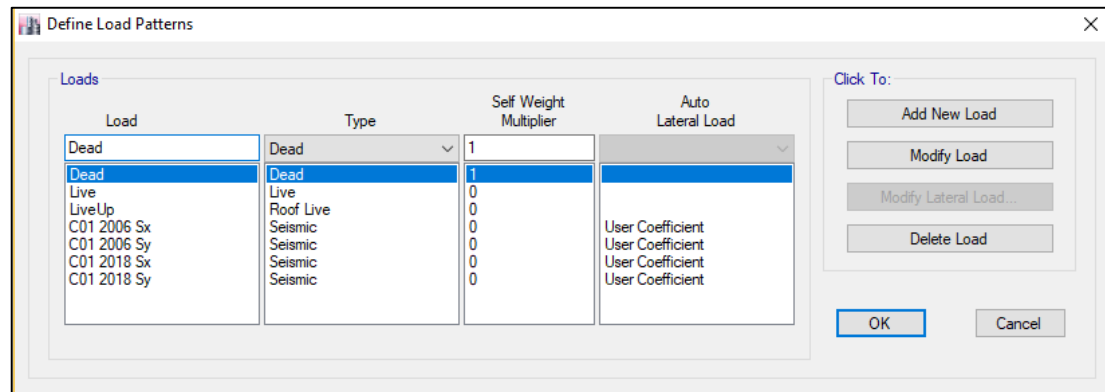


Figura 47. Definición de carga de sismo estática.  
Fuente: Elaboración Propia.

### 3.9.5. Verificación de los sistemas estructurales.

Luego, una vez definidas todas las condiciones necesarias para realizar el análisis estático, se volvió a correr el modelo y con estos nuevos resultados se realizó la verificación de los sistemas estructurales previamente asumidos, para cada dirección. Esta evaluación se basa en los porcentajes de fuerza cortante que absorben los elementos resistentes al corte. Debido a lo anteriormente dicho, estos porcentajes son independientes de la magnitud del valor del cortante basal con el que se calculen. Por lo tanto se escogerá un solo sub-caso por cada eje principal para realizar esta verificación entendiendo que los porcentajes serán los mismos para cualquier otro del sub-caso.

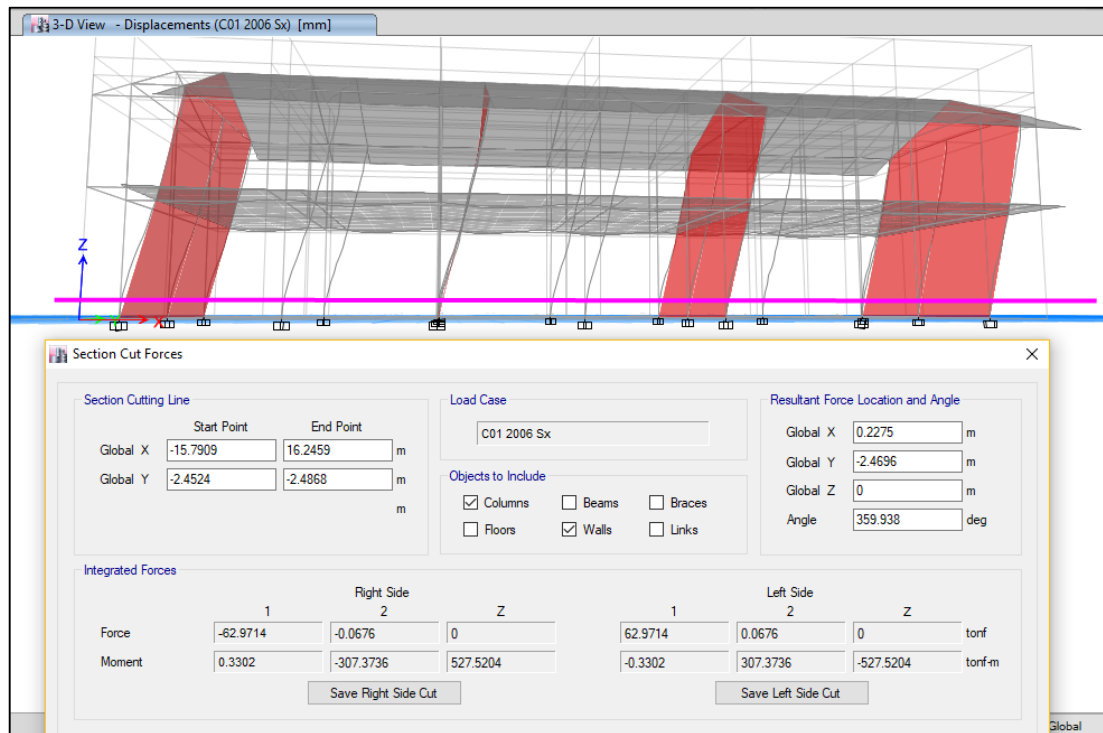


Figura 48. Verificación de corte basal total en el eje X.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Se dibujó una sección de corte en la vista de deformaciones del modelo correspondiente al “Caso 01 – 2006 Análisis Estático X” y se encontró que el cortante basal total es de 62.98 ton.



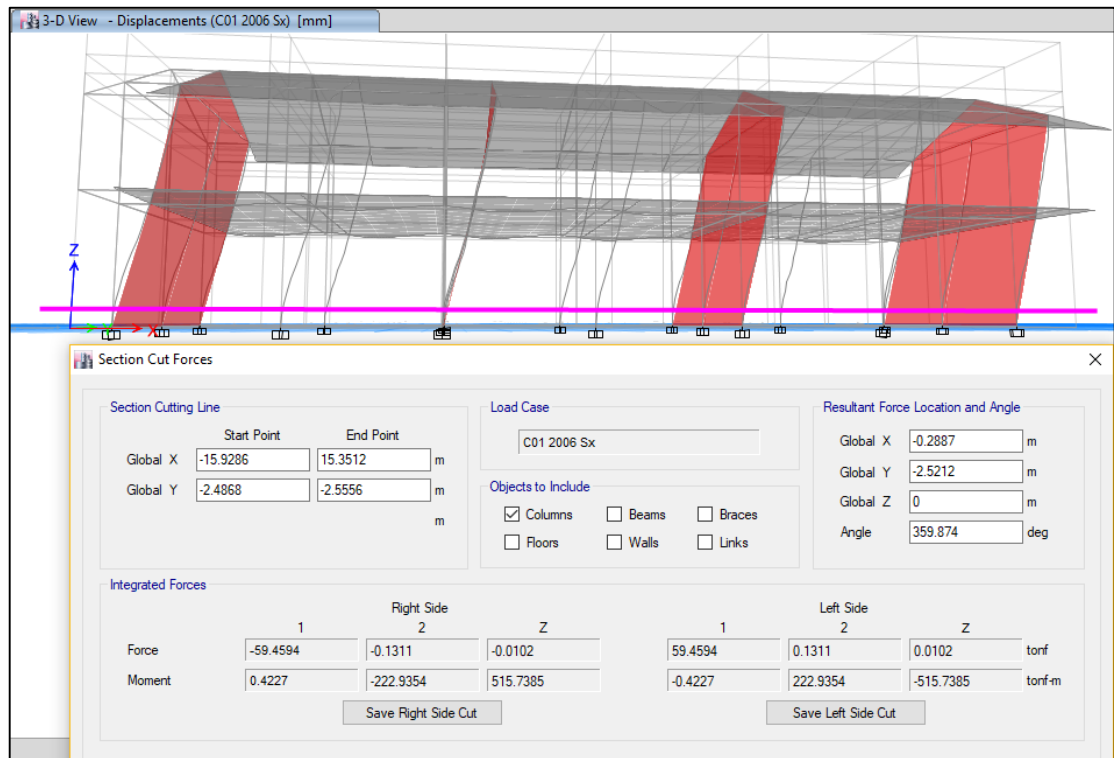


Figura 49. Verificación del corte basal tomado por las columnas en el eje X.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Luego se filtraron los resultados para mostrar únicamente el corte que resisten las columnas de los pórticos, resultando este valor de 59.46 ton. Por lo tanto, en el eje X, el porcentaje del cortante basal de los pórticos es 94.41%.

Según las normas E.030-2006 y E.030-2018, las estructuras aporticadas son aquellas en donde al menos el 80% del corte basal es absorbido por las columnas de los pórticos. Debido a ello, se verifica la condición asumida inicialmente de que en el eje X la estructura presenta un sistema estructural Aporticado para ambas normas. Entonces se prosiguió con la verificación del sistema estructural asumido inicialmente en la dirección Y:

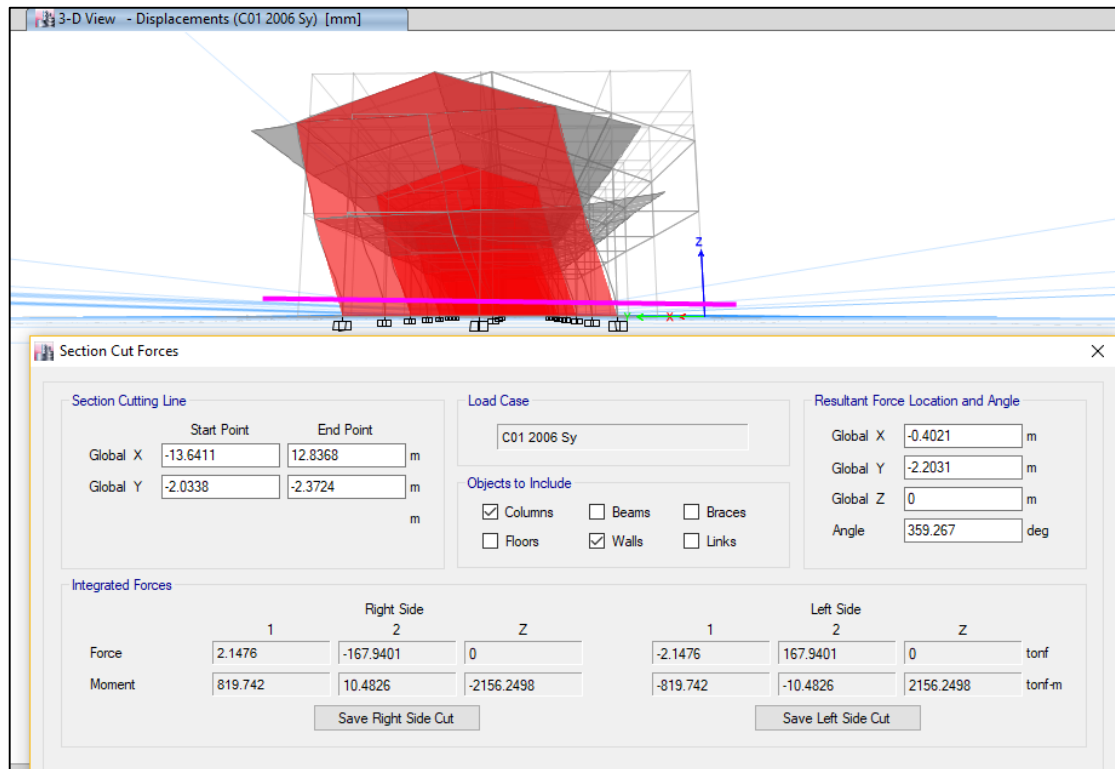


Figura 50. Verificación del corte basal total en el eje Y.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Según los resultados del análisis en este eje, el total del cortante basal es de 167.94 ton.

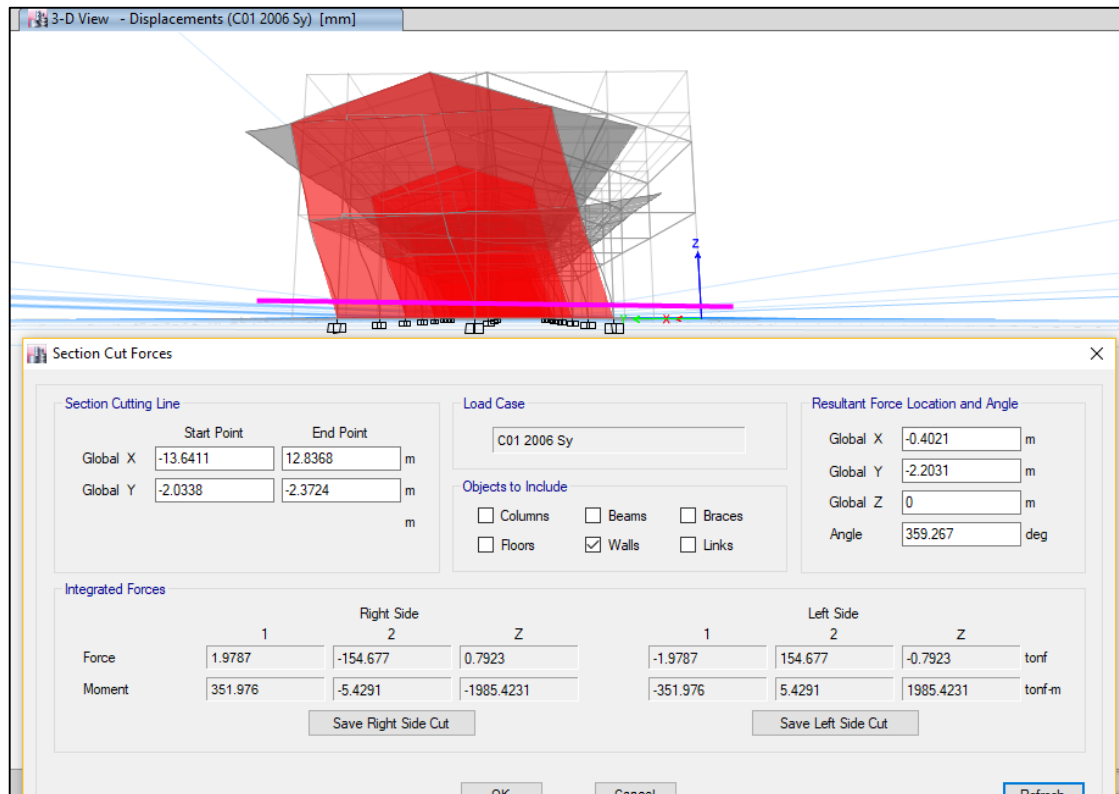


Figura 51. Verificación del corte basal tomado por los muros en el eje Y.  
 Fuente: Elaboración Propia.

De manera similar se filtran los resultados para el cortante que absorben los muros y se logra obtener un valor de 154.68 ton. Por lo tanto el porcentaje del cortante que absorben los muros en el eje Y es de 92.10%.

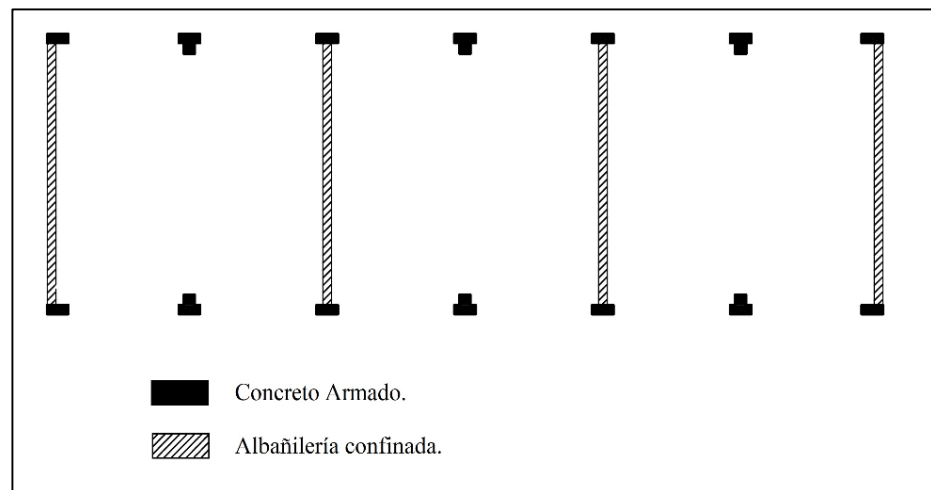
Ahora, según la norma E.030-2006, las edificaciones con una estructuración que consta de muros estructurales son aquellas en donde el 80% como mínimo, del corte basal, es absorbido por los muros de corte. Además, según lo indicado en la normativa E.030-2018, el porcentaje mínimo de cortante basal es de 70%. Entonces, considerando que los muros estructurales están conformados por albañilería confinada, se toma ese sistema estructural. Por lo tanto, se verifica también la condición inicialmente asumida de que en el eje Y la estructura presenta un sistema estructural de Albañilería Confinada.

### 3.9.6. Verificación de la irregularidad:

Una vez verificado la clase de sistema estructural que predomina en cada eje principal, se realiza la verificación de la condición de irregularidad según lo indicado en cada norma de diseño sismo-resistente.

- Según la norma E.030-2006:
  - Irregularidades en altura:
    - Piso Blando:

Este efecto ocurre si para cada eje principal de la edificación y si el total del área de las secciones transversales, de los elementos que resistirán el cortante basal, es inferior al 85% del total del área de la sección transversal de los elementos que resistirán el corte del entrepiso inmediatamente superior.



*Figura 52. Elementos resistentes al corte en planta típica.  
 Fuente: Elaboración Propia.*

*Tabla 42. Área resistente al corte del 1er nivel.*

1ER NIVEL	CANT.	A. UNIT. (m <sup>2</sup> )	PARCIAL (m <sup>2</sup> )		
C1	8	0.1500	1.20		
C2	6	0.2400	1.44	TOTAL C.A.	2.64 m <sup>2</sup>
Alb. Confinada	4	1.7875	7.15	TOTAL ALB.	7.15 m <sup>2</sup>

*Fuente: Elaboración Propia.*

*Tabla 43. Área resistente al corte en el 2do nivel.*

2DO NIVEL	CANT.	A. UNIT. (m <sup>2</sup> )	PARCIAL (m <sup>2</sup> )		
C1	8	0.1500	1.20		
C2	6	0.2400	1.44	TOTAL C.A.	2.64 m <sup>2</sup>
Alb. Confinada	4	1.7875	7.15	TOTAL ALB.	7.15 m <sup>2</sup>

*Fuente: Elaboración Propia.*

Los elementos que tomaran el cortante son los muros correspondientes a la albañilería confinada además de las columnas de los pórticos. Considerando que las secciones de aquellos elementos estructurales no sufren variaciones de un nivel a otro se puede concluir que el área transversal se mantendrá igual. Por lo tanto se puede afirmar que la estructura no presenta irregularidad por piso blando.

- Irregularidad de masa:

La irregularidad de masa es considerada cuando se da la ocurrencia de que la masa de algún entrepiso de la estructura resulta ser superior al 150% de la correspondiente masa de otro nivel adyacente a éste.

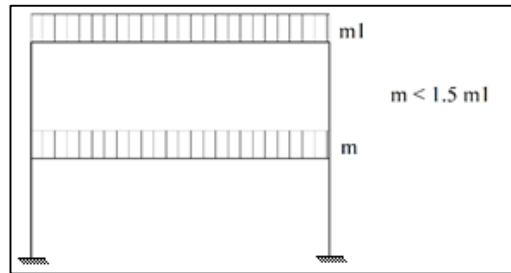


Figura 53. Esquema de irregularidad de masa.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 44. Peso dinámico de la edificación por niveles.

MASA DIN. (ton)	
2DO NIVEL	180.50
1ER NIVEL	267.38
BASE	27.09

Fuente: Elaboración Propia.

Según las masas dinámicas del análisis, el primer nivel tiene un peso que representa el 148.13% del peso del segundo nivel. Entonces se puede afirmar que el modelo de la edificación se encuentra dentro del rango de valores aceptables.

- Irregularidad Geométrica Vertical:

Se da cuando, en una vista en planta, las secciones de los elementos que resistirán el cortante resultan ser mayores que el 130% de las mismas, calculadas para un nivel contiguo.

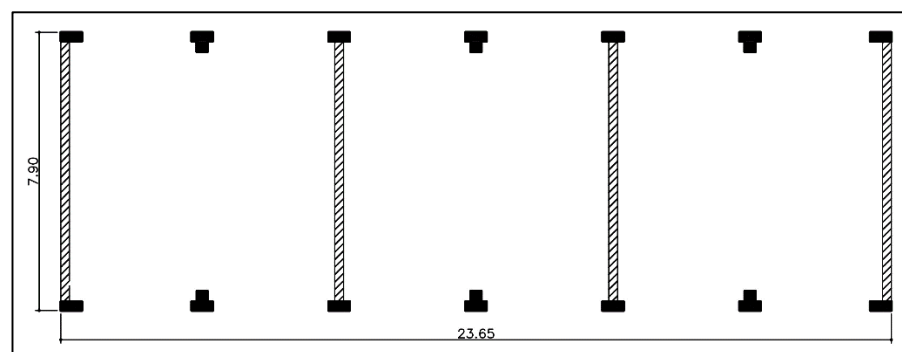


Figura 54. Dimensiones de planta típica.  
 Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 45. Dimensiones en planta de elementos resistentes al corte.

	LARGO (m)	ANCHO (m)
2DO NIVEL	23.65	7.90
1ER NIVEL	23.65	7.90

Fuente: Elaboración Propia.

La edificación no cuenta con diferencias apreciables en las medidas de los elementos resistentes al corte, en ninguno de los niveles de la estructura. Es así que se puede afirmar que la edificación carece de la irregularidad geométrica vertical.

- Discontinuidad de los Sistemas Resistentes:

Se presenta cuando existen desalineamientos de elementos verticales.

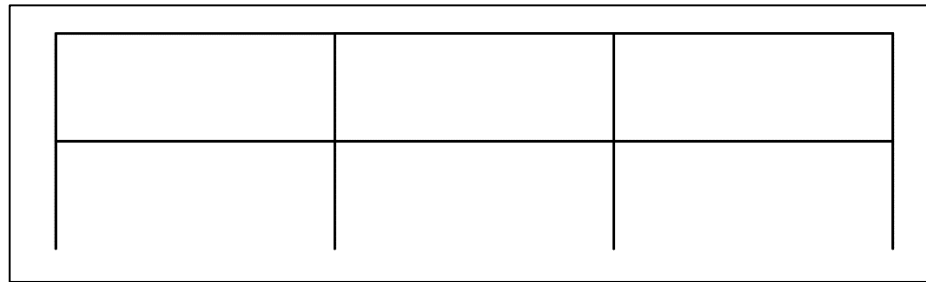


Figura 55. Continuidad de sistemas resistentes.

Fuente: Elaboración Propia.

Para la estructura en estudio, los elementos resistentes al corte presentan continuidad vertical. Por lo tanto se puede afirmar que la edificación no presenta discontinuidad de los sistemas resistentes.

- Irregularidades en Planta:

- Irregularidad Torsional:

Según lo estipulado en la norma, esta irregularidad se considerará cuando el desplazamiento promedio de algún nivel supere el 50% del desplazamiento máximo permitido indicado según la concepción estructural del edificio. Se considera la existencia de esta clase de irregularidad si el desplazamiento

relativo máximo en algún extremo de la edificación resulta ser mayor a 1.3 veces el promedio de ese mismo desplazamiento con el similar desplazamiento relativo que es obtenido en el extremo opuesto. Esto para ambos ejes principales de análisis, según:

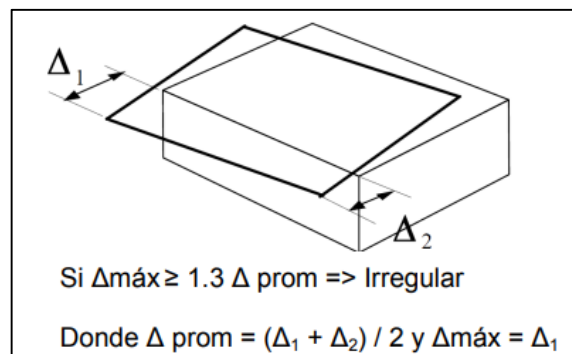


Figura 56. Irregularidad torsional.  
Fuente: Padilla, 2010.

Teniendo en cuenta esas consideraciones, se realizó la verificación en donde se pudo encontrar los siguientes resultados de la distorsión elástica:

Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	Label
Story2	C01 2006 Sx	X	0.000333	11
Story2	C01 2006 Sy	Y	0.000146	18
Story1	C01 2006 Sx	X	0.000403	14
Story1	C01 2006 Sy	Y	0.000191	18

Figura 57. Drift Elástico para verificación de irregularidad.  
Fuente: Elaboración Propia.

Para la verificación se debe realizar empleando la distorsión inelástica, entonces, asumiendo que es una estructura regular, se multiplica ese valor por 0.75 de R de acuerdo a la normativa.

Tabla 46. Distorsión Inelástica para verificación de irregularidad.

**Drift Inelástico X      Drift Inelástico Y**



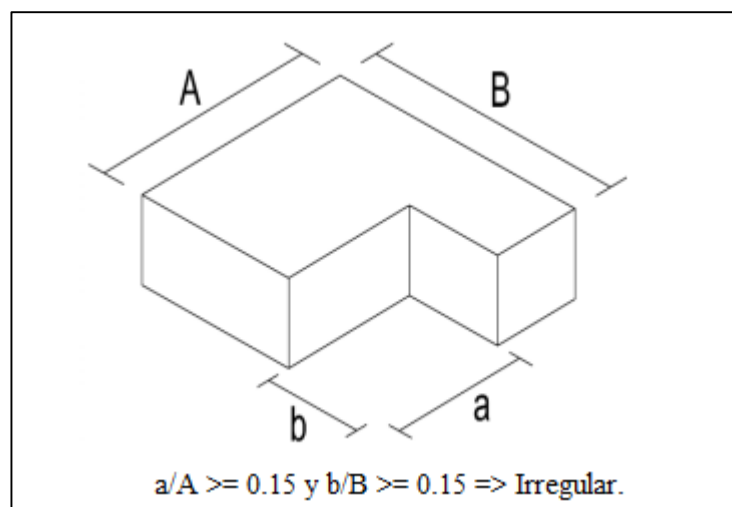
2do nivel	0.0020	0.0003
1er nivel	0.0024	0.0004
Límite	0.0070	0.0050
<b>50% del límite</b>	<b>0.0035</b>	<b>0.0025</b>

*Fuente: Elaboración Propia.*

Se aprecia que la estructura no supera el 50% de la distorsión máxima permitida en el eje X, por lo tanto la estructura no presenta irregularidades por torsión.

- **Esquinas Entrantes:**

Se da cuando existen esquinas que se proyectan hacia el interior de la edificación y cuyas dimensiones resultan ser superiores al 20% de la total dimensión en planta.



*Figura 58. Irregularidad de esquinas entrantes.*

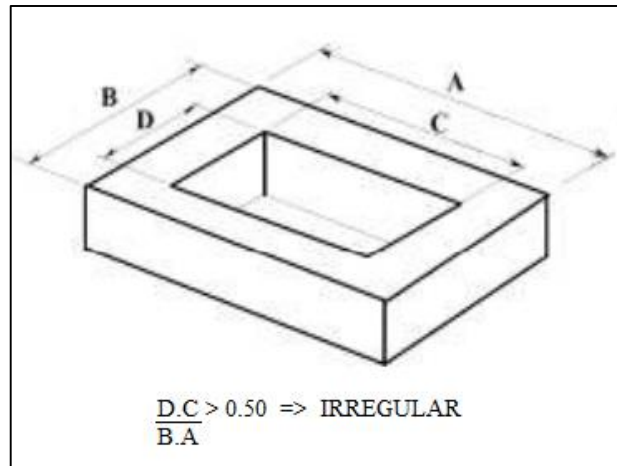
*Fuente: Elaboración Propia.*

La edificación en estudio no exhibe variaciones en su configuración en planta, para los dos ejes principales, y es debido a ello que se puede concluir que ésta carece de la irregularidad causada por esquinas entrantes.

- **Discontinuidad del Diafragma:**

Se observa la ocurrencia de este tipo de irregularidad en aquellos casos donde el diafragma presenta discontinuidades y/o cambios asociados a su

rigidez. Ocurre cuando se tiene la presencia de áreas abiertas con un valor superior al 50% de total del área del diafragma en análisis.

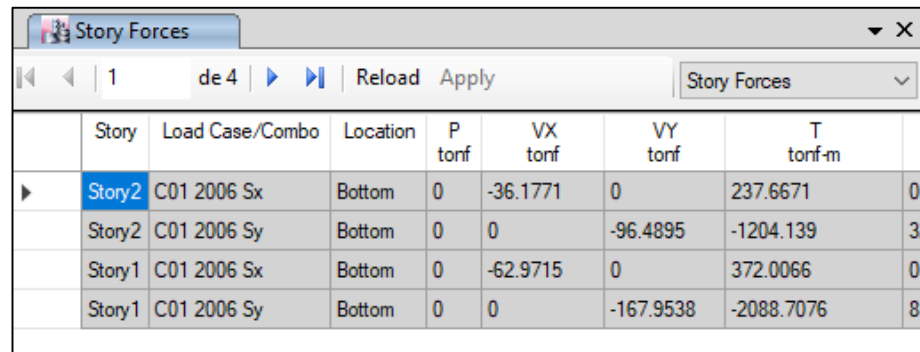


*Figura 59. Discontinuidad del diafragma.  
 Fuente: Elaboración Propia.*

El diafragma en cuestión no presenta algún tipo de discontinuidad o abertura y debido a ello se puede afirmar que la estructura carece de irregularidades originadas por discontinuidad del diafragma.

- Según la norma E.030-2018:
  - Irregularidades en altura:
    - Piso Blando:

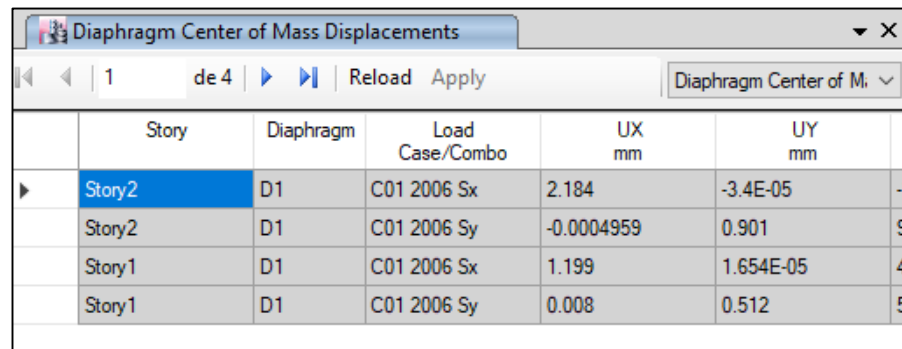
En esta norma la condición de piso blando se da cuando algún nivel, la rigidez lateral resulta ser inferior al 70% de la misma calculada para el nivel inmediato superior. Se indica que la rigidez lateral se puede calcular según el cociente entre la fuerza cortante de ese nivel y el desplazamiento relativo asociado a ese mismo entrepiso. Entonces se procede a realizar la verificación usando uno de los casos del Análisis Estático:



	Story	Load Case/Combo	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m
▶	Story2	C01 2006 Sx	Bottom	0	-36.1771	0	237.6671
	Story2	C01 2006 Sy	Bottom	0	0	-96.4895	-1204.139
	Story1	C01 2006 Sx	Bottom	0	-62.9715	0	372.0066
	Story1	C01 2006 Sy	Bottom	0	0	-167.9538	-2088.7076

Figura 60. Fuerza cortante basal del Caso 01 – 2006 Análisis Estático.  
Fuente: Elaboración Propia.

Asimismo, se obtienen los desplazamientos asociados a esta verificación:



	Story	Diaphragm	Load Case/Combo	UX mm	UY mm
▶	Story2	D1	C01 2006 Sx	2.184	-3.4E-05
	Story2	D1	C01 2006 Sy	-0.0004959	0.901
	Story1	D1	C01 2006 Sx	1.199	1.654E-05
	Story1	D1	C01 2006 Sy	0.008	0.512

Figura 61. Desplazamientos del centro de masa del Caso 01 - 2006 Análisis Estático.  
Fuente: Elaboración Propia.

Con esos valores identificados, fue posible realizar la verificación según:

Tabla 47. Desplazamiento relativo en eje X.

	Vx (ton)	Desp. X (mm)	Desp. Rel. X (mm)
2do nivel	36.18	2.184	0.985
1er nivel	62.97	1.199	1.199

Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 48. Desplazamiento relativo en eje Y.

	Vy (ton)	Desp. Y (mm)	Desp. Rel. Y (mm)
2do nivel	96.49	0.901	0.389
1er nivel	167.95	0.512	0.512

Fuente: Elaboración Propia.

Con estos desplazamientos relativos se calcularon las rigideces según lo indicado en la norma:

*Tabla 49. Rigidez de entrepiso.*

	Rigidez X (ton/mm)	Rigidez Y (ton/mm)
2do nivel	36.73	248.02
1er nivel	52.51	327.99

*Fuente: Elaboración Propia.*

Entonces se compararon ambas rigideces y se obtuvo que la rigidez del 1er nivel es un 132.24% del valor correspondiente del calculado para el entrepiso inmediatamente superior a este. Este valor resulta ser superior al mínimo de 70% que exige la norma y debido a ello se puede afirmar que la estructura carece de irregularidad por piso blando.

- **Piso Débil:**

Según las indicaciones de la norma, esta irregularidad se da cuando la capacidad de resistencia al corte basal de algún entrepiso resulta ser inferior que el 80% de misma calculada para nivel inmediatamente superior. Es así que, según la estructuración y a la continuidad vertical de las columnas y muros de albañilería, la resistencia de ambos niveles no presenta variaciones significativas. Es por ello que se puede afirmar que la estructura carece de irregularidad por piso débil.

- **Irregularidad Extrema de Rigidez:**

Debido a que la estructura analizada carece de la irregularidad por piso blando, entonces se puede asegurar que tampoco se presenta irregularidades extremas de rigidez.

- Irregularidad Extrema de Resistencia:

Debido a que la estructura analizada carece de la irregularidad por piso débil, entonces es posible afirmar, de forma similar a lo anteriormente indicado, que tampoco se observa irregularidad extrema de resistencia.

- Irregularidad de Masa o Peso:

La forma de verificar esta clase de irregularidad indicada por la normativa E.030-2018 se realiza de manera similar a lo indicado en la norma E.030-2006 por lo que el resultado es también similar. Entonces se puede afirmar que la estructura carece de irregularidad de masa.

- Irregularidad Geométrica Vertical:

De manera similar que en la verificación de irregularidad según la norma E.030-2006, la edificación no cuenta con irregularidad por discontinuidad geométrica vertical.

- Discontinuidad de los Sistemas Resistentes:

Los elementos, resistentes al cortante basal, de la estructura presentan continuidad vertical. Es así que, en forma análoga al caso de la verificación de irregularidad con la norma E.030-2006, también se puede afirmar que la estructura carece de discontinuidad de los sistemas resistentes.

- Discontinuidad Extrema en los Sistemas Resistentes:

Ya que no existe discontinuidad de los sistemas resistentes, también se afirma que la edificación carece de irregularidad alguna originada por discontinuidad extrema en los sistemas resistentes.

- Irregularidades en Planta:

- Irregularidad Torsional:

De manera similar a la verificación empleando la norma E.030-2006, en este caso también se puede afirmar que la edificación posee una configuración estructural que no presenta irregularidad torsional.

- Irregularidad Torsional Extrema:

Ya que la edificación no presenta irregularidad torsional, se puede afirmar que tampoco presenta irregularidad torsional extrema.

- Esquinas Entrantes:

De forma similar a la verificación empleando la norma E.030-2006, en este caso también se puede afirmar que la edificación no posee irregularidad por esquinas entrantes.

- Discontinuidad del Diafragma:

El diafragma no presenta discontinuidades ni aberturas, de esta manera se puede considerar que la edificación no cuenta con irregularidad originada por discontinuidad del diafragma.

- Sistemas No Paralelos:

Se puede decir que este tipo de irregularidad ocurre cuando en alguna de los dos ejes principales los elementos estructurales, que resistirán la fuerza lateral, no son paralelos. Para este caso, en la edificación analizada, todos los ejes de los muros que están compuestos por la albañilería confinada son paralelos entre sí, así como también los ejes principales de los pórticos. Es así que se puede afirmar que la edificación no cuenta con irregularidad de sistemas no paralelos.

En resumen, la evaluación de irregularidad es la siguiente:

Tabla 50. Resumen de condiciones de irregularidad.

COND.	SEGÚN NORMA E.030-2006.	COND.	SEGÚN NORMA E.030-2018.
	<b>IRREGULARIDADES EN ALTURA</b>		<b>IRREGULARIDADES EN ALTURA</b>
NO	IRREGULARIDAD DE PISO BLANDO	NO	IRREGULARIDAD DE PISO BLANDO
		NO	IRREGULARIDAD DE PISO DEBIL
		NO	IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ
		NO	IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA
NO	IRREGULARIDAD DE MASA	NO	IRREGULARIDAD DE MASA O PESO
NO	IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL	NO	IRREGULARIDAD GEOMETRICA VERTICAL
NO	DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES	NO	DISCONTINUIDAD EN LOS SISTEMAS RESISTENTES
		NO	DISCONTINUIDAD EXTREMA EN LOS SISTEMAS RESISTENTES
	<b>IRREGULARIDADES EN PLANTA</b>		<b>IRREGULARIDADES EN PLANTA</b>
NO	IRREGULARIDAD TORSIONAL	NO	IRREGULARIDAD TORSIONAL
		NO	IRREGULARIDAD TORSIONAL EXTREMA
NO	ESQUINAS ENTRANTES	NO	ESQUINAS ENTRANTES
NO	DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA	NO	DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA
		NO	SISTEMAS NO PARALELOS

Fuente: Elaboración Propia.

Entonces, se ha verificado que la estructura es regular según ambas normas, la E.030-2006 y la E.030-2018. Por lo tanto los factores asumidos inicialmente para llevar a cabo el análisis estático son correctos, lo cual permitió proseguir con el análisis con el objetivo de obtener la respuesta estructural para el caso de estudio.

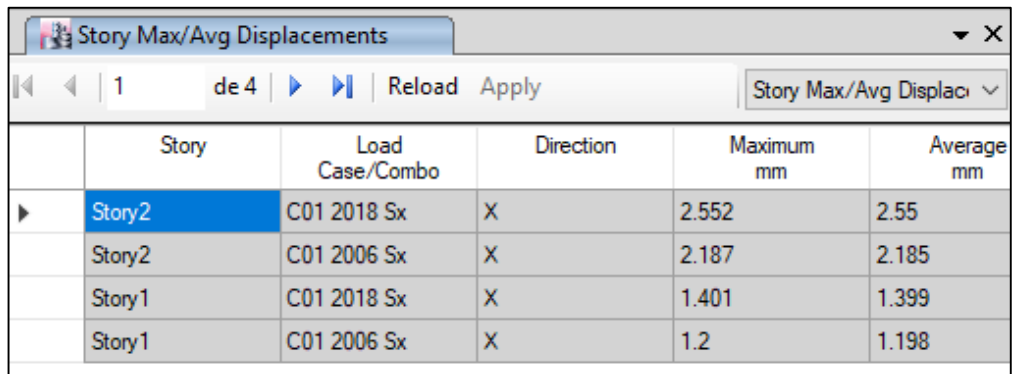
### 3.9.7. Verificación de los desplazamientos máximos.

Se realizó según lo indicado en las normas E-030-2006 y E.030-2018.

#### 3.9.7.1. Obtención de la deriva lateral máxima inelástica.

Los máximos desplazamientos laterales elásticos obtenidos son:

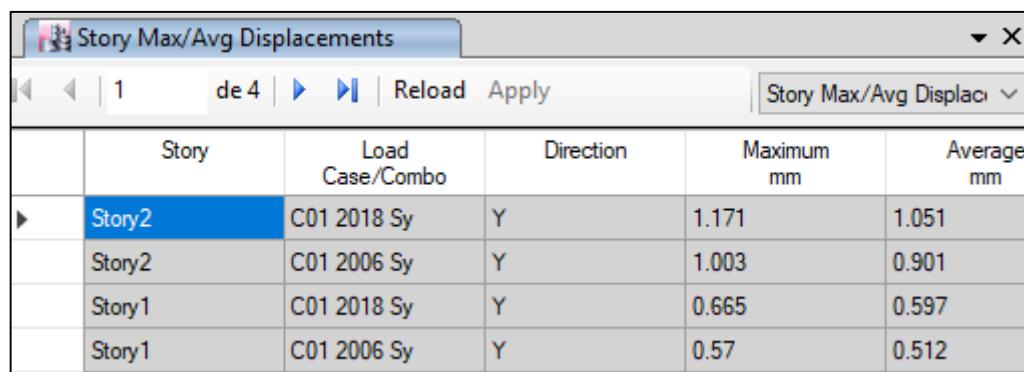
Para la dirección X:



	Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm
▶	Story2	C01 2018 Sx	X	2.552	2.55
	Story2	C01 2006 Sx	X	2.187	2.185
	Story1	C01 2018 Sx	X	1.401	1.399
	Story1	C01 2006 Sx	X	1.2	1.198

Figura 62. Máximos desplazamientos laterales elásticos en eje X.  
Fuente: Elaboración Propia.

Y para el eje Y:



	Story	Load Case/Combo	Direction	Maximum mm	Average mm
▶	Story2	C01 2018 Sy	Y	1.171	1.051
	Story2	C01 2006 Sy	Y	1.003	0.901
	Story1	C01 2018 Sy	Y	0.665	0.597
	Story1	C01 2006 Sy	Y	0.57	0.512

Figura 63. Máximos desplazamientos laterales elásticos en eje Y.  
Fuente: Elaboración Propia.

Estos desplazamientos son los acumulados totales pero la deriva está referida a los desplazamientos relativos. Entonces se realizó un cálculo para obtener estos desplazamientos relativos multiplicándolos por 0.75 R para obtener las derivas laterales máximas inelásticas:

Para el eje X:



	A	B	C	D	F	G	H
1	Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift	Ratio	R	Deriva Inelástica (mm)
6	Story1	C01 2018 Sx	X	1.401	1.002	3	3.15
7	Story1	C01 2006 Sx	X	1.2	1.002	3	2.70
8	Story2	C01 2018 Sx	X	1.156	1.004	8	6.94
9	Story2	C01 2006 Sx	X	0.991	1.004	8	5.95

Figura 64. Derivas inelásticas máximas en eje X.  
Fuente: Elaboración Propia.

Para el eje Y:

	A	B	C	D	F	G	H
1	Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift	Ratio	R	Deriva Inelástica (mm)
7	Story2	C01 2006 Sy	Y	0.434	1.115	3	0.98
9	Story2	C01 2018 Sy	Y	0.506	1.115	3	1.14
46	Story1	C01 2006 Sy	Y	0.57	1.112	8	3.42
48	Story1	C01 2018 Sy	Y	0.665	1.112	8	3.99

Figura 65. Derivas inelásticas máximas en eje Y.  
Fuente: Elaboración Propia.

### 3.9.7.2. Verificación de la distorsión máxima inelástica.

Una vez obtenidas las derivas laterales máximas, se procedió a obtener la distorsión máxima inelástica según:

Para el eje X:

	A	B	C	D	I	J	K
1	Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	R	Distorsión Inelástica	EST-DIN
2							
6	Story2	C01 2018 Sx	X	0.000389	8	0.00233	est
8	Story2	C01 2006 Sx	X	0.000333	8	0.00200	est
45	Story1	C01 2018 Sx	X	0.000471	3	0.00106	est
47	Story1	C01 2006 Sx	X	0.000403	3	0.00091	est

Figura 66. Distorsión inelástica máxima en eje X.  
Fuente: Elaboración Propia.

Para el eje Y:

	A	B	C	D	I	J	K
1	Story	Load Case/Combo	Direction	Drift	R	Distorsión Inelástica	EST-DIN
2							
7	Story1	C01 2018 Sy	Y	0.000223	8	0.00134	est
9	Story1	C01 2006 Sy	Y	0.000191	8	0.00115	est
46	Story2	C01 2018 Sy	Y	0.00017	3	0.00038	est
48	Story2	C01 2006 Sy	Y	0.000146	3	0.00033	est

Figura 67. Distorsión inelástica máxima en eje Y.  
Fuente: Elaboración Propia.

### 3.9.8. Definición de Espectros para el Análisis Dinámico

Luego, para cada patrón de cargas le corresponde un caso propio de análisis dinámico. Debido a ello es que se ingresó también la información necesaria para la elaboración del espectro de pseudo-aceleración que corresponderá a los patrones de carga.

CASO 01 - 2006 ANÁLISIS DINÁMICO X					
Z	0.30			g (m/s <sup>2</sup> )	1
U	1.50			R	8.00
S	1.00			Tp	0.40
k	0.0563				
T	C=2.5(Tp/T)	Sa = K*C		T	Sa = K*C
0.10	2.50	0.14		0.10	0.1406
0.20	2.50	0.14		0.20	0.1406
0.30	2.50	0.14		0.30	0.1406
0.40	2.50	0.14		0.40	0.1406
0.50	2.00	0.11		0.50	0.1125
0.60	1.67	0.09		0.60	0.0938
0.70	1.43	0.08		0.70	0.0804
0.80	1.25	0.07		0.80	0.0703
0.90	1.11	0.06		0.90	0.0625
1.00	1.00	0.06		1.00	0.0563
1.10	0.91	0.05		1.10	0.0511
1.20	0.83	0.05		1.20	0.0469
1.30	0.77	0.04		1.30	0.0433
1.40	0.71	0.04		1.40	0.0402
1.50	0.67	0.04		1.50	0.0375
1.60	0.63	0.04		1.60	0.0352
1.70	0.59	0.03		1.70	0.0331
1.80	0.56	0.03		1.80	0.0313
1.90	0.53	0.03		1.90	0.0296
2.00	0.50	0.03		2.00	0.0281
2.10	0.48	0.03		2.10	0.0268
2.20	0.45	0.03		2.20	0.0256
2.30	0.43	0.02		2.30	0.0245
2.40	0.42	0.02		2.40	0.0234
2.50	0.40	0.02		2.50	0.0225
2.60	0.38	0.02		2.60	0.0216
2.70	0.37	0.02		2.70	0.0208
2.80	0.36	0.02		2.80	0.0201
2.90	0.34	0.02		2.90	0.0194
3.00	0.33	0.02		3.00	0.0188
4.00	0.25	0.01		4.00	0.0141
5.00	0.20	0.01		5.00	0.0113
6.00	0.17	0.01		6.00	0.0094
7.00	0.14	0.01		7.00	0.0080
8.00	0.13	0.01		8.00	0.0070
9.00	0.11	0.01		9.00	0.0063
10.00	0.10	0.01		10.00	0.0056

Figura 68 . Elaboración del espectro de Pseudo aceleraciones para el eje X.

Fuente: Elaboración Propia.

<b>CASO 01 - 2006 ANÁLISIS DINÁMICO Y</b>					
Z	0.30			g (m/s <sup>2</sup> )	1
U	1.50			R	3.00
S	1.00			Tp	0.40
<b>k</b>		<b>0.1500</b>			
<b>T</b>	<b>C=2.5(Tp/T)</b>	<b>Sa = K*C</b>		<b>T</b>	<b>Sa = K*C</b>
0.10	2.50	0.38		0.10	0.3750
0.20	2.50	0.38		0.20	0.3750
0.30	2.50	0.38		0.30	0.3750
0.40	2.50	0.38		0.40	0.3750
0.50	2.00	0.30		0.50	0.3000
0.60	1.67	0.25		0.60	0.2500
0.70	1.43	0.21		0.70	0.2143
0.80	1.25	0.19		0.80	0.1875
0.90	1.11	0.17		0.90	0.1667
1.00	1.00	0.15		1.00	0.1500
1.10	0.91	0.14		1.10	0.1364
1.20	0.83	0.13		1.20	0.1250
1.30	0.77	0.12		1.30	0.1154
1.40	0.71	0.11		1.40	0.1071
1.50	0.67	0.10		1.50	0.1000
1.60	0.63	0.09		1.60	0.0938
1.70	0.59	0.09		1.70	0.0882
1.80	0.56	0.08		1.80	0.0833
1.90	0.53	0.08		1.90	0.0789
2.00	0.50	0.08		2.00	0.0750
2.10	0.48	0.07		2.10	0.0714
2.20	0.45	0.07		2.20	0.0682
2.30	0.43	0.07		2.30	0.0652
2.40	0.42	0.06		2.40	0.0625
2.50	0.40	0.06		2.50	0.0600
2.60	0.38	0.06		2.60	0.0577
2.70	0.37	0.06		2.70	0.0556
2.80	0.36	0.05		2.80	0.0536
2.90	0.34	0.05		2.90	0.0517
3.00	0.33	0.05		3.00	0.0500
4.00	0.25	0.04		4.00	0.0375
5.00	0.20	0.03		5.00	0.0300
6.00	0.17	0.03		6.00	0.0250
7.00	0.14	0.02		7.00	0.0214
8.00	0.13	0.02		8.00	0.0188
9.00	0.11	0.02		9.00	0.0167
10.00	0.10	0.02		10.00	0.0150

Figura 69. Elaboración del espectro de Pseudo aceleraciones para el eje Y.  
Fuente: Elaboración Propia.

CASO 01 - 2018 ANÁLISIS DINÁMICO X					
Z	0.35			g (m/s <sup>2</sup> )	1
U	1.50			R	8.00
S	1.00			TP	0.40
				TL	2.50
k	0.0656			Fact. Escala	80% V
				Drift	0.75 R
T	C=2.5(Tp/T)	Sa = K*C		T	Sa = K*C
0.10	2.50	0.16		0.10	0.1641
0.20	2.50	0.16		0.20	0.1641
0.30	2.50	0.16		0.30	0.1641
0.40	2.50	0.16		0.40	0.1641
0.50	2.00	0.13		0.50	0.1313
0.60	1.67	0.11		0.60	0.1094
0.70	1.43	0.09		0.70	0.0938
0.80	1.25	0.08		0.80	0.0820
0.90	1.11	0.07		0.90	0.0729
1.00	1.00	0.07		1.00	0.0656
1.10	0.91	0.06		1.10	0.0597
1.20	0.83	0.05		1.20	0.0547
1.30	0.77	0.05		1.30	0.0505
1.40	0.71	0.05		1.40	0.0469
1.50	0.67	0.04		1.50	0.0438
1.60	0.63	0.04		1.60	0.0410
1.70	0.59	0.04		1.70	0.0386
1.80	0.56	0.04		1.80	0.0365
1.90	0.53	0.03		1.90	0.0345
2.00	0.50	0.03		2.00	0.0328
2.10	0.48	0.03		2.10	0.0313
2.20	0.45	0.03		2.20	0.0298
2.30	0.43	0.03		2.30	0.0285
2.40	0.42	0.03		2.40	0.0273
2.50	0.40	0.03		2.50	0.0263
2.60	0.37	0.02		2.60	0.0243
2.70	0.34	0.02		2.70	0.0225
2.80	0.32	0.02		2.80	0.0209
2.90	0.30	0.02		2.90	0.0195
3.00	0.28	0.02		3.00	0.0182
4.00	0.16	0.01		4.00	0.0103
5.00	0.10	0.01		5.00	0.0066
6.00	0.07	0.00		6.00	0.0046
7.00	0.05	0.00		7.00	0.0033
8.00	0.04	0.00		8.00	0.0026
9.00	0.03	0.00		9.00	0.0020
10.00	0.03	0.00		10.00	0.0016

Figura 70. Elaboración del espectro de Pseudo aceleraciones para el eje X.  
Fuente: Elaboración Propia.

<b>CASO 01 - 2018 ANÁLISIS DINÁMICO Y</b>					
Z	0.35			g (m/s <sup>2</sup> )	1
U	1.50			R	3.00
S	1.00			TP	0.40
				TL	2.50
k	0.1750			Fact. Escala	80% V
				Drift	0.75 R
T	C=2.5(Tp/T)	Sa = K*C		T	Sa = K*C
0.10	2.50	0.44		0.10	0.4375
0.20	2.50	0.44		0.20	0.4375
0.30	2.50	0.44		0.30	0.4375
0.40	2.50	0.44		0.40	0.4375
0.50	2.00	0.35		0.50	0.3500
0.60	1.67	0.29		0.60	0.2917
0.70	1.43	0.25		0.70	0.2500
0.80	1.25	0.22		0.80	0.2188
0.90	1.11	0.19		0.90	0.1944
1.00	1.00	0.18		1.00	0.1750
1.10	0.91	0.16		1.10	0.1591
1.20	0.83	0.15		1.20	0.1458
1.30	0.77	0.13		1.30	0.1346
1.40	0.71	0.13		1.40	0.1250
1.50	0.67	0.12		1.50	0.1167
1.60	0.63	0.11		1.60	0.1094
1.70	0.59	0.10		1.70	0.1029
1.80	0.56	0.10		1.80	0.0972
1.90	0.53	0.09		1.90	0.0921
2.00	0.50	0.09		2.00	0.0875
2.10	0.48	0.08		2.10	0.0833
2.20	0.45	0.08		2.20	0.0795
2.30	0.43	0.08		2.30	0.0761
2.40	0.42	0.07		2.40	0.0729
2.50	0.40	0.07		2.50	0.0700
2.60	0.37	0.06		2.60	0.0647
2.70	0.34	0.06		2.70	0.0600
2.80	0.32	0.06		2.80	0.0558
2.90	0.30	0.05		2.90	0.0520
3.00	0.28	0.05		3.00	0.0486
4.00	0.16	0.03		4.00	0.0273
5.00	0.10	0.02		5.00	0.0175
6.00	0.07	0.01		6.00	0.0122
7.00	0.05	0.01		7.00	0.0089
8.00	0.04	0.01		8.00	0.0068
9.00	0.03	0.01		9.00	0.0054
10.00	0.03	0.00		10.00	0.0044

Figura 71. Elaboración del espectro de Pseudo aceleraciones para el eje Y.  
Fuente: Elaboración Propia.

La construcción de los espectros de pseudo-aceleración para cada uno de los casos  
 definidos inicialmente se realizó de similar manera. Luego, estos casos de análisis  
 dinámico fueron ingresados al software según:

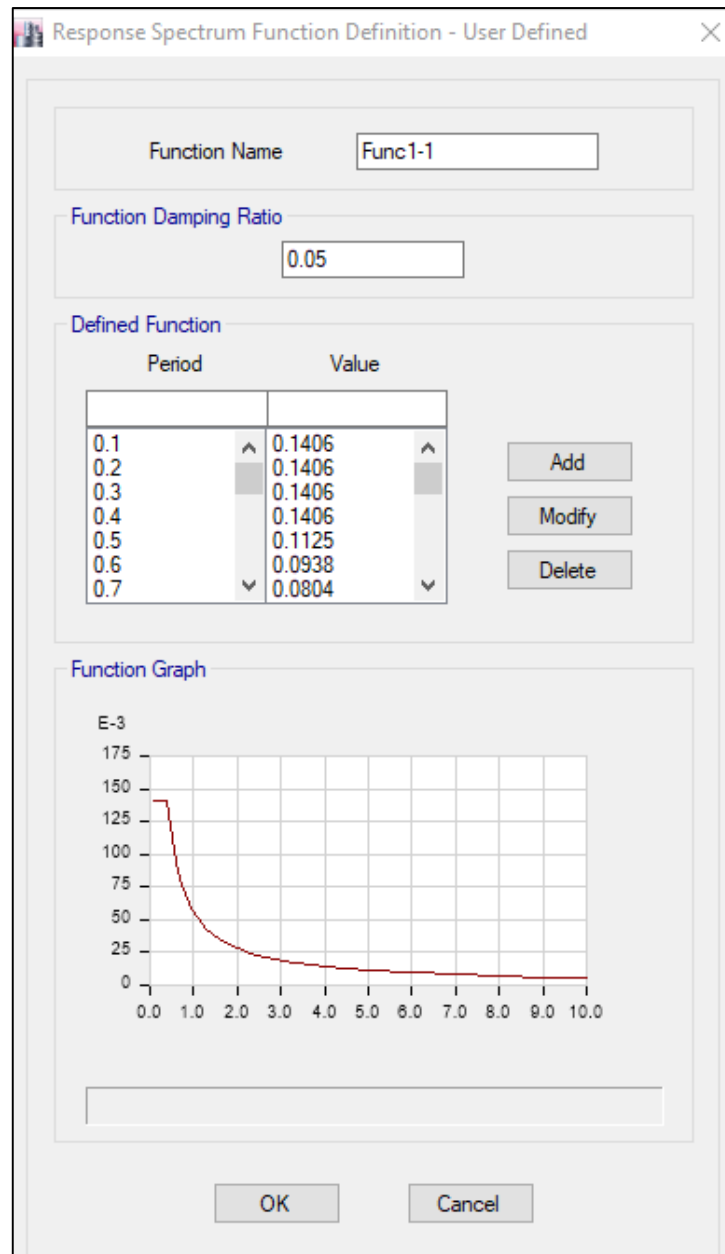
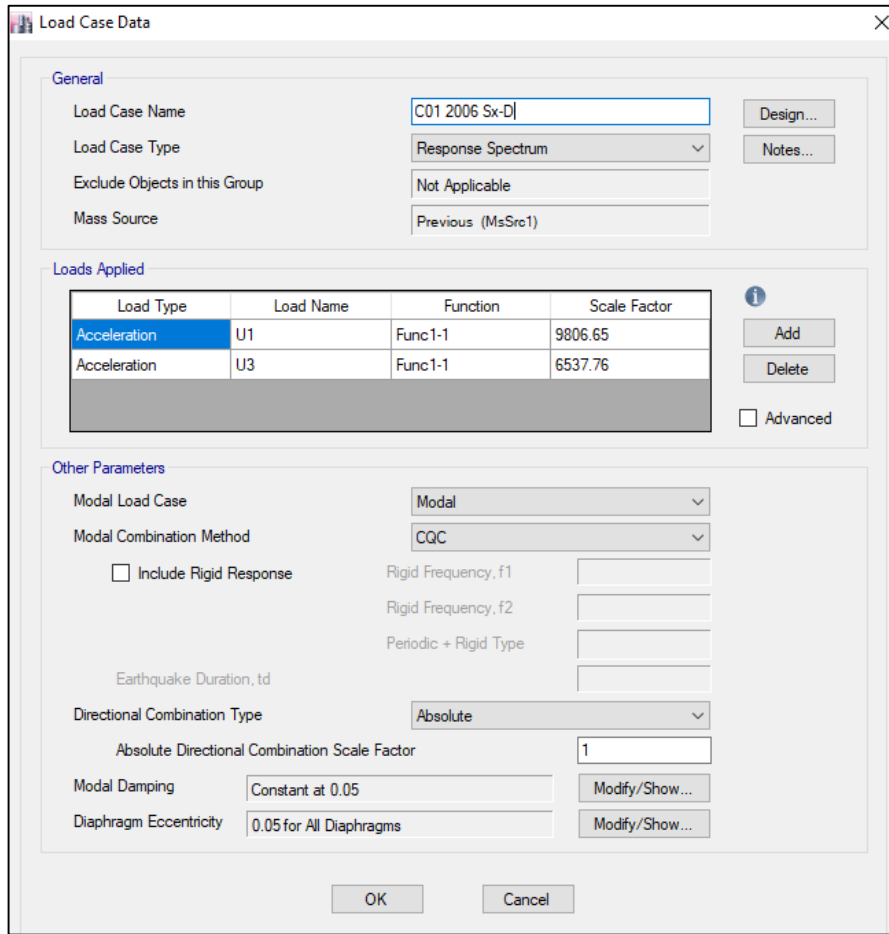


Figura 72. Definición del espectro de respuesta para el Análisis Dinámico X.  
 Fuente: Elaboración Propia.



**General**

Load Case Name: C01 2006 Sx-D

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MsSrc1)

**Loads Applied**

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Func1-1	9806.65
Acceleration	U3	Func1-1	6537.76

**Other Parameters**

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: [ ]

Rigid Frequency, f2: [ ]

Periodic + Rigid Type: [ ]

Earthquake Duration, td: [ ]

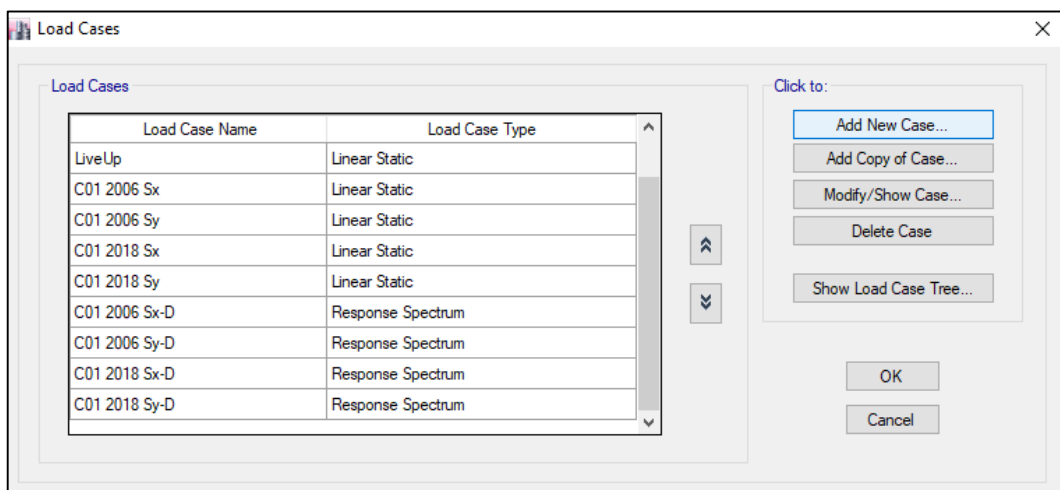
Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0.05

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms

Figura 73. Definición del Sismo Dinámico para el Análisis Dinámico X.  
 Fuente: Elaboración Propia.



**Load Cases**

Load Case Name	Load Case Type
LiveUp	Linear Static
C01 2006 Sx	Linear Static
C01 2006 Sy	Linear Static
C01 2018 Sx	Linear Static
C01 2018 Sy	Linear Static
C01 2006 Sx-D	Response Spectrum
C01 2006 Sy-D	Response Spectrum
C01 2018 Sx-D	Response Spectrum
C01 2018 Sy-D	Response Spectrum

Click to:

Add New Case...

Add Copy of Case...

Modify/Show Case...

Delete Case

Show Load Case Tree...

OK

Cancel

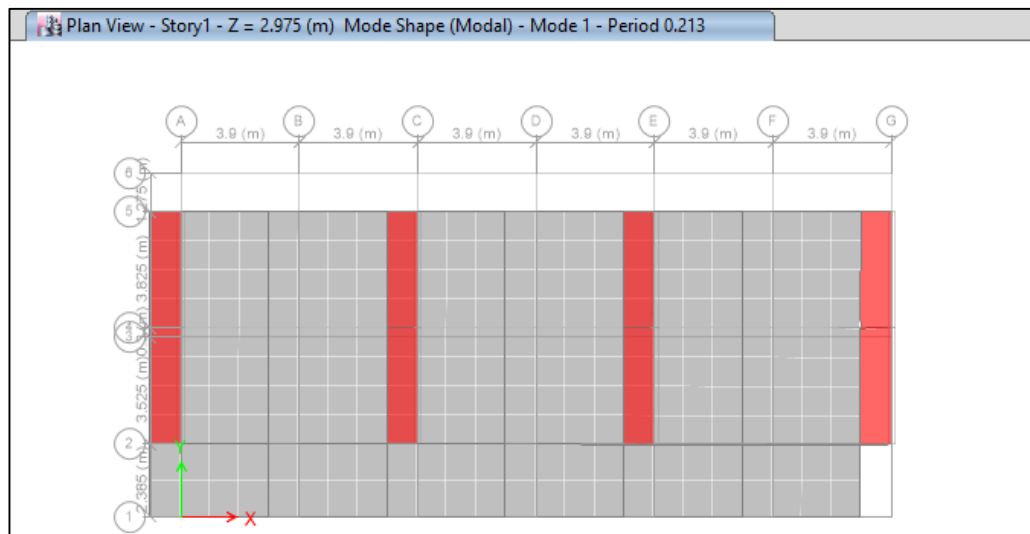
Figura 74. Sismos Dinámicos creados para los 24 casos.  
 Fuente: Elaboración Propia.



Así se realizó para los 4 sub casos dinámicos y una vez ingresados se procedió nuevamente con el análisis y se obtuvo para cada caso la fuerza cortante basal dinámica.

### 3.9.8.1. Periodo fundamental de la Estructura.

Se obtuvo el valor del periodo fundamental para la estructura en estudio según:



*Figura 75. Periodo fundamental de vibración de la estructura.  
 Fuente: Elaboración Propia.*

Este periodo fundamental posee el valor de 0.213 segundos, que se ajusta a valor obtenido de la aproximación correspondiente al 0.1 multiplicado por el número de niveles, que en este caso es de 2 y por lo tanto se esperaba un periodo fundamental que tuviera un valor aproximado de 0.2 segundos. Se observa además que el periodo fundamental está asociado a un movimiento traslacional en el eje X.

### 3.9.8.2. Modos de Vibración de la estructura.

Se obtienen según:

Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	
Modal	1	0.213	0.9185	0	0	0.9185	0	
Modal	2	0.084	0	0.9274	0	0.9185	0.9274	
Modal	3	0.079	0.0149	4.459E-05	0	0.9334	0.9274	
Modal	4	0.069	0.0665	0	0	0.9999	0.9274	
Modal	5	0.034	0	0.0725	0	0.9999	0.9999	
Modal	6	0.031	0.0001	1.034E-05	0	1	0.9999	

Figura 76. Modos de vibración de la estructura.  
Fuente: Elaboración Propia.

Se puede observar también que las masas dinámicas participativas se acumulan hasta un 100% en el eje X y hasta un 99.99% en el eje Y, lo que indica que es un modelo dinámico válido según la norma E.030-2006 y E.030-2018.

### 3.9.9. Verificación de la Fuerza Cortante Basal mínima.

Debido a la condición de la edificación en estudio de ser considerada una estructura regular, se ha comparado la fuerza cortante basal dinámica con el porcentaje que se indica en la normativa (80%), según:

	A	B	C	E	F	K	L
1	Story	Load Case/Combo	Location	VX	VY	80% V est X (ton)	80% V est Y (ton)
18	Story2	C01 2006 Sx-D Max	Bottom	32.225	0.0243	-28.94168	
20	Story2	C01 2006 Sy-D Max	Bottom	0.1268	85.5333		-77.1916
22	Story2	C01 2018 Sx-D Max	Bottom	37.6111	0.0284	-33.77904	
24	Story2	C01 2018 Sy-D Max	Bottom	0.1479	99.7888		-90.05688
82	Story1	C01 2006 Sx-D Max	Bottom	58.0562	0.0362	-50.3772	
84	Story1	C01 2006 Sy-D Max	Bottom	0.0966	156.3542		-134.36304
86	Story1	C01 2018 Sx-D Max	Bottom	67.7598	0.0423	-58.79728	
88	Story1	C01 2018 Sy-D Max	Bottom	0.1127	182.4132		-156.75688

Figura 77. Fuerza cortante basal mínima.  
Fuente: Elaboración Propia.

Para esta edificación, se puede apreciar que el cortante basal dinámico es superior al 80% del cortante estático correspondiente para cada caso, y debido a ello se ha tomado al 100% de la fuerza cortante basal dinámica como fuerza cortante basal mínima.

### 3.9.10. Asignación de combinaciones de carga.

Se consideraron las combinaciones de carga que indica la norma peruana E.060 y se ingresaron al programa tal como se muestra a continuación:

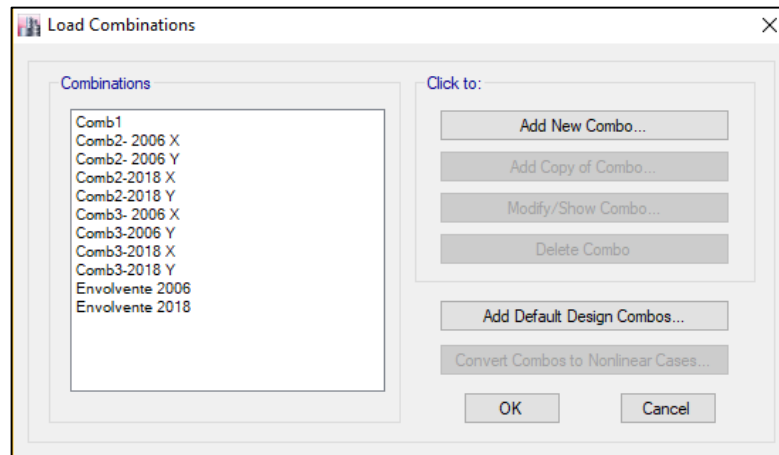


Figura 78. Combinaciones de carga.  
Fuente: Elaboración Propia.

Se puede verificar que se ha considerado conveniente crear dos envolventes de carga, cada una dirigida a la verificación de las dos normas con las que se está analizando el caso de estudio.

### 3.9.11. Reacciones del suelo de fundación sobre la estructura.

Se procedió con la obtención de las fuerzas de reacción del suelo hacia la estructura, considerando los efectos sísmicos para ambos casos de normativas:

	A	B	C
1	Load Case/Combo	FX	FY
6	C01 2006 Sx	-62.9715	0
7	C01 2006 Sy	0	-167.954
8	C01 2018 Sx	-73.4966	0
9	C01 2018 Sy	0	-195.946
10	C01 2006 Sx-D Max	58.0562	0.0362
11	C01 2006 Sy-D Max	0.0966	156.354
12	C01 2018 Sx-D Max	67.7598	0.0423
13	C01 2018 Sy-D Max	0.1127	182.413

Figura 79. Reacciones sobre la estructura.  
Fuente: Elaboración Propia.

### 3.9.12. Fuerzas internas en la estructura.

Luego, se procedió a comparar las fuerzas internas en los elementos estructurales verticales críticos que componen la edificación como son en este caso de estudio las columnas y muros de albañilería confinada. Se logró identificar a la columna más crítica considerando la ubicada justo debajo del pasadizo el cual tiene la mayor sobrecarga según el reglamento E.020:

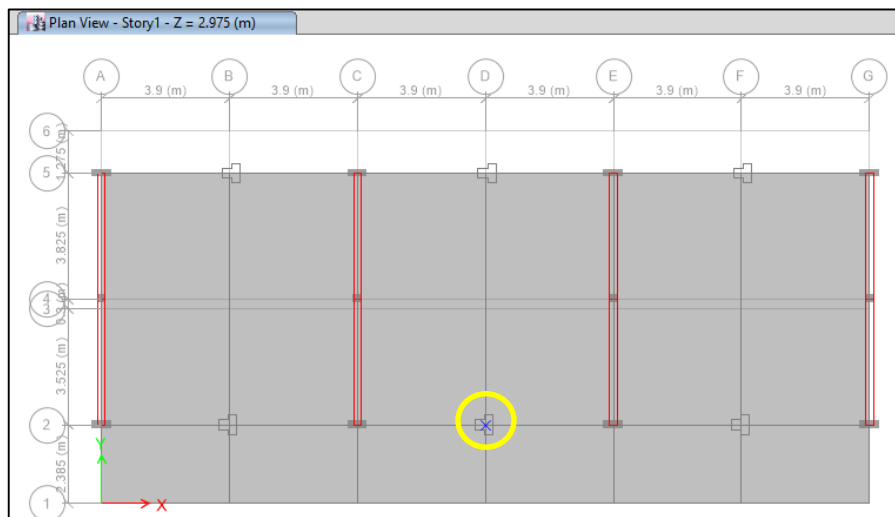


Figura 80. Vista en planta de columna crítica.  
 Fuente: Elaboración Propia.

El elemento es el siguiente:

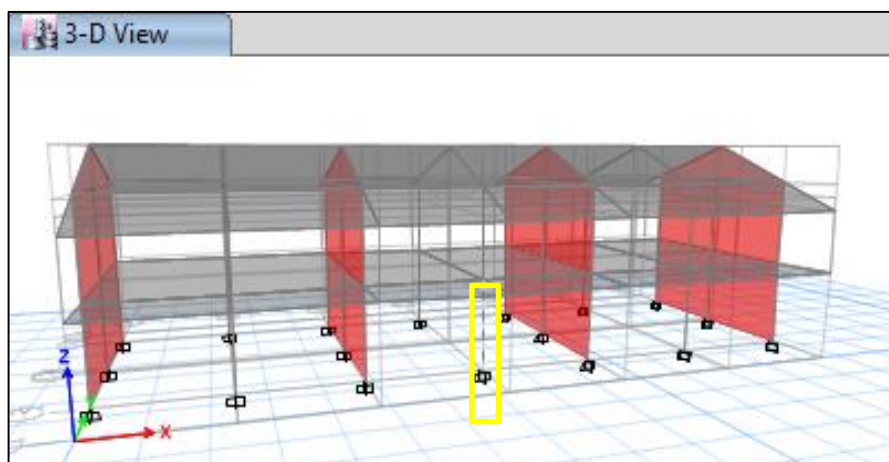


Figura 81. Vista en perspectiva de columna crítica.  
 Fuente: Elaboración Propia.

El cual tiene la etiqueta “C13” según se puede apreciar a continuación:

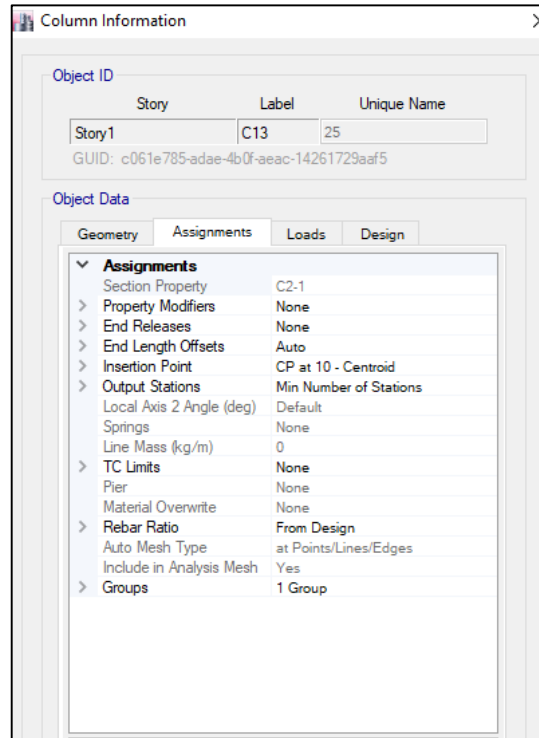


Figura 82. Información del modelo de la columna crítica.  
Fuente: Elaboración Propia.

Entonces, se obtuvieron los siguientes resultados con respecto a las fuerzas cortantes y momentos flectores de la columna crítica.

	A	B	C	D	G	H	J	K
1	Story	Column	Unique Name	Load Case/Comb	V2	V3	M2	M3
2					tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
6	Story1	C13	25	Comb2- 2006 X	-4.52	-0.20	-0.37	-7.31
8	Story1	C13	25	Comb2- 2006 Y	-0.09	-1.73	-3.02	-0.13
10	Story1	C13	25	Comb2-2018 X	-5.28	-0.20	-0.37	-8.54
12	Story1	C13	25	Comb2-2018 Y	-0.10	-1.98	-3.47	-0.16
14	Story1	C13	25	Comb3- 2006 X	-4.52	-0.14	-0.22	-7.31
16	Story1	C13	25	Comb3-2006 Y	-0.09	-1.67	-2.88	-0.13
18	Story1	C13	25	Comb3-2018 X	-5.28	-0.14	-0.22	-8.54
20	Story1	C13	25	Comb3-2018 Y	-0.10	-1.92	-3.32	-0.16
21	Story1	C13	25	Envolvente 2006 Max	4.52	1.39	2.43	7.31
22	Story1	C13	25	Envolvente 2006 Min	-4.52	-1.73	-3.02	-7.31
23	Story1	C13	25	Envolvente 2018 Max	5.28	1.65	2.87	8.54
24	Story1	C13	25	Envolvente 2018 Min	-5.28	-1.98	-3.47	-8.54

Figura 83. Fuerzas cortantes y Momentos flectores de columna crítica.  
Fuente: Elaboración Propia.

Posteriormente se evaluaron los muros de albañilería confinada. Evidentemente los más críticos son los del primer nivel ya que son los que absorben mayores fuerzas cortantes. Para el caso de los muros se tiene identificados los muros por medio de “pier labels” según lo mostrado a continuación:

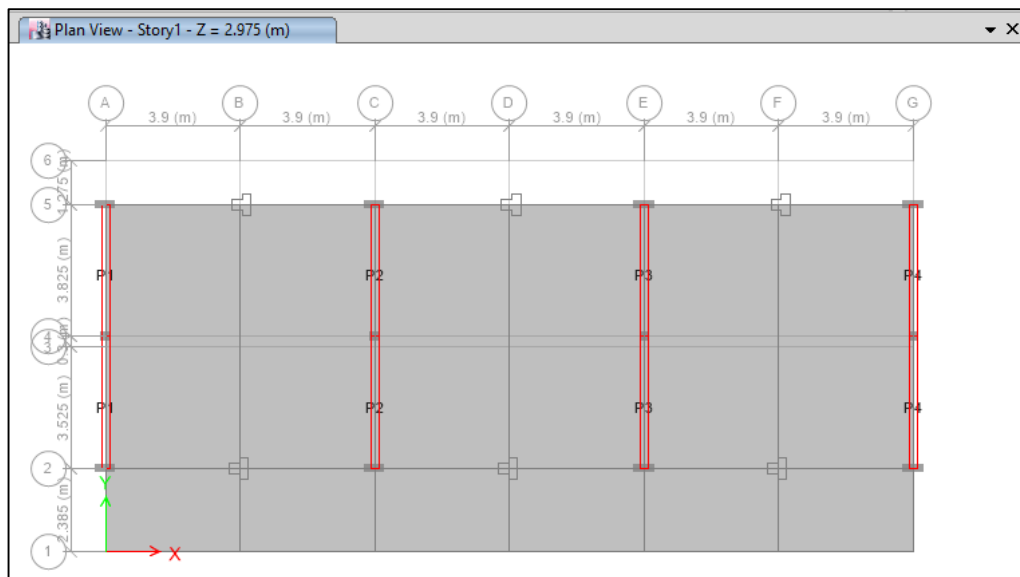


Figura 84. Etiquetas de cada muro de albañilería confinada.  
Fuente: Elaboración Propia.

Entonces se tiene que las fuerzas cortantes y momentos flectores de los muros analizados son:

	A	B	C	D	F	G	I	J
1	Story	Pier	Load Case/Combo	Location	V2	V3	M2	M3
2					tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
7	Story1	P1	Envolvente 2006	Bottom	-43.227	-0.3734	-1.035	-108.215
8	Story1	P2	Envolvente 2006	Bottom	-39.893	-0.8789	-1.537	-105.322
9	Story1	P3	Envolvente 2006	Bottom	-40.069	-0.887	-1.545	-105.699
10	Story1	P4	Envolvente 2006	Bottom	-43.624	-1.5183	-2.171	-109.85
15	Story1	P1	Envolvente 2018	Bottom	-49.838	-0.4963	-1.269	-122.906
16	Story1	P2	Envolvente 2018	Bottom	-46.109	-1.0263	-1.794	-118.896
17	Story1	P3	Envolvente 2018	Bottom	-46.306	-1.0343	-1.802	-119.316
18	Story1	P4	Envolvente 2018	Bottom	-50.299	-1.6416	-2.404	-124.671

Figura 85. Fuerzas cortantes y momentos flectores en muros.  
Fuente: Elaboración Propia.

## CAPÍTULO 4. RESULTADOS

### 4.1. Derivas.

En el caso de las derivas se ha obtenido los máximos resultados mostrados en las dos tablas siguientes, para cada eje principal:

Tabla 51. Derivas máximas de la estructura en Eje X.

	Derivas Eje X E.030-2006 (mm)	Derivas Eje X E.030-2018 (mm)
PISO 2 - Se x	5.9460	6.9360
PISO 2 - Sd x	5.3100	6.1980
PISO 1 - Se x	7.2000	8.4060
PISO 1 - Sd x	6.6120	7.7160

Fuente: Elaboración Propia.

En la anterior tabla se puede observar un aumento de 16.7% en las derivas analíticas en el eje X de la estructura mediante la aplicación de la norma E.030-2018.

Tabla 52. Prueba de normalidad para las derivas máximas en Eje X.

SHAPIRO WILKS PARA 4 MUESTRAS							
Item.	Xi	(Xi-Med)^2	Ai	Xi Inv	(Xi-Xi Inv)		
1	5.3100	0.9158	0.6872	7.2000	-1.8900	Media	6.2670
2	5.9460	0.1030	0.1677	6.6120	-0.6660	S(Xi-Med)^2	2.0084
3	6.6120	0.1190		5.9460		Ai*(Xi-Xi Inv)	-1.4105
4	7.2000	0.8705		5.3100			
						SW c	0.9906
						SW t	0.7480
<b>SÍ ES UNA DISTRIBUCION NORMAL</b>							

Fuente: Elaboración Propia.

Se procedió a realizar la verificación de la normalidad de los datos obtenidos y se obtuvo un coeficiente de Shapiro Wilk de 99.06% que al ser superior al mínimo indica que se acepta la normalidad de los datos. Entre otros aspectos ello es debido a que posee una baja desviación estándar y al mismo tiempo se tiene simetría con respecto a la media. La gráfica de normalidad es como se muestra a continuación:

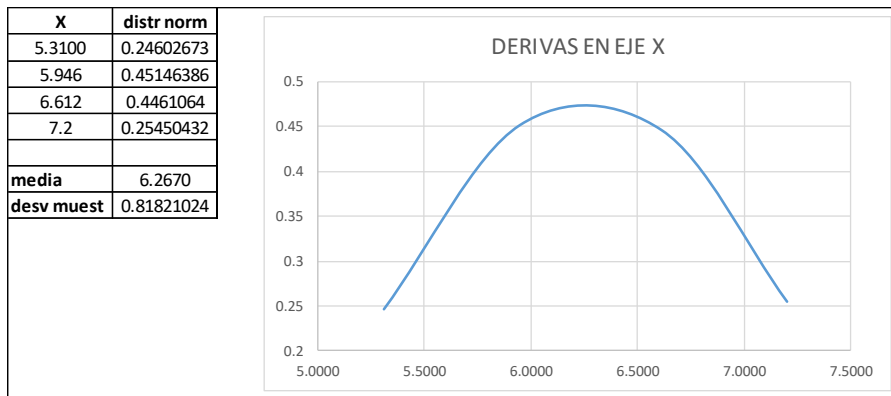


Figura 86. Distribución normal de las derivas en X.  
Fuente: Elaboración Propia.

Luego, se procedió a aplicar la prueba estadística elegida:

Tabla 53. Prueba T de Student para las derivas en eje X.

<b>DERIVAS EN EJE X</b>		
Prueba t para medias de dos muestras emparejadas		
	Variable 1	Variable 2
Media	6.267	7.314
Varianza	0.669468	0.914136
Observaciones	4	4
Coefficiente de correlación de Pearson	0.99999671	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	3	
Estadístico t	-15.18348347	
P(T<=t) una cola	0.00031016	
Valor crítico de t (una cola)	2.353363435	
P(T<=t) dos colas	<b>0.00062032</b>	
Valor crítico de t (dos colas)	3.182446305	

Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto la hipótesis específica que dice que “existen diferencias significativas entre las derivas analíticas en el eje X del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018” se acepta debido a que el p-valor es inferior al nivel de significancia del 5%.



Tabla 54. Derivas máximas de la estructura en Eje Y.

	Derivas Eje Y E.030-2006 (mm)	Derivas Eje Y E.030-2018 (mm)
PISO 2 - Se y	0.9765	1.1385
PISO 2 - Sd y	0.8708	1.0148
PISO 1 - Se y	1.2825	1.4963
PISO 1 - Sd y	1.1903	1.3883

Fuente: Elaboración Propia.

En la anterior tabla se puede observar un aumento de 16.6% en las derivas analíticas en el eje Y de la estructura mediante la aplicación de la norma E.030-2018.

Tabla 55. Prueba de normalidad para las derivas máximas en Eje Y.

SHAPIRO WILKS PARA 4 MUESTRAS							
Item.	Xi	(Xi-Med)^2	Ai	Xi Inv	(Xi-Xi Inv)		
1	0.8708	0.0438	0.6872	1.2825	-0.4118	Media	1.0800
2	0.9765	0.0107	0.1677	1.1903	-0.2138	S(Xi-Med)^2	0.1077
3	1.1903	0.0122		0.9765		Ai*(Xi-Xi Inv)	-0.3188
4	1.2825	0.0410		0.8708			
						SW c	0.9440
						SW t	0.7480
<b>SÍ ES UNA DISTRIBUCION NORMAL</b>							

Fuente: Elaboración Propia.

Se procedió a realizar la verificación de la normalidad de los datos obtenidos y se obtuvo un coeficiente de Shapiro Wilk de 94.40% que al ser superior al mínimo indica que se acepta la normalidad de los datos. Entre otros aspectos ello es debido a que posee una baja desviación estándar y al mismo tiempo se tiene simetría con respecto a la media. Entonces, la gráfica de normalidad es como se muestra a continuación:

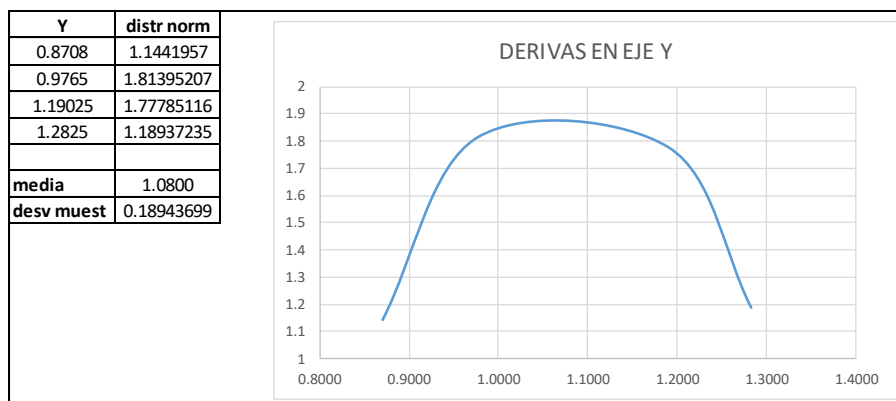


Figura 87. Distribución normal de las derivas en Y.

Fuente: Elaboración Propia.

Luego, se procedió a aplicar la prueba estadística elegida:

*Tabla 56. Prueba T de Student para las derivas en Eje Y.*

<b>DERIVAS EN EJE Y</b>		
Prueba t para medias de dos muestras emparejadas		
	<i>Variable 1</i>	<i>Variable 2</i>
Media	1.08	1.2594375
Varianza	0.035886375	0.049056891
Observaciones	4	4
Coeficiente de correlación de Pearson	0.999999941	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	3	
Estadístico t	-11.19700385	
P(T<=t) una cola	0.00076349	
Valor crítico de t (una cola)	2.353363435	
P(T<=t) dos colas	<b>0.00152698</b>	
Valor crítico de t (dos colas)	3.182446305	

*Fuente: Elaboración Propia.*

Por lo tanto la hipótesis específica que dice que “existen diferencias significativas entre las derivas analíticas en el eje Y del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018” se acepta debido a que el p-valor es inferior al nivel de significancia del 5%.

#### **4.2. Distorsiones**

En el caso de las distorsiones de entrepiso, se obtuvieron valores para los ejes principales X e Y que son los que se muestran a continuación:

*Tabla 57. Distorsiones máximas de la estructura en Eje X.*

	<b>Distorsiones Eje X E.030-2006 (mm/mm)</b>	<b>Distorsiones Eje X E.030-2018 (mm/mm)</b>
<b>PISO 2 - Se x</b>	0.0020	0.0023
<b>PISO 2 - Sd x</b>	0.0018	0.0021
<b>PISO 1 - Se x</b>	0.0024	0.0028
<b>PISO 1 - Sd x</b>	0.0022	0.0026

*Fuente: Elaboración Propia.*

En la anterior tabla se puede observar un aumento de 16.8% en las distorsiones analíticas en el eje X de la estructura mediante la aplicación de la norma E.030-2018.

Tabla 58. Prueba de normalidad para las distorsiones máximas en Eje X.

SHAPIRO WILKS PARA 4 MUESTRAS								
Item.	Xi	(Xi-Med)^2	Ai	Xi Inv	(Xi-Xi Inv)			
1	0.0018	0.0000	0.6872	0.0024	-0.0006	<b>Media</b>	0.0021	
2	0.0020	0.0000	0.1677	0.0022	-0.0002	<b>S(Xi-Med)^2</b>	0.0000	
3	0.0022	0.0000		0.0020		<b>Ai*(Xi-Xi Inv)</b>	-0.0005	
4	0.0024	0.0000		0.0018				
							<b>SW c</b>	0.9911
							<b>SW t</b>	0.7480
<b>SÍ ES UNA DISTRIBUCION NORMAL</b>								

Fuente: Elaboración Propia.

Se procedió a realizar la verificación de la normalidad de los datos obtenidos y se obtuvo un coeficiente de Shapiro Wilk de 99.06% que al ser superior al mínimo indica que se acepta la normalidad de los datos. Entre otros aspectos ello es debido a que posee una baja desviación estándar y al mismo tiempo se tiene simetría con respecto a la media. Su gráfica es como se muestra a continuación:

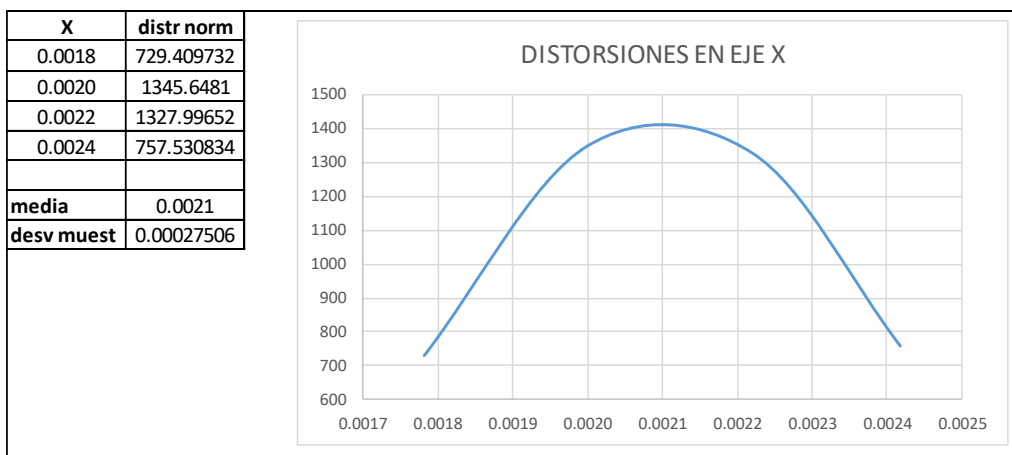


Figura 88. Distribución normal de las distorsiones en X.

Fuente: Elaboración Propia.

Luego, se procedió a aplicar la prueba estadística elegida:

Tabla 59. Prueba T de Student para las distorsiones en Eje X.

<b>DISTORSIONES EN EJE X</b>		
Prueba t para medias de dos muestras emparejadas		
	<i>Variable 1</i>	<i>Variable 2</i>
Media	0.0021045	0.0024585
Varianza	7.5657E-08	1.03377E-07
Observaciones	4	4
Coefficiente de correlación de Pearson	0.9999942	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	3	
Estadístico t	-15.2337345	
P(T<=t) una cola	0.000307132	
Valor crítico de t (una cola)	2.353363435	
P(T<=t) dos colas	0.000614264	
Valor crítico de t (dos colas)	3.182446305	

Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto la hipótesis específica que dice que “existen diferencias significativas entre las distorsiones analíticas en el eje X del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018” se acepta debido a que el p-valor es inferior al nivel de significancia del 5%.

Tabla 60. Distorsiones máximas de la estructura en Eje Y.

	<b>Distorsiones Eje Y E.030-2006 (mm)</b>	<b>Distorsiones Eje Y E.030-2018 (mm)</b>
<b>PISO 2 - Se y</b>	0.0003	0.0004
<b>PISO 2 - Sd y</b>	0.0003	0.0003
<b>PISO 1 - Se y</b>	0.0004	0.0005
<b>PISO 1 - Sd y</b>	0.0004	0.0005

Fuente: Elaboración Propia.

En la anterior tabla se puede observar un aumento de 16.7% en las distorsiones analíticas en el eje Y de la estructura mediante la aplicación de la norma E.030-2018.

Tabla 61. Prueba de normalidad para las distorsiones máximas en Eje Y.

SHAPIRO WILKS PARA 4 MUESTRAS							
Item.	Xi	(Xi-Med)^2	Ai	Xi Inv	(Xi-Xi Inv)		
1	0.0003	0.0000	0.6872	0.0004	-0.0001	Media	0.0004
2	0.0003	0.0000	0.1677	0.0004	-0.0001	S(Xi-Med)^2	0.0000
3	0.0004	0.0000		0.0003		Ai*(Xi-Xi Inv)	-0.0001
4	0.0004	0.0000		0.0003			
						SW c	0.9415
						SW t	0.7480
<b>SÍ ES UNA DISTRIBUCION NORMAL</b>							

Fuente: Elaboración Propia.

Se procedió a realizar la verificación de la normalidad de los datos obtenidos y se obtuvo un coeficiente de Shapiro Wilk de 94.15% que al ser superior al mínimo indica que se acepta la normalidad de los datos. Entre otros aspectos ello es debido a que posee una baja desviación estándar y al mismo tiempo se tiene simetría con respecto a la media. Su gráfica es como se muestra a continuación:

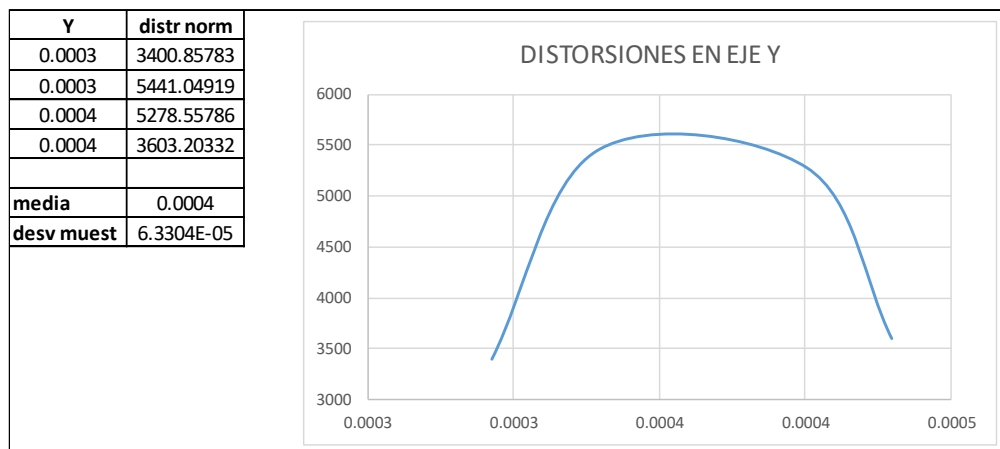


Figura 89. Distribución normal de las distorsiones en Y.

Fuente: Elaboración Propia.

Luego, se procedió a aplicar la prueba estadística elegida:

Tabla 62. Prueba T de Student para las distorsiones en Eje Y.

DISTORSIONES EN EJE Y		
Prueba t para medias de dos muestras emparejadas		
	Variable 1	Variable 2
Media	0.000362813	0.000423563
Varianza	4.00739E-09	5.47552E-09
Observaciones	4	4
Coefficiente de correlación de Pearson	0.999955745	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	3	
Estadístico t	-11.34226868	
P(T<=t) una cola	0.000735054	
Valor crítico de t (una cola)	2.353363435	
P(T<=t) dos colas	0.001470109	
Valor crítico de t (dos colas)	3.182446305	

Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto la hipótesis específica que dice que “existen diferencias significativas entre las distorsiones analíticas en el eje Y del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018” se acepta debido a que el p-valor es inferior al nivel de significancia del 5%.

Adicionalmente se puede notar que para ambos ejes no se llega a superar los límites máximos permisibles que se indica en la norma E.030-2018.

#### 4.3. Cortante Basal.

En el caso de la Fuerza Cortante Basal, se procedió a generar las tablas de resultados de similar manera, separando los valores de acuerdo a cada dirección principal de análisis como se muestra a continuación:

Tabla 63. Cortante Basal en eje X.

	Cortante Basal Eje X E.030-2006 (ton)	Cortante Basal Eje X E.030-2018 (ton)
PISO 1 - Se X	62.9715	73.4966
PISO 1 - Sd X	58.0562	67.7598
PISO 1 - Se X mín	50.3772	58.7973
PISO 1 - Envoltura	58.0562	67.7598

Fuente: Elaboración Propia.

En la anterior tabla se puede observar un aumento de 16.7% en el cortante basal en el eje X de la estructura mediante la aplicación de la norma E.030-2018.

Tabla 64. Prueba de normalidad para el cortante basal en Eje X.

SHAPIRO WILKS PARA 4 MUESTRAS							
Item.	Xi	(Xi-Med)^2	Ai	Xi Inv	(Xi-Xi Inv)		
1	50.3772	48.8332	0.6872	62.9715	-12.5943	Media	57.3653
2	58.0562	0.4774	0.1677	58.0562	0.0000	S(Xi-Med)^2	81.2177
3	58.0562	0.4774		58.0562		Ai*(Xi-Xi Inv)	-8.6548
4	62.9715	31.4298		50.3772			
						SW c	0.9223
						SW t	0.7480
<b>SÍ ES UNA DISTRIBUCION NORMAL</b>							

Fuente: Elaboración Propia.

Se procedió a realizar la verificación de la normalidad de los datos obtenidos y se obtuvo un coeficiente de Shapiro Wilk de 92.23% que al ser superior al mínimo indica que se acepta la normalidad de los datos cuya gráfica es como se muestra a continuación:

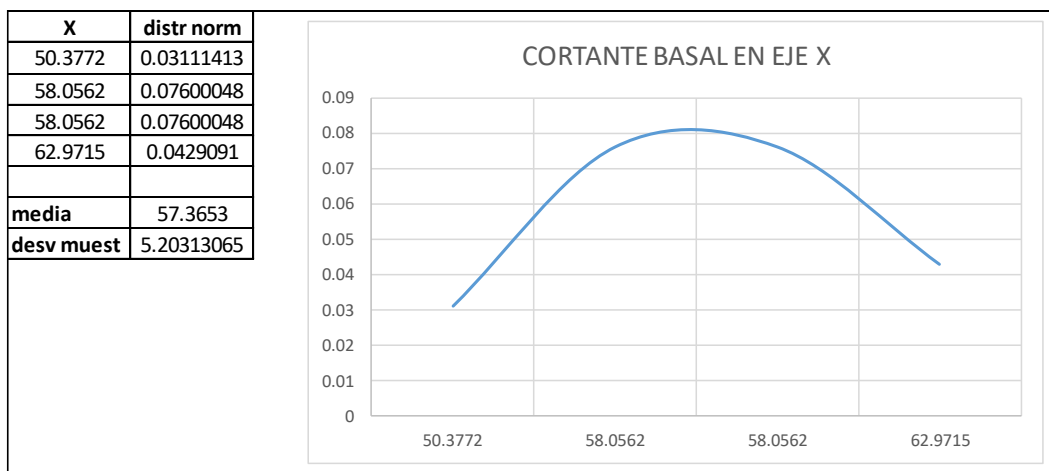


Figura 90. Distribución normal del cortante basal en eje X.

Fuente: Elaboración Propia.

Luego, se procedió a aplicar la prueba estadística elegida:

*Tabla 65. Prueba T de Student para el cortante en el eje X.*

<b>CORTANTE BASAL EN EL EJE X</b>		
Prueba t para medias de dos muestras emparejadas		
	<i>Variable 1</i>	<i>Variable 2</i>
Media	57.365275	66.95337
Varianza	27.07256856	36.87877387
Observaciones	4	4
Coeficiente de correlación de Pearson	1	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	3	
Estadístico t	-22.05024091	
P(T<=t) una cola	0.000102093	
Valor crítico de t (una cola)	2.353363435	
P(T<=t) dos colas	<b>0.000204185</b>	
Valor crítico de t (dos colas)	3.182446305	

*Fuente: Elaboración Propia.*

Por lo tanto la hipótesis específica que dice que “existen diferencias significativas entre el cortante basal en el eje X del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018” se acepta debido a que el p-valor es inferior al nivel de significancia del 5%.

*Tabla 66. Cortante Basal en eje Y.*

	<b>Cortante Basal Eje Y</b>	<b>Cortante Basal Eje Y</b>
	<b>E.030-2006 (ton)</b>	<b>E.030-2018 (ton)</b>
<b>PISO 1 - Se Y</b>	167.9538	195.9461
<b>PISO 1 - Sd Y</b>	156.3542	182.4132
<b>PISO 1 - Se Y mín</b>	134.3630	156.7569
<b>PISO 1 - Envoltura</b>	156.3542	182.4132

*Fuente: Elaboración Propia.*

En la anterior tabla se puede observar un aumento de 16.6% en el cortante basal en el eje Y de la estructura mediante la aplicación de la norma E.030-2018.



Tabla 67. Prueba de normalidad para el cortante basal en Eje Y.

SHAPIRO WILKS PARA 4 MUESTRAS							
Item.	$X_i$	$(X_i - \text{Med})^2$	$A_i$	$X_i \text{ Inv}$	$(X_i - X_i \text{ Inv})$		
1	134.3630	376.0989	0.6872	167.9538	-33.5908	Media	153.7563
2	156.3542	6.7490	0.1677	156.3542	0.0000	$S(X_i - \text{Med})^2$	591.1657
3	156.3542	6.7490		156.3542		$A_i * (X_i - X_i \text{ Inv})$	-23.0836
4	167.9538	201.5687		134.3630			
SW c							0.9014
SW t							0.7480
<b>SÍ ES UNA DISTRIBUCION NORMAL</b>							

Fuente: Elaboración Propia

Se procedió a realizar la verificación de la normalidad de los datos obtenidos y se obtuvo un coeficiente de Shapiro Wilk de 90.14% que al ser superior al mínimo indica que se acepta la normalidad de los datos, lo cual es respaldado observando una baja desviación estándar y verificando la simetría en la gráfica de normalidad así como se muestra a continuación:

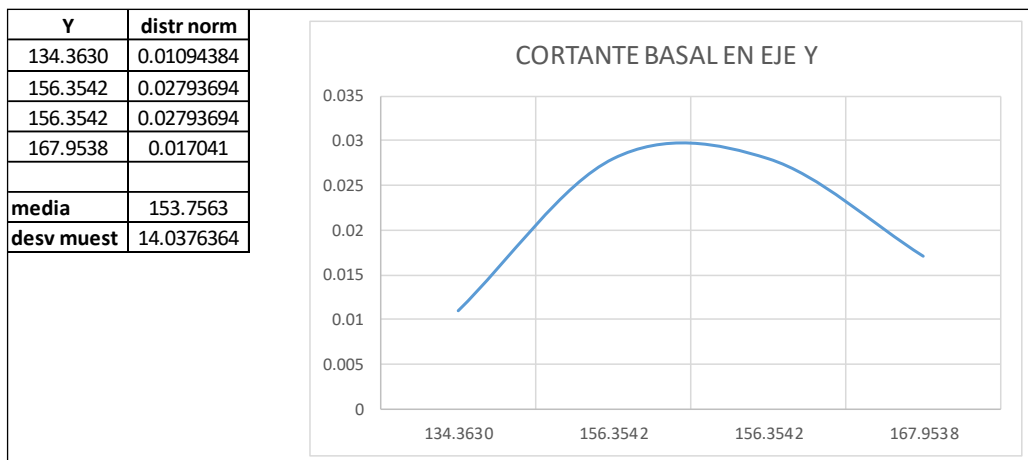


Figura 91. Distribución normal del cortante basal en eje Y.

Fuente: Elaboración Propia

Luego, se procedió a aplicar la prueba estadística elegida:

Tabla 68. Prueba T de Student para el cortante en el eje Y.

<b>CORTANTE BASAL EN EL EJE Y</b>		
Prueba t para medias de dos muestras emparejadas		
	Variable 1	Variable 2
Media	153.75631	179.382345
Varianza	197.0552362	268.2139367
Observaciones	4	4
Coeficiente de correlación de Pearson	1	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	3	
Estadístico t	-21.90632037	
P(T<=t) una cola	0.000104108	
Valor crítico de t (una cola)	2.353363435	
P(T<=t) dos colas	0.000208216	
Valor crítico de t (dos colas)	3.182446305	

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto la hipótesis específica que dice que “existen diferencias significativas entre el cortante basal en el eje Y del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018” se acepta debido a que el p-valor es inferior al nivel de significancia del 5%.

#### 4.4. Reacciones.

Para las reacciones de la base, se realizó la obtención de resultados de acuerdo a los análisis estático y dinámico de la edificación en estudio. Según:

Tabla 69. Reacciones sobre la estructura..

	Reacciones E.030-2006 (ton)	Reacciones E.030-2018 (ton)
<b>Fx est</b>	62.9715	73.4966
<b>Fx din</b>	58.0562	67.7598
<b>Fy est</b>	167.9538	195.9461
<b>Fy din</b>	156.3542	182.4132

Fuente: Elaboración Propia.

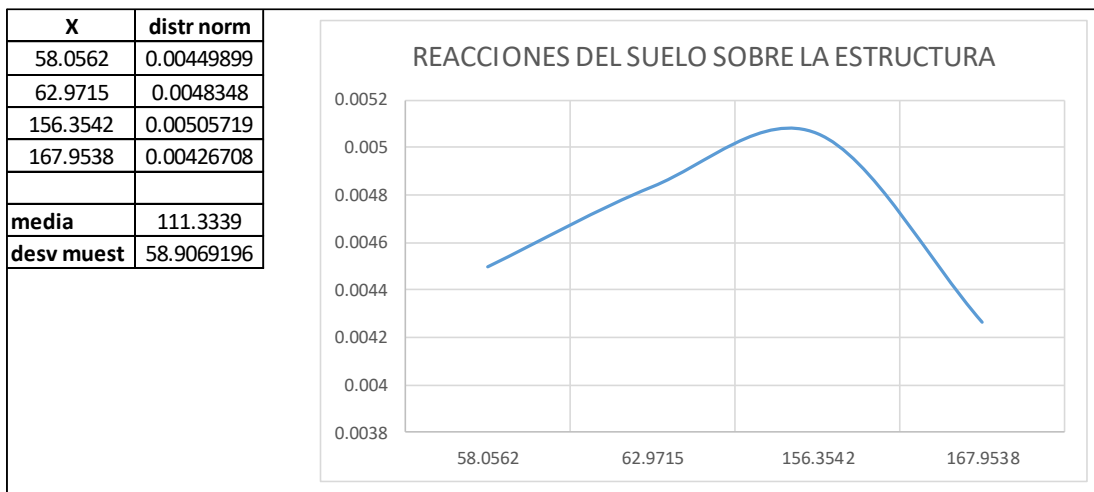
En la anterior tabla se puede observar un aumento de 16.7% en las reacciones sobre la estructura mediante la aplicación de la norma E.030-2018.

*Tabla 70. Prueba de normalidad para las reacciones sobre la estructura.*

SHAPIRO WILKS PARA 4 MUESTRAS							
Item.	Xi	(Xi-Med)^2	Ai	Xi Inv	(Xi-Xi Inv)		
1	58.0562	2838.5160	0.6872	167.9538	-109.8976	<b>Media</b>	111.3339
2	62.9715	2338.9242	0.1677	156.3542	-93.3827	<b>S(Xi-Med)^2</b>	10410.0755
3	156.3542	2026.8252		62.9715		<b>Ai*(Xi-Xi Inv)</b>	-91.1819
4	167.9538	3205.8102		58.0562			
						<b>SW c</b>	0.7987
						<b>SW t</b>	0.7480
<b>SÍ ES UNA DISTRIBUCION NORMAL</b>							

*Fuente: Elaboración Propia.*

Se procedió a realizar la verificación de la normalidad de los datos obtenidos y se obtuvo un coeficiente de Shapiro Wilk de 79.87% que al ser superior al mínimo de 74.80% establecido por el test, indica que se acepta la normalidad de los datos cuya gráfica es como se muestra a continuación:



*Figura 92. Distribución normal de las reacciones sobre la estructura.*

*Fuente: Elaboración Propia.*

Luego, se procedió a aplicar la prueba estadística elegida:

Tabla 71. Prueba T de Student para las reacciones sobre la estructura.

<b>REACCIONES DEL SUELO SOBRE LA ESTRUCTURA</b>		
Prueba t para medias de dos muestras emparejadas		
	<i>Variable 1</i>	<i>Variable 2</i>
Media	111.333925	129.903925
Varianza	3470.02518	4720.823808
Observaciones	4	4
Coeficiente de correlación de Pearson	1	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	3	
Estadístico t	-3.78928091	
P(T<=t) una cola	0.016119422	
Valor crítico de t (una cola)	2.353363435	
P(T<=t) dos colas	0.032238844	
Valor crítico de t (dos colas)	3.182446305	

Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto la hipótesis específica que dice que “existen diferencias significativas entre el cortante basal en el eje X del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018” se acepta debido a que el p-valor es inferior al nivel de significancia del 5%.

#### 4.5. Fuerzas Internas en Muros de Albañilería.

Las fuerzas internas encontradas en los muros de albañilería confinada del primer nivel de la estructura en estudio son las que se muestran a continuación:

Tabla 72. Fuerza cortante en Muros.

	<b>Fuerza Cortante E.030-2006 (ton)</b>	<b>Fuerza Cortante E.030-2018 (ton)</b>
<b>P1 Envoltente</b>	43.2274	49.8380
<b>P2 Envoltente</b>	39.8929	46.1093
<b>P3 Envoltente</b>	40.0685	46.3064
<b>P4 Envoltente</b>	43.6239	50.2993

Fuente: Elaboración Propia.

En la anterior tabla se puede observar un aumento de 15.4% en las fuerzas cortantes en muros mediante la aplicación de la norma E.030-2018.

Tabla 73. Prueba de normalidad para la fuerza cortante en muros.

SHAPIRO WILKS PARA 4 MUESTRAS							
Item.	Xi	(Xi-Med)^2	Ai	Xi Inv	(Xi-Xi Inv)		
1	39.8929	3.2771	0.6872	43.6239	-3.7310	Media	41.7032
2	40.0685	2.6722	0.1677	43.2274	-3.1589	S(Xi-Med)^2	11.9617
3	43.2274	2.3233		40.0685		Ai*(Xi-Xi Inv)	-3.0937
4	43.6239	3.6892		39.8929			
						SW c	0.8001
						SW t	0.7480
<b>SÍ ES UNA DISTRIBUCION NORMAL</b>							

Fuente: Elaboración Propia.

Se procedió a realizar la verificación de la normalidad de los datos obtenidos y se obtuvo un coeficiente de Shapiro Wilk de 80.01% que al ser superior al mínimo indica que se acepta la normalidad de los datos. Entre otros aspectos ello es debido a que posee una baja desviación estándar y al mismo tiempo se tiene simetría con respecto a la media. Su gráfica es como se muestra a continuación:

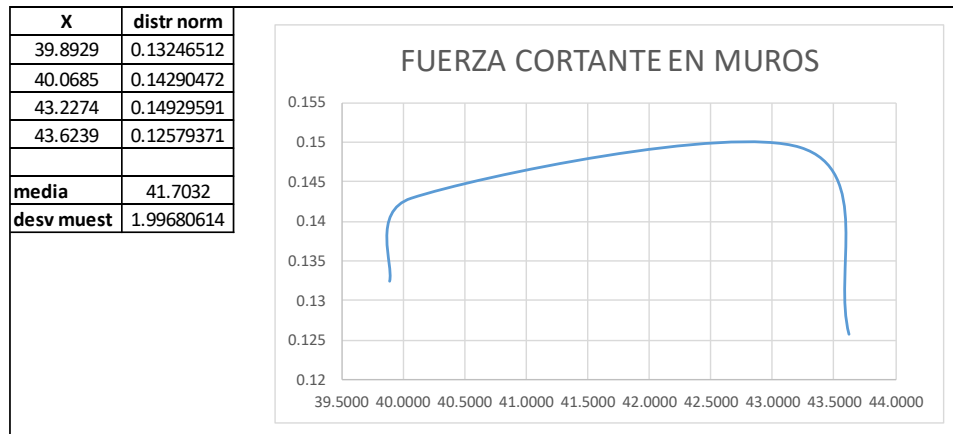


Figura 93. Distribución normal de la fuerza cortante en muros.

Fuente: Elaboración Propia.

Luego, se procedió a aplicar la prueba estadística elegida:

Tabla 74. Prueba T de Student para la fuerza cortante en muros.

<b>FUERZA CORTANTE EN MUROS</b>		
Prueba t para medias de dos muestras emparejadas		
	<i>Variable 1</i>	<i>Variable 2</i>
Media	41.703175	48.13825
Varianza	3.987234769	5.01053323
Observaciones	4	4
Coefficiente de correlación de Pearson	0.999995259	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	3	
Estadístico t	-53.24765893	
P(T<=t) una cola	7.29437E-06	
Valor crítico de t (una cola)	2.353363435	
P(T<=t) dos colas	1.45887E-05	
Valor crítico de t (dos colas)	3.182446305	

Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto la hipótesis específica que dice que “existen diferencias significativas entre la fuerza cortante en muros del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018” se acepta debido a que el p-valor es inferior al nivel de significancia del 5%.

Tabla 75. Momento flector en muros.

	<b>Momento Flector E.030-2006 (ton.m)</b>	<b>Momento Flector E.030-2018 (ton.m)</b>
<b>P1 Envoltente</b>	108.2146	122.9064
<b>P2 Envoltente</b>	105.3219	118.8958
<b>P3 Envoltente</b>	105.6985	119.3155
<b>P4 Envoltente</b>	109.8496	124.6714

Fuente: Elaboración Propia.

En la anterior tabla se puede observar un aumento de 13.2% en los momentos flectores en muros mediante la aplicación de la norma E.030-2018.

Tabla 76. Prueba de normalidad para el momento flector en muros.

SHAPIRO WILKS PARA 4 MUESTRAS							
Item.	Xi	(Xi-Med)^2	Ai	Xi Inv	(Xi-Xi Inv)		
1	105.3219	3.7996	0.6872	109.8496	-4.5277	Media	107.2712
2	105.6985	2.4732	0.1677	108.2146	-2.5161	S(Xi-Med)^2	13.8113
3	108.2146	0.8901		105.6985		Ai*(Xi-Xi Inv)	-3.5334
4	109.8496	6.6484		105.3219			
						SW c	0.9040
						SW t	0.7480
<b>SÍ ES UNA DISTRIBUCION NORMAL</b>							

Fuente: Elaboración Propia.

Se procedió a realizar la verificación de la normalidad de los datos obtenidos y se obtuvo un coeficiente de Shapiro Wilk de 90.40% que al ser superior al mínimo indica que se acepta la normalidad de los datos. Entre otros aspectos ello es debido a que posee una baja desviación estándar y al mismo tiempo se tiene simetría con respecto a la media. Su gráfica es como se muestra a continuación:

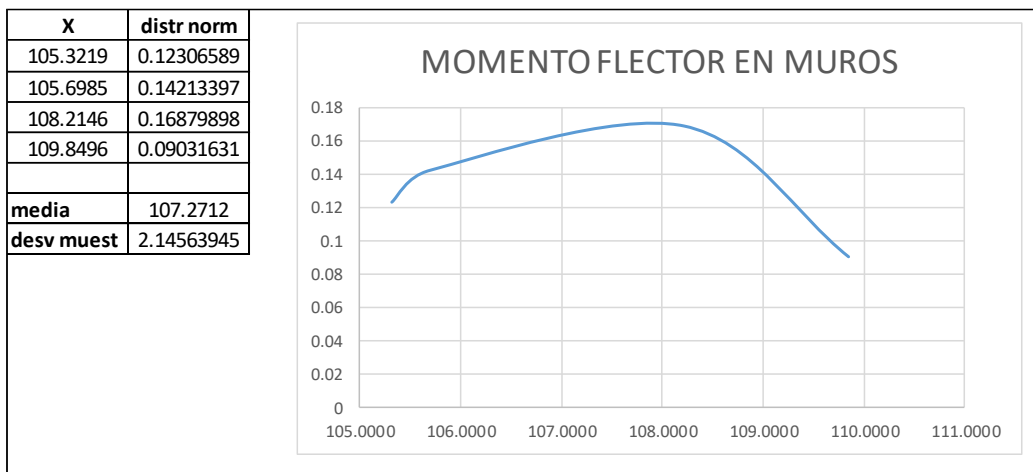


Figura 94. Distribución normal del momento flector en muros.

Fuente: Elaboración Propia.

Luego, se procedió a aplicar la prueba estadística elegida:

Tabla 77. Prueba T de Student para el momento flector en muros.

<b>MOMENTO FLECTOR EN MUROS</b>		
Prueba t para medias de dos muestras emparejadas		
	Variable 1	Variable 2
Media	107.27115	121.447275
Varianza	4.60376863	7.859505703
Observaciones	4	4
Coefficiente de correlación de Pearson	0.998341825	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	3	
Estadístico t	-42.1386156	
P(T<=t) una cola	1.47069E-05	
Valor crítico de t (una cola)	2.353363435	
P(T<=t) dos colas	2.94137E-05	
Valor crítico de t (dos colas)	3.182446305	

Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto la hipótesis específica que dice que “existen diferencias significativas entre los momentos flectores en muros del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018” se acepta debido a que el p-valor es inferior al nivel de significancia del 5%.

#### 4.6. Fuerzas Internas en Columna crítica.

En el caso de la columna crítica analizada, la cual se ubica en el primer nivel, también se obtuvo las fuerzas cortantes y momentos flectores de acuerdo a las combinaciones de carga asignadas:

Tabla 78. Fuerza cortante en columna crítica.

	<b>Fuerza Cortante E.030-2006 (ton)</b>	<b>Fuerza Cortante E.030-2018 (ton)</b>
<b>Comb 2</b>	4.5227	5.2782
<b>Comb 3</b>	4.5219	5.2774
<b>Env max</b>	4.5185	5.2740
<b>Env mín</b>	4.5242	5.2787

Fuente: Elaboración Propia.



En la anterior tabla se puede observar un aumento de 16.7% en las fuerzas cortantes en la columna crítica mediante la aplicación de la norma E.030-2018.

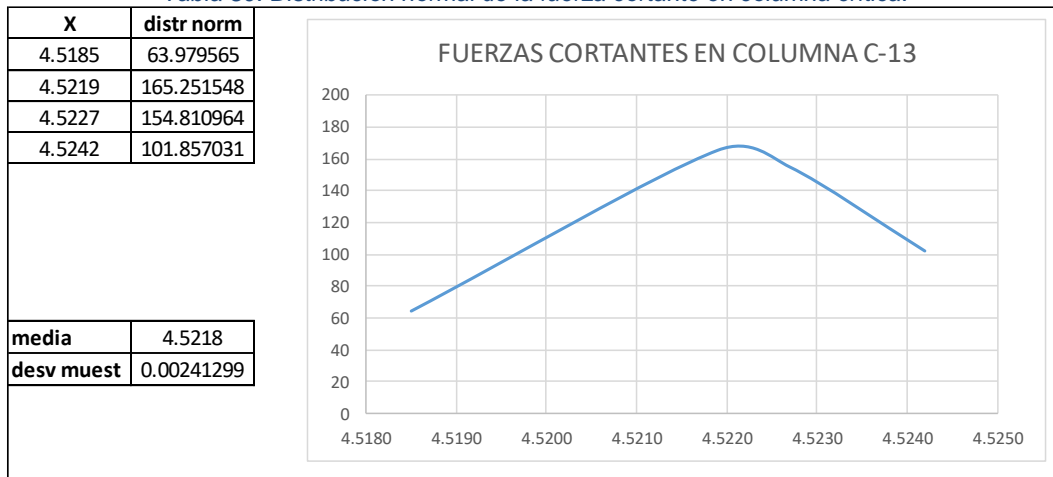
Tabla 79. Prueba de normalidad para la fuerza cortante en columna crítica.

SHAPIRO WILKS PARA 4 MUESTRAS							
Item.	Xi	(Xi-Med)^2	Ai	Xi Inv	(Xi-Xi Inv)		
1	4.5185	0.0000	0.6872	4.5242	-0.0057	<b>Media</b>	4.5218
2	4.5219	0.0000	0.1677	4.5227	-0.0008	<b>S(Xi-Med)^2</b>	0.0000
3	4.5227	0.0000		4.5219		<b>Ai*(Xi-Xi Inv)</b>	-0.0041
4	4.5242	0.0000		4.5185			
<b>SW c</b>							0.9396
<b>SW t</b>							0.7480
<b>SÍ ES UNA DISTRIBUCION NORMAL</b>							

Fuente: Elaboración Propia.

Se procedió a realizar la verificación de la normalidad de los datos obtenidos y se obtuvo un coeficiente de Shapiro Wilk de 93.96% que al ser superior al mínimo indica que se acepta la normalidad de los datos. Entre otros aspectos ello es debido a que posee una baja desviación estándar y al mismo tiempo se tiene simetría con respecto a la media. La gráfica es como se muestra a continuación:

Tabla 80. Distribución normal de la fuerza cortante en columna crítica.



Fuente: Elaboración Propia.

Luego, se procedió a aplicar la prueba estadística elegida:

Tabla 81. Prueba T de Student para la fuerza cortante en columna crítica.

<b>FUERZA CORTANTE EN COLUMNA</b>		
Prueba t para medias de dos muestras emparejadas		
	Variable 1	Variable 2
Media	4.521825	5.277075
Varianza	5.8225E-06	4.48917E-06
Observaciones	4	4
Coeficiente de correlación de Pearson	0.984016354	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	3	
Estadístico t	-3021	
P(T<=t) una cola	3.99934E-11	
Valor crítico de t (una cola)	2.353363435	
P(T<=t) dos colas	7.99868E-11	
Valor crítico de t (dos colas)	3.182446305	

Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto la hipótesis específica que dice que “existen diferencias significativas entre las fuerzas cortantes en la columna crítica del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018” se acepta debido a que el p-valor es inferior al nivel de significancia del 5%.

Tabla 82. Momentos flectores en columna crítica..

	<b>Momento Flector E.030-2006 (ton.m)</b>	<b>Momento Flector E.030-2018 (ton.m)</b>
<b>Comb 2</b>	3.0234	3.4657
<b>Comb 3</b>	2.8772	3.3194
<b>Env max</b>	2.4296	2.8719
<b>Env mín</b>	3.0234	3.4657

Fuente: Elaboración Propia.

En la anterior tabla se puede observar un aumento de 15.7% en los momentos flectores de la columna crítica mediante la aplicación de la norma E.030-2018.

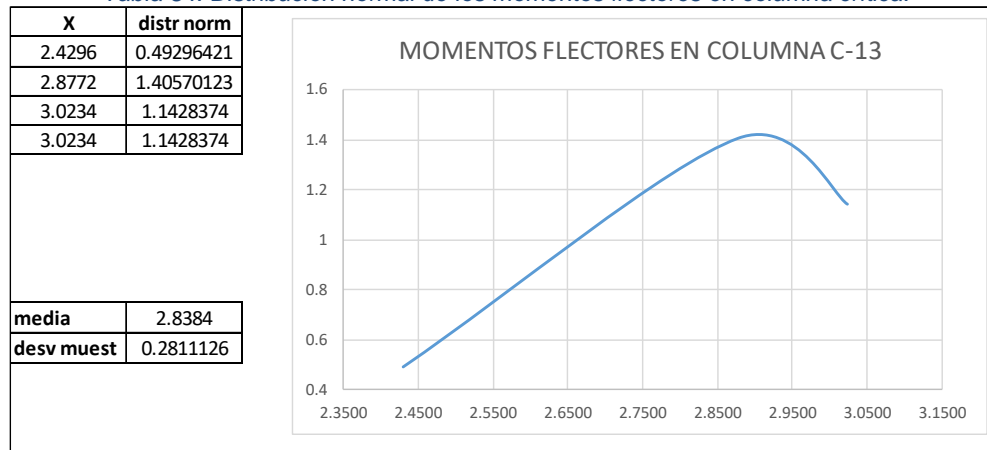
Tabla 83. Prueba de normalidad para momentos flectores en columna crítica.

SHAPIRO WILKS PARA 4 MUESTRAS								
Item.	$X_i$	$(X_i - \text{Med})^2$	$A_i$	$X_i \text{ Inv}$	$(X_i - X_i \text{ Inv})$			
1	2.4296	0.1671	0.6872	3.0234	-0.5938	Media	2.8384	
2	2.8772	0.0015	0.1677	3.0234	-0.1462	$S(X_i - \text{Med})^2$	0.2371	
3	3.0234	0.0342		2.8772		$A_i * (X_i - X_i \text{ Inv})$	-0.4326	
4	3.0234	0.0342		2.4296				
							SW c	0.7893
							SW t	0.7480
<b>SÍ ES UNA DISTRIBUCION NORMAL</b>								

Fuente: Elaboración Propia.

Se procedió a realizar la verificación de la normalidad de los datos obtenidos y se obtuvo un coeficiente de Shapiro Wilk de 78.93% que al ser superior al mínimo indica que se acepta la normalidad de los datos. Entre otros aspectos ello es debido a que posee una baja desviación estándar y al mismo tiempo se tiene simetría con respecto a la media. La gráfica de normalidad es como se muestra a continuación:

Tabla 84. Distribución normal de los momentos flectores en columna crítica.



Fuente: Elaboración Propia.

Luego, se procedió a aplicar la prueba estadística elegida:

Tabla 85. Prueba T de Student para los momentos flectores en columna crítica.

<b>MOMENTO FLECTOR EN COLUMNA</b>		
Prueba t para medias de dos muestras emparejadas		
	<i>Variable 1</i>	<i>Variable 2</i>
Media	2.8384	3.280675
Varianza	0.079024293	0.079021709
Observaciones	4	4
Coefficiente de correlación de Pearson	0.999999984	
Diferencia hipotética de las medias	0	
Grados de libertad	3	
Estadístico t	-17690.99992	
P(T<=t) una cola	1.99152E-13	
Valor crítico de t (una cola)	2.353363435	
P(T<=t) dos colas	3.98303E-13	
Valor crítico de t (dos colas)	3.182446305	

Fuente: Elaboración Propia.

Por lo tanto la hipótesis específica que dice que “existen diferencias significativas entre los momentos flectores de la columna crítica del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018” se acepta debido a que el p-valor es inferior al nivel de significancia del 5%.

## CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN

- Los resultados encontrados respecto a los desplazamientos laterales difieren inicialmente con lo que sostiene Gameros (2015) quien, en el módulo 780 pre 97 que analizó, encontró que el desplazamiento lateral inelástico para el eje X fue de 15.3 cm, y para el eje Y fue de 0.4275 cm. En el presente trabajo se ha encontrado, para el escenario más crítico, valores de desplazamiento lateral inelástico para la dirección X de 153.00 mm y para la dirección Y de unos 4.28 mm. Esto ocurre ya que Gameros inicialmente ha considerado el sistema estructural módulo 780 pre 97. De similar configuración pero con menor rigidez que el módulo 780 reforzado analizado en el presente trabajo. Luego, en su propuesta de reforzamiento, empleando el refuerzo de aletas de concreto (que imita las columnas en T del módulo 780 reforzado), Gameros logra reducir el desplazamiento lateral hasta el valor de 10.3 mm, en el primer nivel, lo cual concuerda con los resultados encontrados en este trabajo.
- Con respecto a la distorsión de entrepiso, según Amoros (2015), quien realizó los análisis lineales y no lineales a la edificación modular sistémica 780 reforzada de 3 aulas y dos niveles, las distorsiones inelásticas encontradas de hasta 0.0248 en el eje x exceden el máximo permitido de 0.007 norma vigente. Sin embargo, en este trabajo, no se ha encontrado ningún caso en donde la distorsión exceda los límites que establece la norma E.030-2018. Esto se debe a que Amoros realizó un modelamiento estructural poco adecuado representando los muros de albañilería como tirantes y eliminando el aporte de los muros ubicados en el nivel superior de la estructura.

- En relación a la fuerza cortante Ortiz (2017) encontró valores de hasta 294.62 ton en el eje X y de hasta 779.49 ton en el eje Y. En relación a la fuerza cortante basal mínima que se analizó en la presente tesis, representa un gran incremento y esto es debido a que el investigador analizó un módulo que consta de tres niveles por lo que a mayor peso, le corresponde mayor fuerza cortante basal por parte del sismo. Adicionalmente, el gran incremento de la fuerza cortante basal también se debe a que Ortiz determinó que su estructura presenta irregularidades, por lo que al analizarla con la norma E.030-2016(norma sismo-resistente de mucha similitud a la norma E.030-2018) que él emplea, los factores de irregularidad causaron que la fuerza cortante basal aumente en un gran porcentaje. También, Yakut et al. (2008) obtuvo 44 edificaciones en donde la relación entre la fuerza cortante provista por las edificaciones era ampliamente superada por los requerimientos de la normativa vigente lo que indica que los cambios normativos en ocasiones exigirán revisiones y/o reforzamientos de las estructuras.

## CONCLUSIONES

- Según los resultados de las derivadas, se compararon los valores obtenidos antes y después de la manipulación de la variable independiente empleando la prueba t de student arrojando un p-valor bilateral de 0.000620 para el eje X y de 0.00152 para el eje Y. En el caso de las distorsiones de entrepiso, el p-valor para el eje X fue de 0.000614 y para el eje Y de 0.000147. Al ser estos valores inferiores al nivel de significancia de 0.05, este hecho indica que se acepta la hipótesis alterna de que sí existen aumentos significativos en los desplazamientos entre el caso del empleo de los parámetros de la norma E.030-2006 y E.030-2018 para ambos ejes de análisis y estos incrementos corresponden al 16.7% del valor original.
- Según los resultados de la fuerza cortante basal, se compararon los valores obtenidos antes y después de la manipulación de la variable independiente empleando la prueba T de Student arrojando un p-valor de 0.000204 para el eje X y de 0.00020 para el eje Y. En el caso de las reacciones sobre la estructura, el p-valor resultante fue de 0.032238. Al ser estos valores inferiores al nivel de significancia de 0.05, este hecho indica que se acepta la hipótesis alterna de que sí existen aumentos significativos en las fuerzas externas entre el caso del empleo de los parámetros de la norma E.030-2006 y E.030-2018 para ambos ejes de análisis y estos incrementos corresponden al 16.7% del valor original.
- Para el caso de las fuerzas internas, en primer lugar se tienen las del muro crítico de albañilería confinada. La prueba t de student para la fuerza cortante tuvo un p-valor de 1.458E-05 y para el momento flector se obtuvo un p-valor de 2.941E-05. En segundo lugar se tienen las de la columna crítica para la cual se obtuvo en la fuerza cortante un p-valor de 7.998E-11 y para el momento flector se obtuvo un p-valor de 3.983E-13.

Considerando que todos los resultados anteriormente indicados se obtuvieron de análisis empleando una significancia de 0.05, se puede concluir que se acepta la hipótesis específica alterna que dice que sí existen aumentos significativos en las fuerzas internas entre el caso del empleo de los parámetros de la norma E.030-2006 y E.030-2018 para ambos ejes de análisis. Estos incrementos fueron del 15% para la fuerza cortante y del 13% para el momento flector del muro crítico. En el caso de la columna crítica se tuvo incrementos del 16.7% en la fuerza cortante y del 15.7% en el momento flector.

- Finalmente, debido a que para los desplazamientos, fuerzas externas y fuerzas internas se ha verificado que se dan los incrementos significativos, se puede concluir finalmente que se acepta la hipótesis general alterna de que SÍ existen aumentos significativos entre la respuesta estructural analítica del módulo sistémico 780 del I.E.S.T. La Cantuta empleando los parámetros de diseño sismo-resistente obtenidos de la norma E.030-2006 y de la norma E.030-2018. Además, las diferencias existentes entre la respuesta estructural analítica de los casos previamente descritos se manifiesta en los incrementos encontrados del 16.7% en la dimensión desplazamientos, incrementos del 16.7% en las dimensión fuerzas externas, y para el caso de la dimensión fuerzas internas se hallaron incrementos del 15% para la fuerza cortante y del 13% para el momento flector del muro crítico, e incrementos del 16.7% en la fuerza cortante y del 15.7% en el momento flector de la columna crítica.



## RECOMENDACIONES

- Se recomienda que tanto en la evaluación de estructuras existentes como para nuevos proyectos de edificaciones se debe ser minucioso y detallado mientras se encuentra en el proceso de identificar la condición de irregularidad. En esta tesis se encontró que la estructuración del módulo 780 reforzado de 3 aulas y 2 niveles no presenta irregularidades, y es por esta razón que no se encontró que se haya superado las distorsiones y desplazamientos máximos permisibles. No obstante, si se llega a la situación en la cual se detecte alguna irregularidad, el factor de reducción que propone la norma vigente producirá un gran efecto y probablemente provocarían que se excedan esos límites, y consecuentemente produciría la necesidad de evaluar alternativas de refuerzo estructural.
- Se recomienda extender este tipo de análisis y verificaciones a estructuras de otros tipos de uso. En especial para el caso de hospitales y policlínicos públicos y privados que son las edificaciones cuya integridad estructural será muy necesaria para atender a la población vulnerable luego de ocurrir un evento sísmico importante.
- Se considera interesante la posibilidad de elaborar y proponer un capítulo adicional en la norma E.030-2018 que contemple la obligatoriedad de evaluación y reforzamiento para estructuras existentes construidas con normas anteriores, ya que hasta la fecha en nuestro medio no se exigen las verificaciones de las construcciones antiguas. Cada vez que entra en vigencia una nueva norma de diseño sismo-resistente, ésta no tiene el carácter retroactivo lo que significa un riesgo latente para los usuarios de dichas construcciones.

- Se recomienda que en futuras investigaciones relacionadas a la línea de investigación de la ingeniería estructural se empleen distintos métodos y procedimientos de recolección de información y análisis de datos con el objetivo de incrementar los puntos de vista con el que se enfocan las investigaciones sobre ingeniería sismo-resistente.

## REFERENCIAS

1. Amoros Barrantes, C. A. (2015). Análisis sísmico usando SAP2000 para evaluar la efectividad del comportamiento sismorresistente de la infraestructura de la I.E. 82109, San Antonio Plan Tual – Centro Poblado – Huambocancha Alta, Prov. De Cajamarca, Region Cajamarca. (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil), Universidad César Vallejo, Cajamarca, Perú.
2. Andrade Insúa, L. E. (2004). Control de la deriva en las normas de diseño sismorresistente. (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil.), Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
3. Astorga Mendizábal, M. A., & Aguilar Velez, R. (2006). Evaluación del riesgo sísmico de edificaciones educativas peruanas. (Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil), Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
4. Bebamzadeh, A., Ventura, C. E., Pandey, B. H., Finn, L. W. D., & Taylor, G. (2012). Design Drift Limits for Performance-based Seismic Assesment and Retrofit Design of School Buildings in British Columbia, Canada. In Proceedings of the 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.
5. Bilgin, H. (2015). Seismic performance evaluation of an existing school building in Turkey. CHALLENGE, 1(4), (pp. 161-167).
6. Blanco Blasco, A. (2010). Evolución de las normas sísmicas en el Perú. Conferencia realizada a solicitud del Capítulo Peruano del Instituto Americano del Concreto, Lima, Perú.
7. Bazán, E., & Meli, R. (2002). Diseño Sísmico de Edificios. México: Limusa/Noriega Editores.
8. Bolaños Luna, A. M., & Monroy Concha, O. M. (2004). Espectros de peligro sísmico uniforme. (Tesis para optar el grado de magíster en Ingeniería Civil), Universidad del Valle, Santiago de Cali, Colombia.
9. Cabrera Santacruz, Oscar Fabián (2015) Incidencia de la componente vertical sísmica en el comportamiento estructural de una edificación de mampostería estructural. (Tesis para optar el grado de Magíster en Ingeniería Civil), Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
10. Chrysostomou, C. Z., Kyriakides, N., Kappos, A. J., Kouris, L., Georgiou, E., & Millis, M. (2013). Seismic retrofitting and health monitoring of school buildings of Cyprus. Open Construction and Building Technology Journal, 7, (pp. 208-220).
11. Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). Espectros de respuesta y de diseño. Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo, Mendoza, Argentina.
12. Daza, D. (21 de septiembre de 2017). ¿Qué es el Cinturón de fuego del Pacífico y por qué produce fuertes terremotos?. Perú21. Recuperado de <https://peru21.pe/ciencia/cinturon-fuego-pacifico-produce-fuertes-terremotos-376813>

13. Delgado Contreras, G. (2011). Diseño de estructuras aporticadas de concreto armado. Perú: Editorial Edicivil.
14. Flores, O. (24 de febrero de 2018). Más de la mitad de planteles de Lima tienen algún tipo de daño. Perú21. Recuperado de <https://peru21.pe/lima/situacion-colegios-lima-mitad-planteles-capital-tipo-dano-397093>
15. Gameros Moncada, S. J. (2015). Análisis comparativo de tres tipos de refuerzo estructural ara pabellones de aulas locales escolares de dos pisos y tres aulas por piso. (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil), Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
16. Gonzáles Cuevas, O. M. (2002). Análisis estructural. México: Editorial Limusa.
17. Gómez Hernández, J. A. (2002). Presentación de un nuevo modelo matemático para cálculo del periodo fundamental de vibración de estructuras de edificios. XIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puebla, México.
18. Grant, D. N., Bommer, J. J., Pinho, R., Calvi, G. M., Goretti, A., & Meroni, F. (2007). A prioritization scheme for seismic intervention in school buildings in Italy. *Earthquake Spectra*, 23(2), (pp. 291-314).
19. INDECI (2006). Compendio Estadístico de prevención y Atención de Desastres 2006. Perú.
20. INDECI (2009). Lecciones Aprendidas del Sur - Sismo de Pisco, 15 agosto 2007. Perú.
21. INDECI (2017). Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8 Mw. Perú.
22. Lafuente, M., Grases, J., & Genatios, C. (2014). Revisión de la normativa sísmica en América Latina. Books. Venezuela: CAF-banco de desarrollo de América Latina.
23. Leet, K. M., Uang, C. M., & Juárez, R. A. (2006). Fundamentos de análisis estructural. México: McGraw-Hill Interamericana.
24. López, O. A., Hernández, J. J., Marinilli, A., Bonilla, R., Fernández, N., Domínguez, J., & Vielma, R. (2008). Seismic evaluation and retrofit of school buildings in Venezuela. In *The 14th World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 12-17).
25. Mendoza, A., & Serna, L. (2015). Vulnerabilidad sísmica de la infraestructura escolar urbana en Girardot-Cundinamarca. *Ingenierías*, 18(68), 23-31.
26. Muñoz, A., Quiun, D., & Tinman, M. (2004). Repair and seismic retrofitting of hospital and school buildings in Peru. In *Proceedings of the Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada.
27. Muñoz, A. (Marzo de 2016). El espectro de Diseño de la Nueva norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE.030 2016. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
28. Nakano, Y. (2004). Seismic rehabilitation of school buildings in Japan. *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, 4(3), (pp. 218-229).

29. Norris, C. H., & Wilbur, J. B. (1969). Análisis elemental de estructuras. Madrid: Ediciones del Castillo.
30. OINFE (2009). Proyecto: Construcción e implementación del instituto superior tecnológico la cantuta secclla, provincia Angaraes, Huancavelica.
31. Ortiz, K. (2017). Análisis de la respuesta sísmica de 3 instituciones educativas diseñadas con la Norma E. 030-2006 en contraste con la Norma E. 030-2016. (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil), Universidad César Vallejo Lima, Perú.
32. Oyguc, R. (2016). Seismic performance of RC school buildings after 2011 Van earthquakes. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 14(3), 821-847.
33. Padilla Quincot, G. (2010). Propuesta para considerar la irregularidad estructural en la resistencia lateral de las estructuras en el Perú. (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil), Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
34. Panahi, M., Rezaie, F., & Meshkani, S. A. (2014). Seismic vulnerability assessment of school buildings in Tehran city based on AHP and GIS. *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 14(4), (pp. 969-979).
35. Perea, T., & Esteva, L. (2005). Componente vertical de registros sísmicos en México y en su efecto en la respuesta sísmica no lineal de edificios. *Revista de ingeniería sísmica*, (No.72, pág. 45-79).
36. Requena-Garcia-Cruz, M. V., Morales-Esteban, A., Durand-Neyra, P., & Estevao, J. M. (2019). An index-based method for evaluating seismic retrofitting techniques. Application to a reinforced concrete primary school in Huelva. *PloS one*, 14(4), e0215120.
37. Rivera Santana, K. A. (2018). Estudio comparativo entre el análisis sísmico estático y dinámico para una estructura regular mayor de 30 m de altura en la ciudad de Huancayo. (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil), Universidad Continental, Huancayo, Perú.
38. Rochel Awad, R. (2012). Análisis y diseño sísmico de edificios. Medellín: Fondo Editorial Universidad EAFIT.
39. Salinas Basualdo, R. (2001). Fundamentos del análisis dinámico de estructuras. (Tesis de postgrado, Universidad Nacional de Ingeniería. Recuperado de: <http://bvpad.indec.gov.pe/doc/pdf/esp/doc2177/doc2177-contenido.pdf>)
40. Sorace, S., & Terenzi, G. (2012). Dissipative bracing-based seismic retrofit of R/C school buildings. *The Open Construction & Building Technology Journal*, 6, (pp. 334-345).
41. Sigmed (2019). Mapa de escuelas. Lima, Perú: ESCALE. Recuperado de <http://sigmed.minedu.gob.pe/mapaeducativo/>

42. Sobaih, M., & Ismaeil, M. (2018). Evaluation of Seismic Performance of Existing RC School buildings in Abha City, Saudi Arabia. In 16th European Conference on Earthquake Engineering.
43. Tavera, H., & Bernal Esquia, I. (2005). Distribución espacial de áreas de ruptura y lagunas sísmicas en el borde oeste del Perú.
44. Tu, Y. H., Hwang, S. J., & Chiou, T. C. (2006). In-Site Pushover Tests and Seismic Assessment on School Buildings in Taiwan. In Proceeding of 4th International Conference on Earthquake Engineering (No. 147).
45. Valcarcel, C., & Pezo, E. (2016). Estimación de la máxima aceleración sísmica esperada en función a fallas corticales en la ciudad del Cusco. (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil), Universidad Andina del Cusco, Cusco, Perú.
46. Villarreal, G. (2009). Análisis estructural. Asamblea Nacional de Rectores, Lima.
47. VIVIENDA (2006). Decreto Supremo N°011-2006-Vivienda. Lima, Perú.
48. VIVIENDA (2018). Resolución ministerial N°355-2018-Vivienda. Lima, Perú.
49. Vilera, L., Rivero, P., & Lobo, W. (2008). Vertical ground motion seismic effects on steel building frames. CIENCIA E INGENIERIA, 29(1), 79-87.
50. Wakabayashi, M., & Martínez, E. (1988). Diseño de estructuras sismorresistentes. México: McGraw-Hill Interamericana.
51. Yakut, A., Tonguç, A., & Gülkan, P. (2008). A comparative seismic performance assessment and rehabilitation of existing school buildings. In The 14th World Conference on Earthquake Engineering October (pp. 12-17).

## **ANEXOS**

ANEXO N° 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA.

ANEXO N° 2. FICHAS TÉCNICAS.

ANEXO N° 3. DEFINICIÓN DE ELEMENTOS COLUMNA Y VIGA.

ANEXO N.º 1. MATRIZ DE CONSISTENCIA.



MATRIZ DE CONSISTENCIA					
TÍTULO :					
“ESTUDIO COMPARATIVO DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL ANALÍTICA DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA, SECCLLA, ANGARAES, HUANCAMELICA, EMPLEANDO LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LAS NORMAS E.030-2006 Y E.030-2018.”					
PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS GENERAL	VARIABLES DE ESTUDIO	DIMENSIONES DE LAS VARIABLES	INDICADORES DE LAS VARIABLES
¿Qué diferencias existen entre LA RESPUESTA ESTRUCTURAL ANALÍTICA DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA empleando LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030-2006 y de la norma E.030-2018?	Identificar las diferencias existentes entre LA RESPUESTA ESTRUCTURAL ANALÍTICA DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA empleando LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030-2006 y de la norma E.030-2018.	Existen aumentos significativos entre LA RESPUESTA ESTRUCTURAL ANALÍTICA DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA empleando LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030-2006 y de la norma E.030-2018	*Variable Independiente: "LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030"	D1. ZONIFICACION  D2. PARAMETROS DE SITIO  D3. IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL	I1.1. FACTOR DE ZONA "Z" (adimensional)  I2.1. FACTOR DEL SUELO "S" (adimensional)  I3.1. FACTOR DE IRREGULARIDAD EN ALTURA (adimensional) I4. FACTOR DE IRREGULARIDAD EN PLANTA (adimensional)
¿Qué diferencias existen entre LAS FUERZAS EXTERNAS DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA empleando LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030-2006 y de la norma E.030-2018?	Identificar las diferencias existentes entre LAS FUERZAS EXTERNAS DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA empleando LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030-2006 y de la norma E.030-2018.	Existen aumentos significativos entre LOS DESPLAZAMIENTOS DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA empleando LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030-2006 y de la norma E.030-2018		D1. DESPLAZAMIENTOS	I1.1. DERIVA LATERAL (mm) I1.2. DISTORSIÓN DE ENTREPISO (adimensional)
¿Qué diferencias existen entre LAS FUERZAS INTERNAS DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA empleando LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030-2006 y de la norma E.030-2018?	Identificar las diferencias existentes entre LAS FUERZAS INTERNAS DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA empleando LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030-2006 y de la norma E.030-2018	Existen aumentos significativos entre LAS FUERZAS EXTERNAS DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA empleando LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030-2006 y de la norma E.030-2018?	*Variable Dependiente: "LA RESPUESTA ESTRUCTURAL ANALÍTICA DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA".	D2. FUERZAS EXTERNAS	I2.1. FUERZA CORTANTE BASAL (ton) I2.2. REACCIONES DEL SUELO (ton)
¿Qué diferencias existen entre LAS FUERZAS INTERNAS DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA empleando LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030-2006 y de la norma E.030-2018?	Identificar las diferencias existentes entre LAS FUERZAS INTERNAS DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA empleando LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030-2006 y de la norma E.030-2018	Existen aumentos significativos entre LAS FUERZAS INTERNAS DEL MÓDULO SISTÉMICO 780 DEL I.E.S.T. LA CANTUTA empleando LOS PARÁMETROS DE DISEÑO SISMO-RESISTENTE DE LA NORMA E.030-2006 y de la norma E.030-2018		D3. FUERZAS INTERNAS	I3.1. FUERZAS CORTANTES (ton) I3.2. MOMENTOS FLECTORES (ton.m)

## ANEXO N.º 2. FICHAS TÉCNICAS.

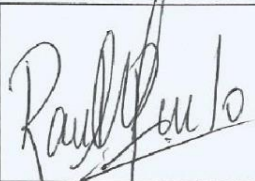

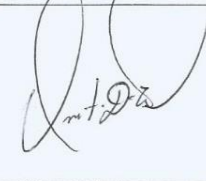
### FICHA TÉCNICA N° 01

INDICADOR : Desplazamiento lateral inelástico.  
 ESTRUCTURA :  
 CASO :  
 UBICACIÓN :

Norma E.030-2006	Norma E.030-2018						
Factor de Zona. Z=	Factor de Zona. Z=						
Factor de Uso. U=	Factor de Uso. U=						
Parámetros de Sitio. S= T <sub>p</sub> =	Parámetros de Sitio. S= T <sub>p</sub> = T <sub>L</sub> =						
Periodo Fundamental de la Estructura. $T = \frac{h_n}{c_t} =$	Periodo Fundamental de la Estructura. $T = \frac{h_n}{c_t} =$						
Factor de amplificación sísmica. $C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2.5$ C=	Factor de amplificación sísmica. <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td><math>T &lt; T_p</math></td> <td><math>C = 2.5</math></td> </tr> <tr> <td><math>T_p &lt; T &lt; T_L</math></td> <td><math>C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)</math></td> </tr> <tr> <td><math>T &lt; T_L</math></td> <td><math>C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)</math></td> </tr> </table> C=	$T < T_p$	$C = 2.5$	$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$	$T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$
$T < T_p$	$C = 2.5$						
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$						
$T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$						
	Factor básico de reducción. R <sub>0</sub> =						
	Factores de Irregularidad. I <sub>a</sub> = I <sub>p</sub> =						
Factor de reducción de fuerzas sísmicas. R=	Factor de reducción de fuerzas sísmicas. $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$ R=						
Valor mínimo de C/R. C/R= $\frac{C}{R} < 0.125$	Valor mínimo de C/R. C/R= $\frac{C}{R} < 0.11$						

<p>Fuerza Cortante Basal del Análisis Estático.</p> $V_{est} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$ <p>Vest=</p>	<p>Fuerza Cortante Basal del Análisis Estático.</p> $V_{est} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$ <p>Vest=</p>
<p>Distribución de la fuerza sísmica en altura.</p> $F_a = 0.07 \cdot T \cdot V \leq 0.15 \cdot V$ $F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$ <p><i>n = número de pisos del edificio</i> <i>h = altura de nivel desde la base</i> <i>i = número de nivel</i> <i>P = peso de la edificación</i></p> <p>Fi=</p>	<p>Distribución de la fuerza sísmica en altura.</p> $F_i = \alpha_i \cdot V ; \quad \alpha_i = \frac{P_i(h_i^k)}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$ <p><i>Si T ≤ 5 seg → k = 1.0</i> <i>Si T &gt; 5 seg → k = (0.75 + 0.5T) ≤ 2.0</i></p> <p><i>k = exponente de periodo fundamental.</i> <i>h = altura de nivel desde la base</i> <i>i = número de nivel</i> <i>P = peso de la edificación</i></p> <p>Fi=</p>
<p>Desplazamiento Lateral elástico.</p> $\Delta_i \text{ (mm)} =$	<p>Desplazamiento Lateral elástico.</p> $\Delta_i \text{ (mm)} =$
<p>Desplazamiento Lateral inelástico.</p> $\Delta_i \cdot 0.75 \cdot R \text{ (mm)} =$	<p>Desplazamiento Lateral inelástico.</p> $\Delta_i \cdot 0.75 \cdot R \text{ (mm)} =$

Validado por:

					
Raúl Antonio Pinto Barrantes Ing. Civil CIP N° 51304	Puntaje: 0,9	Wilber Manuel Chilet Cama Ing. Civil CIP N° 54546	Puntaje: 0,80	Omart D. Tello Malpartida Ing. Civil CIP N° 43599	Puntaje: 0.80

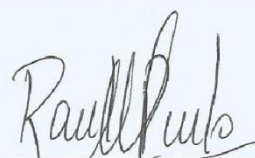

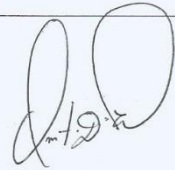
## FICHA TÉCNICA N° 02

INDICADOR : Distorsión de entrepiso inelástica.  
 ESTRUCTURA :  
 CASO :  
 UBICACIÓN :

Norma E.030-2006	Norma E.030-2018						
Factor de Zona. Z=	Factor de Zona. Z=						
Factor de Uso. U=	Factor de Uso. U=						
Parámetros de Sitio. S= T <sub>p</sub> =	Parámetros de Sitio. S= T <sub>p</sub> = T <sub>L</sub> =						
Periodo Fundamental de la Estructura. $T = \frac{h_n}{C_r} =$	Periodo Fundamental de la Estructura. $T = \frac{h_n}{C_r} =$						
Factor de amplificación sísmica. $C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2.5$ C=	Factor de amplificación sísmica. <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <tr> <td><math>T &lt; T_p</math></td> <td><math>C = 2.5</math></td> </tr> <tr> <td><math>T_p &lt; T &lt; T_L</math></td> <td><math>C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)</math></td> </tr> <tr> <td><math>T &lt; T_L</math></td> <td><math>C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)</math></td> </tr> </table> C=	$T < T_p$	$C = 2.5$	$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$	$T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$
$T < T_p$	$C = 2.5$						
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$						
$T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$						
	Factor básico de reducción. R <sub>0</sub> =						
	Factores de Irregularidad. I <sub>a</sub> = I <sub>p</sub> =						
Factor de reducción de fuerzas sísmicas. R=	Factor de reducción de fuerzas sísmicas. $R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$ R=						
Valor mínimo de C/R. $\frac{C}{R} < 0.125$ C/R=	Valor mínimo de C/R. $\frac{C}{R} < 0.11$ C/R=						
Fuerza Cortante Basal del Análisis Estático. $V_{est} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$ Vest=	Fuerza Cortante Basal del Análisis Estático. $V_{est} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$ Vest=						

<p>Distribución de la fuerza sísmica en altura.</p> $F_a = 0.07 \cdot T \cdot V \leq 0.15 \cdot V$ $F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$ <p><math>n</math> = número de pisos del edificio  <math>h</math> = altura de nivel desde la base  <math>i</math> = número de nivel  <math>P</math> = peso de la edificación</p> <p><math>F_i =</math></p>	<p>Distribución de la fuerza sísmica en altura.</p> $F_i = \alpha_i \cdot V ; \quad \alpha_i = \frac{P_i(h_i^k)}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^k}$ <p>Si <math>T \leq 5 \text{ seg} \rightarrow k = 1.0</math>  Si <math>T &gt; 5 \text{ seg} \rightarrow k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0</math></p> <p><math>k</math> = exponente de periodo fundamental.  <math>h</math> = altura de nivel desde la base  <math>i</math> = número de nivel  <math>P</math> = peso de la edificación</p> <p><math>F_i =</math></p>
<p>Desplazamiento Lateral elástico.</p> <p><math>\Delta_i</math> (mm) =</p>	<p>Desplazamiento Lateral elástico.</p> <p><math>\Delta_i</math>(mm) =</p>
<p>Desplazamiento Lateral inelástico.</p> <p><math>\Delta_i \cdot 0.75 \cdot R</math> (mm) =</p>	<p>Desplazamiento Lateral inelástico.</p> <p><math>\Delta_i \cdot 0.75 \cdot R</math> (mm) =</p>
<p>Distorsión de entrepiso inelástica.</p> $(\Delta_i \cdot 0.75 \cdot R) / h_{ei}$ <p><math>h_{ei}</math> = altura de entrepiso</p> <p><math>(\Delta_i \cdot 0.75 \cdot R) / h_{ei} =</math></p>	<p>Distorsión de entrepiso inelástica.</p> $(\Delta_i \cdot 0.75 \cdot R) / h_{ei}$ <p><math>h_{ei}</math> = altura de entrepiso</p> <p><math>(\Delta_i \cdot 0.75 \cdot R) / h_{ei} =</math></p>

Validado por:

		
Raúl Antonio Pinto Barrantes Ing. Civil CIP N° 51304	Puntaje: 0,9	Wilber Manuel Chilet Cama Ing. Civil CIP N° 54546
		Puntaje: 0,80
		Omart D. Tello Malpartida Ing. Civil CIP N° 43599
		Puntaje: 0.80



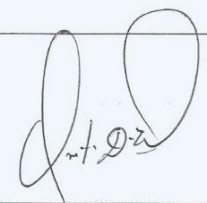
### FICHA TÉCNICA N° 03

INDICADOR : Fuerza cortante mínima.  
 ESTRUCTURA :  
 CASO :  
 UBICACIÓN :

Norma E.030-2006	Norma E.030-2018						
Factor de Zona.	Factor de Zona.						
Z=	Z=						
Factor de Uso.	Factor de Uso.						
U=	U=						
Parámetros de Sitio.	Parámetros de Sitio.						
S= T <sub>p</sub> =	S= T <sub>p</sub> = T <sub>L</sub> =						
Periodo Fundamental de la Estructura.	Periodo Fundamental de la Estructura.						
$T = \frac{h_n}{c_t} =$	$T = \frac{h_n}{c_t} =$						
Factor de amplificación sísmica.	Factor de amplificación sísmica.						
$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right); C \leq 2.5$	<table border="1"> <tr> <td><math>T &lt; T_p</math></td> <td><math>C = 2.5</math></td> </tr> <tr> <td><math>T_p &lt; T &lt; T_L</math></td> <td><math>C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)</math></td> </tr> <tr> <td><math>T &lt; T_L</math></td> <td><math>C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)</math></td> </tr> </table>	$T < T_p$	$C = 2.5$	$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$	$T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$
$T < T_p$	$C = 2.5$						
$T_p < T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$						
$T < T_L$	$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$						
C=	C=						
	Factor básico de reducción.						
	R <sub>0</sub> =						
	Factores de Irregularidad.						
	I <sub>a</sub> = I <sub>p</sub> =						
Factor de reducción de fuerzas sísmicas.	Factor de reducción de fuerzas sísmicas.						
R=	$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$ R=						
Valor mínimo de C/R.	Valor mínimo de C/R.						
$\frac{C}{R} < 0.125$	$\frac{C}{R} < 0.11$						
C/R=	C/R=						
Fuerza Cortante Basal del Análisis Estático.	Fuerza Cortante Basal del Análisis Estático.						
$V_{est} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$	$V_{est} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$						
Vest=	Vest=						

<p>Fuerza Cortante Basal del Análisis Estático.</p> $V_{est} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$ <p>Vest=</p>	<p>Fuerza Cortante Basal del Análisis Estático.</p> $V_{est} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$ <p>Vest=</p>
<p>Distribución de la fuerza sísmica en altura.</p> $F_a = 0.07 \cdot T \cdot V \leq 0.15 \cdot V$ $F_i = \frac{P_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot h_j} \cdot (V - F_a)$ <p><i>n = número de pisos del edificio</i> <i>h = altura de nivel desde la base</i> <i>i = número de nivel</i> <i>P = peso de la edificación</i></p> <p>Fi=</p>	<p>Distribución de la fuerza sísmica en altura.</p> $F_i = \alpha_i \cdot V ; \quad \alpha_i = \frac{P_i (h_i^k)}{\sum_{j=1}^n P_j (h_j)^k}$ <p><i>Si <math>T \leq 5 \text{ seg} \rightarrow k = 1.0</math></i> <i>Si <math>T &gt; 5 \text{ seg} \rightarrow k = (0.75 + 0.5T) \leq 2.0</math></i> <i>k = exponente de periodo fundamental.</i> <i>h = altura de nivel desde la base</i> <i>i = número de nivel</i> <i>P = peso de la edificación</i></p> <p>Fi=</p>
<p>Desplazamiento Lateral elástico.</p> <p><math>\Delta_i</math> (mm) =</p>	<p>Desplazamiento Lateral elástico.</p> <p><math>\Delta_i</math> (mm) =</p>
<p>Desplazamiento Lateral inelástico.</p> <p><math>\Delta_i \cdot 0.75 \cdot R</math> (mm) =</p>	<p>Desplazamiento Lateral inelástico.</p> <p><math>\Delta_i \cdot 0.75 \cdot R</math> (mm) =</p>

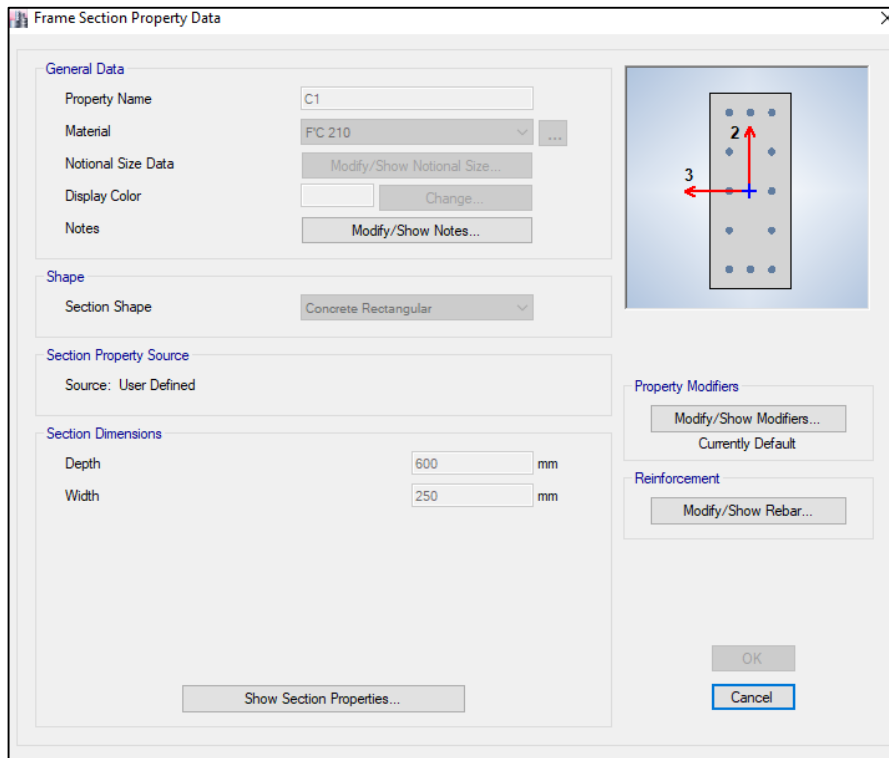
Validado por:

					
Raul Antonio Pinto Barrantes Ing. Civil CIP N° 51304	Puntaje: 0,9	Wilber Manuel Chilet Cama Ing. Civil CIP N° 54546	Puntaje: 0,80	Omart D. Tello Malpartida Ing. Civil CIP N° 43599	Puntaje: 0.80

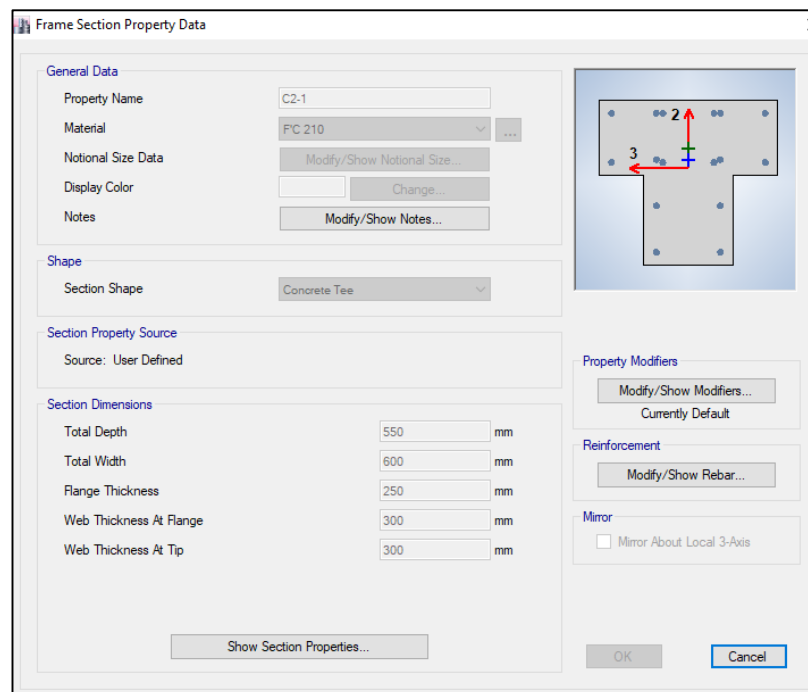


<b>VALIDACIÓN DE INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS</b>					
	<b>EXPERTO 1</b>	<b>EXPERTO 2</b>	<b>EXPERTO 3</b>	<b>PROMEDIO (&gt;0.5)</b>	<b>CONDICIÓN</b>
<b>FICHA N°1</b>	0.90	0.80	0.80	<b><u>0.83</u></b>	VALIDADO
<b>FICHA N°2</b>	0.90	0.80	0.80	<b><u>0.83</u></b>	VALIDADO
<b>FICHA N°3</b>	0.90	0.80	0.80	<b><u>0.83</u></b>	VALIDADO

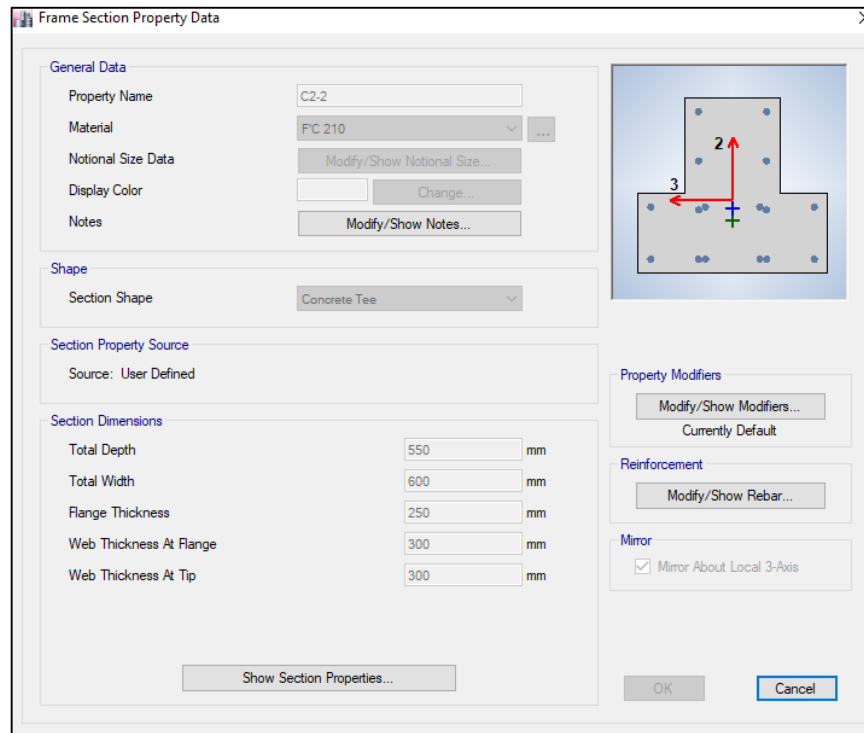
### ANEXO N.º 3. DEFINICIÓN DE ELEMENTOS COLUMNA Y VIGA.



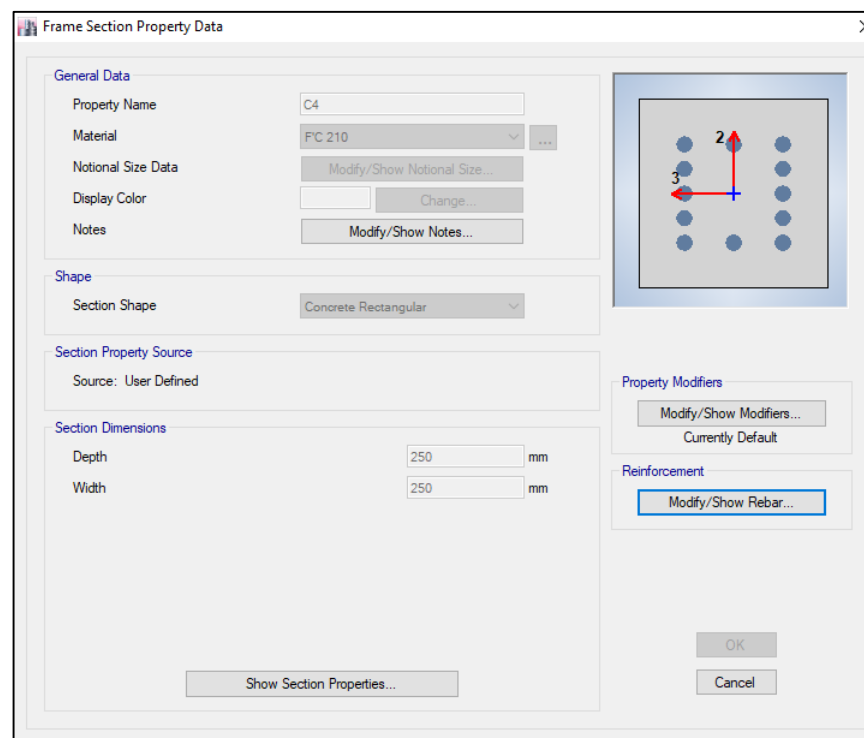
*Definición de la sección de C1.  
 Fuente: Elaboración Propia.*



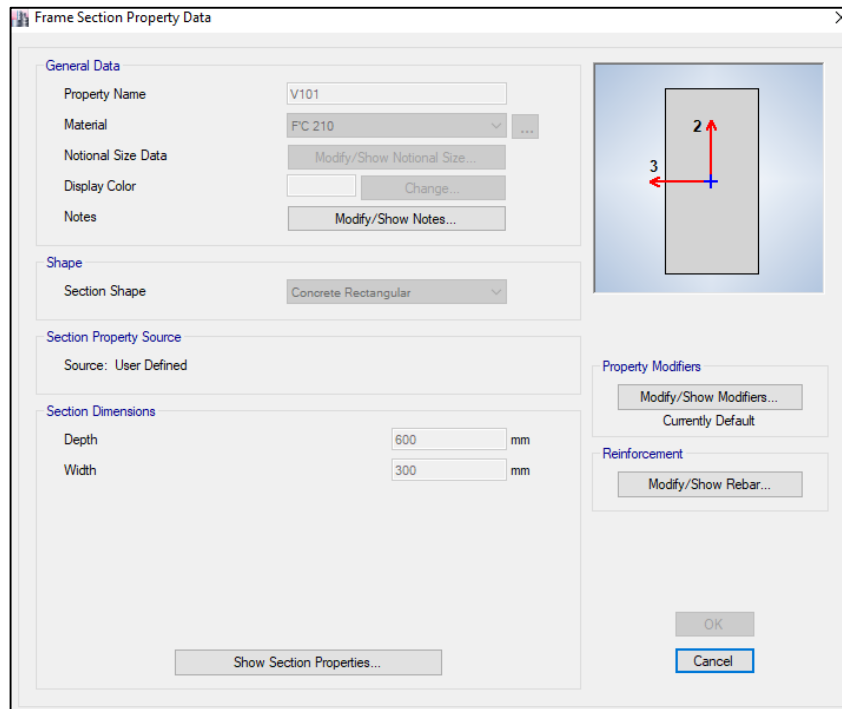
*Definición de la sección de C2-1.  
 Fuente: Elaboración Propia.*



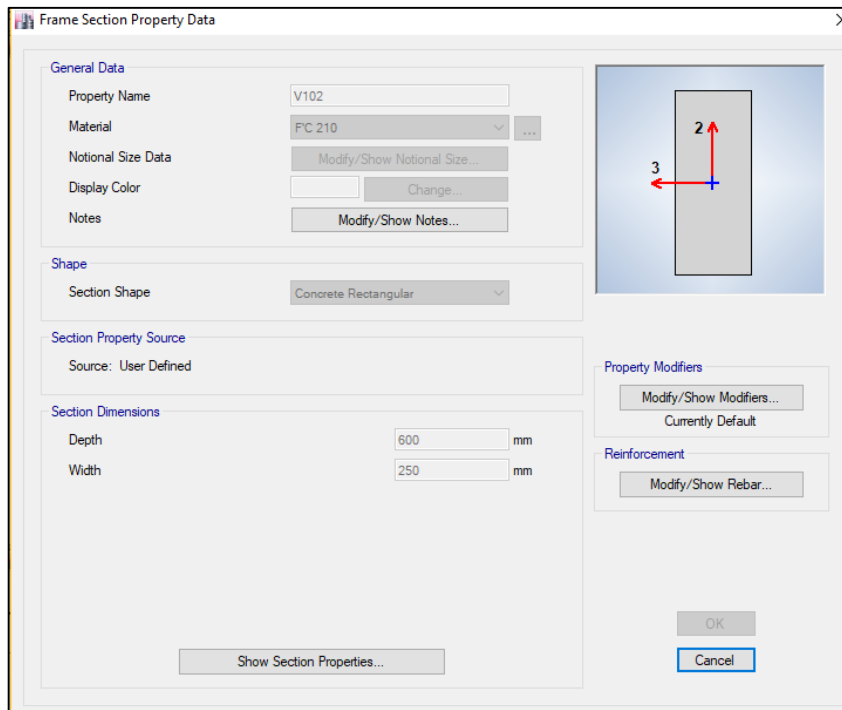
Definición de la sección de C2-2.  
 Fuente: Elaboración Propia.



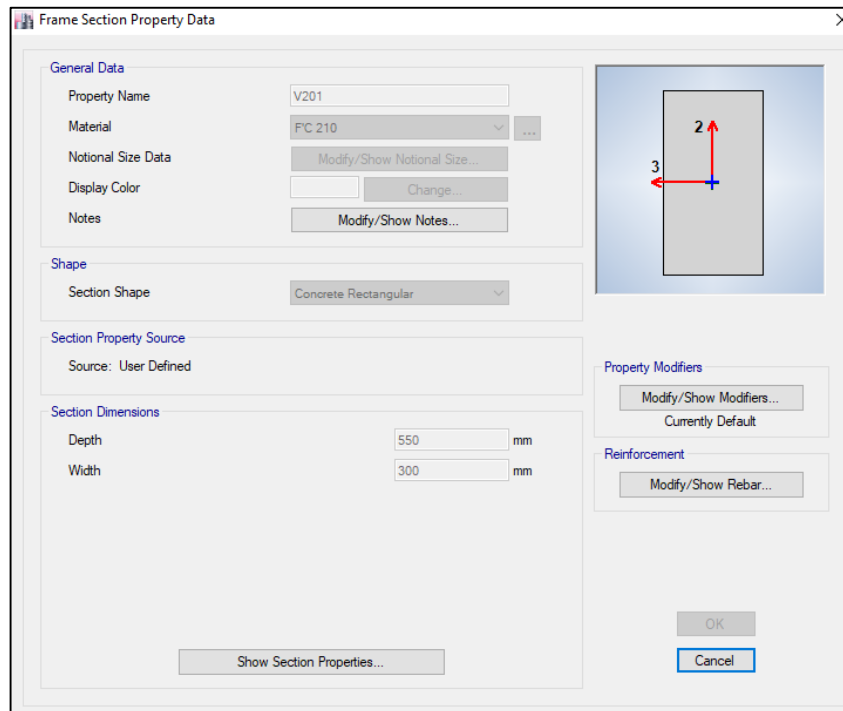
Definición de la sección de C4.  
 Fuente: Elaboración Propia.



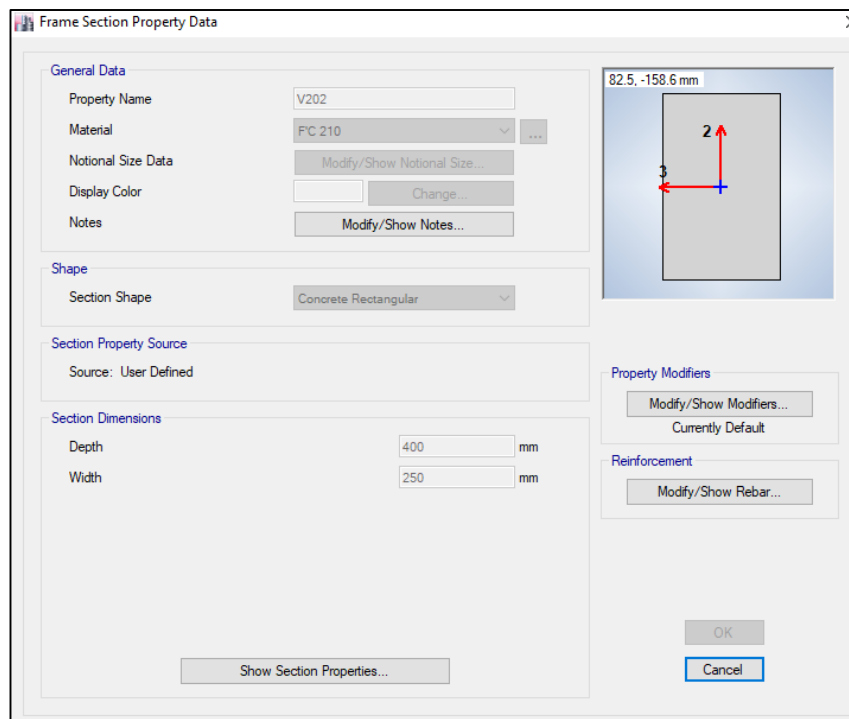
Definición de la sección de V101.  
 Fuente: Elaboración Propia.



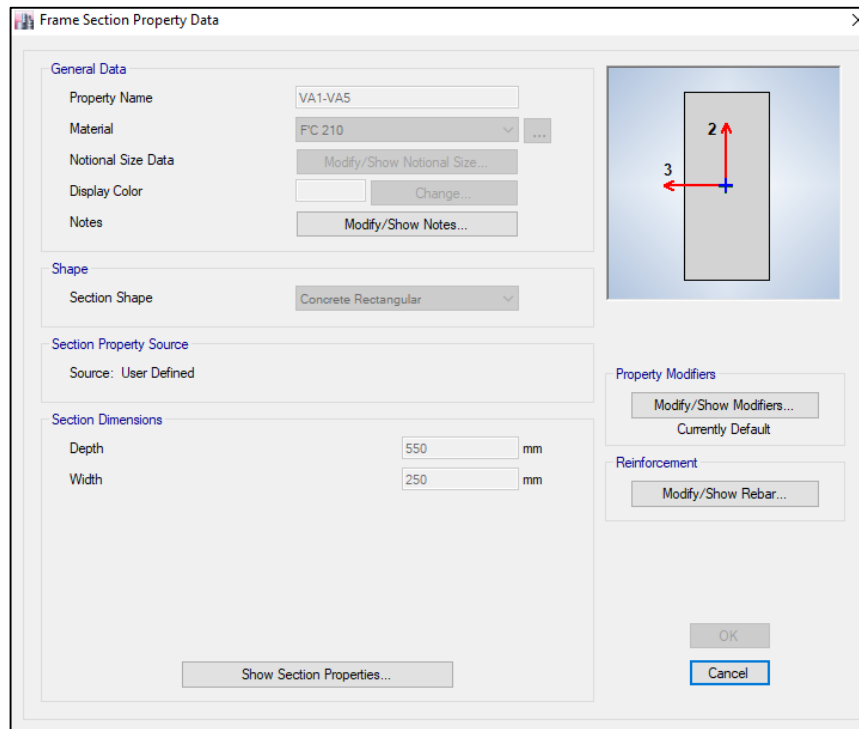
Definición de la sección de V102.  
 Fuente: Elaboración Propia.



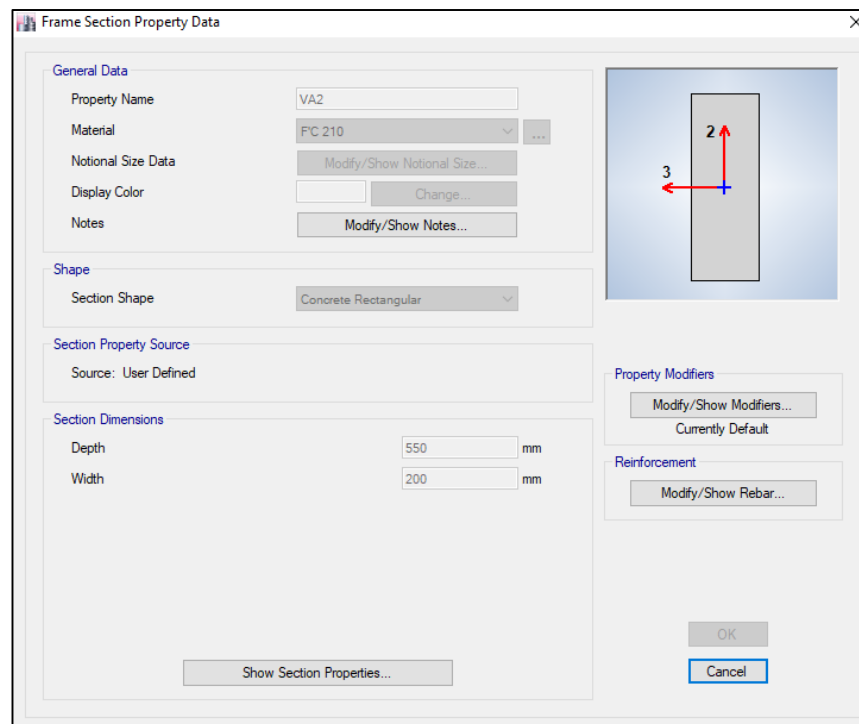
*Definición de la sección de V201.  
Fuente: Elaboración Propia.*



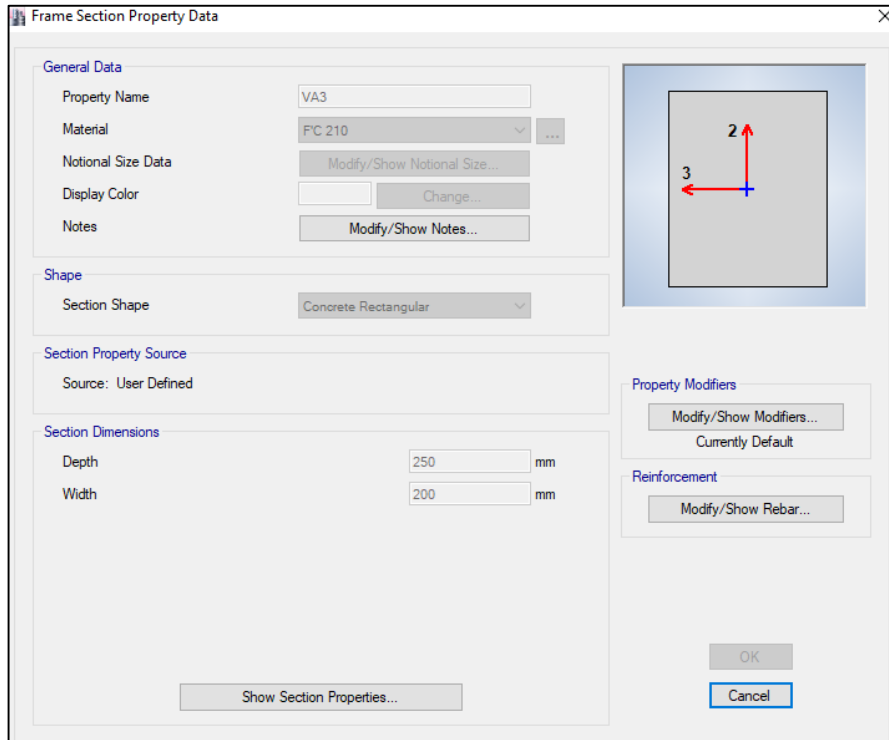
*Definición de la sección de V202.  
Fuente: Elaboración Propia.*



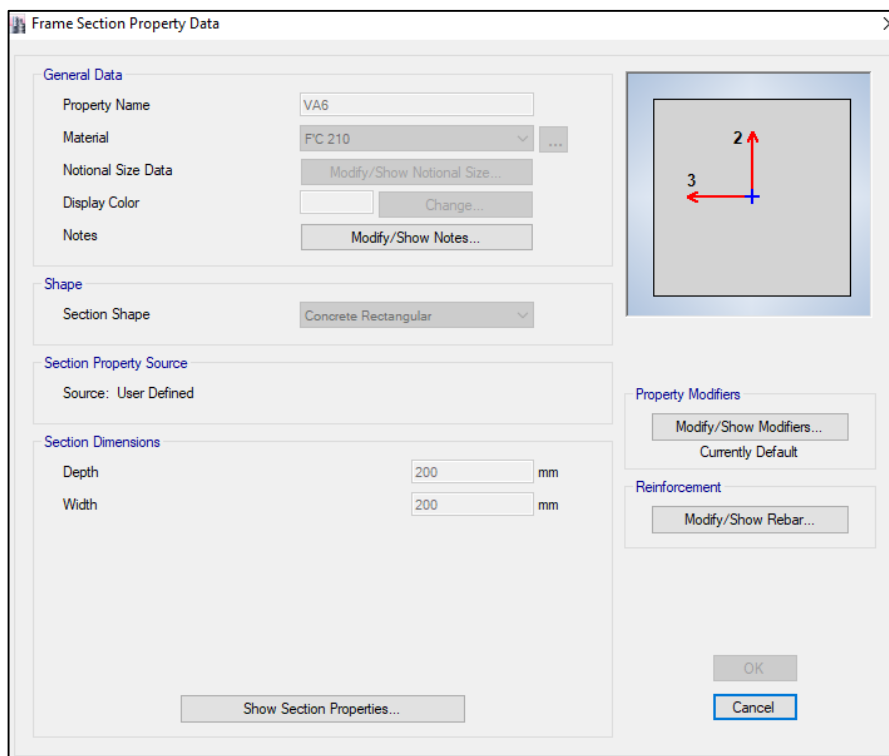
Definición de las secciones VA-1 y VA-5.  
 Fuente: Elaboración Propia.



Definición de la sección de VA2.  
 Fuente: Elaboración Propia.



*Definición de la sección de VA3.  
Fuente: Elaboración Propia.*



*Definición de la sección de VA6.  
Fuente: Elaboración Propia.*