

UNIVERSIDAD PERUANA LOS ANDES
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**INFLUENCIA DEL MAL AISLAMIENTO DE TABIQUES EN LA RESPUESTA
SÍSMICA DEL EDIFICIO APORTICADO EN LIMA ENTRE LAS AVENIDAS
NARANJAL Y LAS PALMERAS**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN INSTITUCIONAL:
TRANSPORTE Y URBANISMO**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN DE LA ESCUELA
PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL :
ESTRUCTURAS**

PRESENTADO POR:

Bach. CLEIDI VEGA VALDIVIEZO

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERA CIVIL

Huancayo – Perú

2021

Ph.D. MOHAMED MEHDI HADI MOHAMED

ASESOR

Dedicatoria

A Dios, y a mi padre Cesar, mi persona favorita el pilar más importante en mi vida, por demostrarme siempre su amor y apoyo incondicional.

A toda mi familia, Tíos y a las personas que Siempre estuvieron ahí para mí, Para que yo pudiera lograr mis sueños, a ustedes por siempre, mi corazón y mi agradecimiento.

A mi querida abuelita luisa quien me cuida desde niña, a mis hermanas Katty, Josselin, Diana Y a la persona especial que está en mi vida.

Agradecimiento

*Mi Agradecimiento a la Universidad Peruana los Andes, Por permitirme
Concluir con una etapa de mi vida, mi sincero agradecimiento de manera
especial a mi asesor Ph.D. Mohamed Mehdi Hadi Mohamed,
Por el apoyo brindado en el desarrollo del estudio, a nuestros docentes
De la facultad de ingeniería civil Por transmitir sus Conocimientos
a lo largo de la carrera universitaria.*

*Agradecer a las pocas personas que estuvieron en los momentos
felices y difíciles de mi vida, sin importar en donde estén
quiero darles las gracias, agradezco desde lo más profundo de mi
corazón al Ing. Adrián Chavesta R. por su apoyo incondicional,
a mis amigos (as) y familiares por todas sus bendiciones
a ti Katty hermanita querida, y la bendición de Dios
mi adorado Thiago.*

HOJA DE CONFORMIDAD DE LOS JURADOS

Dr. RUBEN DARIO TAPIA SILGUERA
DECANO

ING. CARLOS ALBERTO GONZALES ROJAS
JURADO

ING. RANDO PORRAS OLARTE
JURADO

ING. ALCIDES LUIS FABIAN BRAÑEZ
JURADO

Mg. MIGUEL ÁNGEL CARLOS CANALES
SECRETARIO

Índice

CARATULA.....	i
ASESOR.....	ii
DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
HOJA DE CONFORMIDAD DE LOS JURADOS.....	v
ÍNDICE.....	vi
INDICE DE TABLAS.....	x
INDICE DE FIGURAS.....	xii
INDICE DE GRÁFICOS.....	xv
LISTA DE ACRÓNIMOS.....	xvi
RESUMEN.....	xvii
ABSTRACT.....	xviii
INTRODUCCIÓN.....	xix
CAPÍTULO I.....	21
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	21
1.1 Descripción de la realidad problemática.....	21
1.2 Delimitación del problema.....	22
1.2.1 Delimitación espacial.....	23
1.2.2 Delimitación temporal.....	23
1.2.3 Delimitación económica.....	23
1.3 Limitaciones.....	23
1.4 Formulación del problema.....	23
1.4.1 Problema general.....	23
1.4.2 Problemas específicos.....	23
1.5 Justificaciones.....	24
1.5.1 Justificación practica.....	24
1.5.2 Justificación social.....	24
1.5.3 Justificación metodológica.....	24
1.6 Objetivos.....	25
1.6.1 Objetivos general.....	25
1.6.2 Objetivos específicos.....	25
CAPÍTULO II.....	26
MARCO TEÓRICO.....	26
2.1 Antecedentes de estudio de la investigación.....	26
2.1.1 Antecedentes internacionales.....	27
2.1.2 Antecedentes nacionales.....	27
2.2 Marco conceptual.....	28
2.2.1 Mampostería.....	28
2.2.2 Materiales de la mampostería.....	28
2.2.3 Mampostería contemporánea.....	31
2.2.4 Tipos de construcción en Mampostería.....	32
2.2.5 Método lineales de análisis sísmicos.....	33
2.2.5.1 Análisis estático lineal.....	33
2.2.5.2 Análisis dinámico lineal.....	35
2.3 Definición de términos.....	36

CAPITULO III.....	39
HIPÓTESIS.....	39
3.1 Hipótesis general.....	39
3.2 Hipótesis específicas.....	39
3.3 Variables.....	39
3.3.1 Definición conceptual de variables.....	39
3.3.2 Definición operacional de las variables.....	40
3.3.3 Operacionalización de las variables.....	40
CAPÍTULO IV.....	41
METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACION.....	41
4.1 Método general de la investigación.....	41
4.2 Tipo de investigación.....	41
4.3 Nivel de investigación.....	42
4.4 Diseño de la investigación.....	42
4.5 Población y muestra.....	42
4.5.1 Población.....	42
4.5.2 Muestra.....	43
4.6 Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	43
4.7 Técnicas de procedimiento y análisis de datos.....	43
CAPÍTULO V.....	44
RESULTADOS.....	44
5.1 Análisis y diseño de la estructura aporticada de 5 pisos.....	44
5.1.1 Estructura aporticada analizada.....	44
5.1.2 Fundamentos para el estudio.....	47
5.1.2.1 Descripción general.....	47
5.1.2.2 Método para el diseño.....	47
5.1.2.3 Sistema sismorresistente de la estructura.....	47
5.1.2.4 Reglamentos utilizados.....	47
5.1.2.5 Tipos de Materiales utilizados en el estudio.....	48
5.1.2.6 Cargas permanentes, sísmicas y sobrecargas utilizadas en el estudio.....	48
5.1.3 Análisis modal de la estructura.....	50
5.1.3.1 Modelo matemático utilizando el programa ETABS.....	51
5.1.3.2 Periodos y participación modal de la estructura.....	59
5.1.4 Análisis estático de la estructura.....	62
5.1.4.1 Peso estimado de la edificación analizada.....	62
5.1.4.2 Fuerza cortante acumulada en la base.....	62
5.1.5 Análisis dinámico de la estructura.....	65
5.1.5.1 Espectro para el diseño.....	66
5.1.5.2 Método para la combinación modal.....	68
5.1.5.3 Análisis para verificar la regularidad estructural.....	69
5.1.5.4 Análisis para verificar el coeficiente de reducción.....	82
5.1.5.5 Distorsión de los entrepisos.....	83
5.1.5.6 Desplazamiento máximo de la estructura.....	84
5.1.5.7 Fuerza cortante acumulada mínima.....	84
5.1.5.8 Junta sísmica.....	86
5.1.6 Diseño de los elementos estructurales.....	87
5.1.6.1 Método utilizado para el diseño de los elementos.....	87

5.1.6.2 Hipótesis realizadas para el diseño estructural.....	88
5.1.6.3 Incremento del factor de escalamiento para el cortante en la base de la estructura.....	89
5.1.6.4 Corroboración del modelado matemático.....	90
5.1.6.5 Área de acero longitudinal necesario en las vigas.....	90
5.1.6.6 Chequeo de la resistencia admisible para las columnas.....	96
5.2 Análisis y verificación de la estructura con muros de albañilería confinada en los 5 pisos.....	99
5.2.1 Estructura con muros de albañilería analizada.....	99
5.2.2 Fundamentos para el estudio.....	102
5.2.2.1 Descripción general de la estructura.....	102
5.2.2.2 Sistema sismorresistente de la estructura.....	103
5.2.2.3 Método para el diseño de elementos.....	103
5.2.2.4 Reglamentos utilizados.....	103
5.2.2.5 Tipos de Materiales utilizados en el estudio.....	103
5.2.2.6 Cargas permanentes, sísmicas y sobrecargas utilizadas en el estudio.....	104
5.2.3 Análisis modal de la estructura.....	105
5.2.3.1 Modelo para el análisis utilizando el software ETABS.....	105
5.2.3.2 Periodos y participación modal de la estructura.....	110
5.2.4 Análisis estático de la estructura.....	113
5.2.4.1 Peso estimado de la estructura analizada.....	113
5.2.4.2 Fuerza cortante acumulada en la base.....	113
5.2.5 Análisis dinámico de la estructura.....	116
5.2.5.1 Espectro para el diseño.....	116
5.2.5.2 Método para la combinación modal.....	119
5.2.5.3 Análisis para verificar la regularidad estructural.....	120
5.2.5.4 Análisis para verificar el coeficiente de reducción.....	133
5.2.5.5 Distorsión de los entrepisos.....	137
5.2.5.6 Desplazamiento máximo de la estructura.....	138
5.2.5.7 Fuerza cortante acumulada mínima.....	139
5.2.5.8 Junta sísmica.....	141
5.2.6 Verificación del diseño de los elementos estructurales.....	141
5.2.6.1 Diseño de los elementos estructurales.....	141
5.2.6.2 Incremento del factor de escala para el cortante basal.....	142
5.2.6.3 Corroboración del modelado estructural.....	143
5.2.6.4 Área de acero longitudinal necesario para las vigas.....	143
5.2.6.5 Chequeo de la resistencia admisible para las columnas.....	148
5.3 Descripción de los resultados.....	151
5.3.1 Espectros para el diseño de la estructura.....	151
5.3.2 Análisis de resultados del análisis modal.....	152
5.3.3 Verificación de la regularidad estructural.....	152
5.3.4 Desplazamiento laterales relativos del sistema aperticado y albañilería confinada.....	153
5.3.5 Máximo desplazamiento de la estructura apertificada y albañilería confinada.....	154
5.3.6 Fuerza cortante mínima en base del sistema apertificada y albañilería confinada.....	155
5.3.7 Proporción entre la fuerza actuante en relación a las fuerzas resistentes en elementos.....	156
CAPÍTULO VI.....	157
DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	157
CONCLUSIONES.....	160

RECOMENDACIONES.....162
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....163
ANEXOS.....164

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Definición conceptual y operacional de las variables.....	40
Tabla 2. Propiedades de los elementos de concreto armado.....	48
Tabla 3. Parámetros con los que se define el espectro para el diseño.....	50
Tabla 4. Masa que participa en el análisis modal	59
Tabla 5. Peso y masa para los diferentes niveles de la estructura.....	62
Tabla 6. Fuerza cortante del análisis estático para los entrepisos.....	64
Tabla 7. Aceleración espectral versus periodo de vibración de la edificación.....	66
Tabla 8. Análisis para verificar la primera condición de rigidez en la dirección X.....	71
Tabla 9. Análisis para verificar la primera condición de rigidez en la dirección Y.....	71
Tabla 10. Análisis para verificar la segunda condición de rigidez en la dirección X.....	71
Tabla 11. Análisis para verificar la segunda condición de rigidez en la dirección Y	72
Tabla 12. Análisis para verificar la condición de resistencia en la dirección X	72
Tabla 13. Análisis para verificar la condición de resistencia en la dirección Y	73
Tabla 14. Análisis para verificar la condición de irregularidad de masa.....	75
Tabla 15. Análisis para verificar la irregularidad torsional.....	76
Tabla 16. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 1 (nudo 14)	77
Tabla 17. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 2 (nudo 17).....	77
Tabla 18. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 3 (nudo 30).....	78
Tabla 19. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 4 (nudo 31).....	78
Tabla 20. Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional	78
Tabla 21. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 1 (nudo 14).....	79
Tabla 22. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 2 (nudo 17)	79
Tabla 23. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 3 (nudo 30).....	79
Tabla 24. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 4 (nudo 31).....	80
Tabla 25. Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional	80
Tabla 26 Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional extrema.....	81
Tabla 27. Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional extrema.....	81
Tabla 28. Análisis para las distorsiones admisibles para la dirección X.....	83
Tabla 29. Análisis para las distorsiones admisibles para la dirección Y.....	83
Tabla 30. Análisis para el desplazamiento máximo para la dirección X.....	84
Tabla 31. Análisis para el desplazamiento máximo para la dirección Y.....	84
Tabla 32. Fuerza cortante acumulada del análisis dinámico para los entrepisos en XX	85
Tabla 33. Fuerza cortante acumulada del análisis dinámico para los entrepisos en YY.....	85
Tabla 34. Fuerza cortante acumulada del análisis estático para los entrepisos en XX	85
Tabla 35. Fuerza cortante acumulada del análisis estático para los entrepisos en YY.....	86
Tabla 36. Análisis para el cálculo del factor de escala	86
Tabla 37. Parámetros para definir el espectro de diseño.....	105
Tabla 38. Masa que participa en el análisis modal	110
Tabla 39. Peso y masa para los diferentes niveles de la estructura	113

Tabla 40. Fuerza cortante del análisis estático para los diferentes niveles de la edificación.....	115
Tabla 41. Aceleración espectral versus periodo de vibración de la edificación	117
Tabla 42. Análisis para verificar la primera condición de rigidez en la dirección X.....	122
Tabla 43. Análisis para verificar la primera condición de rigidez en la dirección Y.....	122
Tabla 44. Análisis para verificar la segunda condición de rigidez en la dirección X.....	122
Tabla 45. Análisis para verificar la segunda condición de rigidez en la dirección YY.....	123
Tabla 46. Análisis para verificar la condición de resistencia en la dirección X.....	123
Tabla 47. Análisis para verificar la condición de resistencia en la dirección Y.....	124
Tabla 48. Análisis para verificar la condición de irregularidad de masa.....	126
Tabla 49. Análisis para verificar la irregularidad torsional.....	127
Tabla 50. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 1 (nudo 14)	128
Tabla 51. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 2 (nudo 17)	128
Tabla 52. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 3 (nudo 30)	129
Tabla 53. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 4 (nudo 31)	129
Tabla 54. Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional.....	129
Tabla 55. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 1 (nudo 14).....	130
Tabla 56. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 2 (nudo 17)	130
Tabla 57. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 3 (nudo 30).....	130
Tabla 58. Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 4 (nudo 31).....	131
Tabla 59. Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional	131
Tabla 60 Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional extrema.....	132
Tabla 61. Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional extrema.....	132
Tabla 62. Fuerza cortante del análisis estático para los entrepisos.....	135
Tabla 63. Análisis para las distorsiones admisibles para la dirección XX.....	138
Tabla 64. Análisis para las distorsiones admisibles para la dirección YY.....	138
Tabla 65. Análisis para el desplazamiento máximo para la dirección XX.....	138
Tabla 66. Análisis para el desplazamiento máximo para la dirección YY.....	139
Tabla 67. Fuerza cortante acumulada del análisis dinámico para los entrepisos en XX.....	139
Tabla 68. Fuerza cortante acumulada del análisis dinámico para los entrepisos en YY.....	140
Tabla 69. Fuerza cortante acumulada del análisis estático para los entrepisos en XX.....	140
Tabla 70. Fuerza cortante acumulada del análisis estático para los entrepisos en YY.....	140
Tabla 71. Análisis para el cálculo del factor de escala	141
Tabla 72. Aceleración espectral en función del periodo ambos sistemas sismorresistentes.....	151
Tabla 73. Verificación de la irregularidad en el sistema aporticado.....	152
Tabla 74. Verificación de la irregularidad en el sistema con muros de albañilería confinada.....	153
Tabla 75. Verificación de fuerza resistente en el sistema aporticado y muros confinados.....	156

INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Vista en tres dimensiones de la estructura aporricada analizada.....	44
Figura 2. Vista superior de la planta para el modelo matemático planteado.....	45
Figura 3. Vista de la elevación del ejes B.....	45
Figura 4. Vista de la elevación del ejes C.....	46
Figura 5. Vista de la elevación de los ejes 2,3,4,5,6 y 7 para el modelo planteado.....	46
Figura 6. Características del material Concreto Armado, con un $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	51
Figura 7. Características del material Acero de refuerzo, con un $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	52
Figura 8. Dimensiones de la columna de sección rectangular.....	52
Figura 9. Dimensiones de la viga rectangular.....	53
Figura 10. Dimensiones de la viga rectangular modelado en el programa.....	53
Figura 11. Dimensiones de la losa de los entrepisos.....	54
Figura 12. Características del diafragma rígido considerado en los entrepisos.....	54
Figura 13. Aplicación de los diafragmas para la estructura.....	55
Figura 14. Características de la masa en la estructura.....	55
Figura 15. Características del caso modal.....	56
Figura 16. Características de los tipos de cargas.....	56
Figura 17. Definición de carga viva (Kg) para los entrepisos.....	57
Figura 18. Definición de carga muerta (Kg) para los entrepisos.....	57
Figura 19. Definición de carga viva (Kg) para la azotea.....	58
Figura 20. Características de las restricciones en la base.....	58
Figura 21. Primer modo de vibración.....	60
Figura 22. Segundo modo de vibración.....	61
Figura 23. Tercer modo de vibración.....	61
Figura 24. Cálculo del porcentaje del peso de la estructura para la fuerza cortante en la base	63
Figura 25. Cargas laterales del análisis estático aplicadas en cada entrepiso.....	64
Figura 26. Fuerza cortante acumulada debido al análisis estático.....	65
Figura 27. Espectro de diseño sísmico, periodo versus aceleración espectral.....	67
Figura 28. Definición del espectro de diseño sísmico, periodo versus aceleración espectral.....	67
Figura 29. Definición de la combinación direccional para el espectro de diseño en X.....	68
Figura 30. Definición de la combinación direccional para el espectro de diseño en Y.....	69
Figura 31. Vista de enumeración de las esquinas para la verificación de la irregularidad torsional.....	77
Figura 32. Incremento para el espectro en el sentido X, debido al factor de escala.....	89
Figura 33. Incremento para el espectro en el sentido Y, debido al factor de escala.....	89
Figura 34. Área de acero necesario en las vigas del ejes B.....	90
Figura 35. Área de acero necesario en las vigas del eje 3.....	91
Figura 36. Área de acero necesario en las vigas del ejes 6.....	91
Figura 37. Área de acero necesario en planta de piso 1.....	92
Figura 38. Área de acero necesario en planta de piso 2.....	92
Figura 39. Área de acero necesario en planta de piso 3.....	93
Figura 40. Área de acero necesario en planta de piso 4.....	93
Figura 41. Área de acero necesario en planta de piso 5.....	94
Figura 42. Acero longitudinal y transversal de refuerzo en las vigas.....	95
Figura 43. Armado del acero de refuerzo en las vigas.....	95
Figura 44. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes de los ejes A-E, 1 y 5.....	96
Figura 45. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes de los ejes 3-C.....	96
Figura 46. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes de los ejes 2-B.....	97

Figura 47. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes de los ejes 4-D.....	97
Figura 48. Acero longitudinal y transversal de refuerzo en las columnas.....	98
Figura 49. Armado del acero de refuerzo para los elementos columnas.....	98
Figura 50. Vista en tres dimensiones de la estructura analizada con albañilería confinada.....	99
Figura 51. Vista en tres dimensiones de la estructura analizada con albañilería confinada.....	99
Figura 52. Vista superior de la planta para el modelo planteado.....	100
Figura 53. Vista de la elevación para el eje 7.....	100
Figura 54. Vista de la elevación del eje B.....	101
Figura 55. Vista de la elevación del eje 5.....	101
Figura 56. Vista de la elevación del eje C.....	102
Figura 57. Características del material Muros confinados $F'm = 65 \text{ Kg/cm}^2$	105
Figura 58. Definición de albañilería confinada en el modelo.....	106
Figura 59. Características del diafragma rígido considerado en los entrepisos.....	106
Figura 60. Definición del diafragma rígido para la estructura.....	107
Figura 61. Características del caso modal.....	107
Figura 62. Características del patrón de cargas.....	108
Figura 63. Definición de la carga viva, en kilogramos, para los entrepisos.....	108
Figura 64. Definición de la carga muerta, en kilogramos, para los entrepisos.....	109
Figura 65. Definición de la carga viva, en kilogramos, para la azotea.....	109
Figura 66. Características de las restricciones en la base.....	110
Figura 67. Primer modo de vibración.....	111
Figura 68. Segundo modo de vibración.....	112
Figura 69. Tercer modo de vibración.....	112
Figura 70. Cálculo del porcentaje del peso de la estructura para la fuerza cortante en la base.....	114
Figura 71. Cargas laterales del análisis estático aplicadas en cada entrepiso.....	115
Figura 72. Fuerza cortante acumulada debido al análisis estático.....	116
Figura 73. Espectro de diseño sísmico, periodo versus aceleración espectral.....	118
Figura 74. Definición del espectro de diseño sísmico, periodo versus aceleración espectral.....	118
Figura 75. Definición de la combinación direccional para el espectro de diseño en X.....	119
Figura 76. Definición de la combinación direccional para el espectro de diseño en Y.....	120
Figura 77. Vista de enumeración de esquinas para la verificación de la irregularidad torsional...	128
Figura 78. Cálculo del porcentaje del peso de la estructura para la fuerza cortante en la base.....	134
Figura 79. Cargas laterales del análisis estático aplicadas en cada entrepiso.....	135
Figura 80. Fuerza cortante acumulada debido al análisis estático.....	136
Figura 81. Espectro de diseño sísmico, periodo versus aceleración espectral.....	136
Figura 82. Definición del espectro de diseño sísmico, periodo versus aceleración espectral.....	137
Figura 83. Incremento del espectro debido al factor de escala.....	142
Figura 84. Incremento del espectro debido al factor de escala, modelado en ETABS.....	142
Figura 85. Área de acero necesario en las vigas del eje 1.....	143
Figura 86. Área de acero necesario en las vigas del eje B.....	144
Figura 87. Área de acero necesario en las vigas del eje 4.....	144
Figura 88. Área de acero necesario en las vigas del eje 6.....	145
Figura 89. Área de acero necesario en las vigas del ejes A.....	145
Figura 90. Área de acero necesario en planta de piso 1.....	146
Figura 91. Área de acero necesario en planta de piso 2.....	146
Figura 92. Área de acero necesario en planta de piso 3.....	147
Figura 93. Área de acero necesario en planta de piso 4.....	147
Figura 94. Área de acero necesario en planta de piso 5.....	148

Figura 95. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes del eje A.....	148
Figura 96. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes del eje B.....	149
Figura 97. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes del eje 1.....	149
Figura 98. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes del eje C.....	150
Figura 99. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes del eje 2.....	150
Figura 100. Diagrama del espectro de diseño, periodo - aceleración espectral.....	151

INDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1. Modos de vibración del sistema aporticado y albañilería confinada.....	152
Gráfico 2. comparaciones de las distorsiones en X.....	153
Gráfico 3. comparaciones de las distorsiones en Y.....	154
Gráfico 4. Desplazamiento máximo, en la dirección XX.....	154
Gráfico 5. Desplazamiento máximo, en la dirección YY.....	155
Gráfico 6. Fuerza cortante acumulada, en la dirección XX y dirección YY	155
Gráfico 7. Comparación de los ratios de esfuerzos en los distintos ejes.....	156

LISTA DE ACRÓNIMOS

ACI: American Concrete Institute o Instituto Americano del Concreto.

ASCE: American Society of Civil Engineers o Sociedad Americana de Ingenieros Civiles.

ASTM: American Society for Testing and Materials o Sociedad Americana para Pruebas y Materiales

ATC: Applied Technology Council o Consejo de Tecnología Aplicada.

CSI: Computers and Structures Inc. o Corporación Computadoras y Estructuras

CQC: Complete Quadratic Combination o Combinación Cuadrática Completa

ETABS: Extended Three Analysis of Building System o Análisis Tridimensional Avanzado de Edificios Modernos

FEMA: Federal Emergency Management Agency o Agencia Federal para el Manejo de Emergencias

LRFD: Load and Resistance Factor Design o Diseño por Factor de Carga y Resistencia

NTE: Norma Técnica de Edificación.

NEHRP: National Earthquake Hazards Reduction Program o Programa Nacional de Reducción de Riesgos de Sismos.

RNE: Reglamento Nacional de Edificaciones.

SEAOC: Structural Engineers Association of California.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación, tuvo como problema general: ¿Cuál es la influencia del mal aislamiento de tabiques en la respuesta sísmica del edificio aporticado en Lima entre las avenidas Naranjal y las Palmeras?, el objetivo general fue: evaluar la variación en la respuesta sísmica a causa del mal aislamiento de los elementos de tabiquería, y la hipótesis general que se verificó fue: el mal aislamiento de los tabiques repercute desfavorablemente en la respuesta sísmica del edificio aporticado en Lima entre las avenidas Naranjal y las Palmeras.

El método general de la investigación fue el científico, el tipo de investigación fue aplicada de nivel descriptivo explicativo y de diseño no experimental. La población estuvo conformada por edificaciones aporticadas de 5 pisos de uso común construidas en lugares de alto riesgo sismo, el tipo de muestreo fue no probabilístico o dirigido, que para el presente estudio se consideró la edificación para uso común, un perfil de suelo S1 y localizada en la ciudad de Lima entre la avenida Naranjal y las Palmeras.

La principal conclusión de este estudio fue que el mal aislamiento de los tabiques tiene una repercusión desfavorable o negativa en la respuesta sísmica del edificio aporticado en la ciudad de Lima, sustentado en la aplicación del análisis dinámico modal espectral en la respuesta sísmica aplicándolo a dos modelos matemático, siendo estos modelos realizados con el software de análisis estructural ETABS y según la norma técnica de edificación E.030 “Diseño Sismorresistente” concluyéndose que la respuesta sísmica tiene una significativa influencia en la fuerza cortante, que actúa en la base de la estructura, y en las deformaciones relativas, ocasionando una irregularidad torsional extrema que no está permitida en la zona sísmica donde está proyectada.

Palabras Claves: Tabiques, respuesta sísmica, edificación aporticada, análisis dinámico modal espectral.

ABSTRACT

The present research work had as a general problem: What is the influence of poor insulation of the partitions on the seismic response in a built-in construction in the city of Lima between in Naranjal and Palmeras avenue? The general objective was: to evaluate the variation in the seismic response to cause of the bad insulation of the partition wall elements, and the general hypothesis that was verified was: the bad insulation of the partitions has an unfavorable impact on the seismic response of a porch building in the city of Lima.

The general method of the investigation was the scientific, the type of investigation was applied of explanatory descriptive level and of non-experimental design. The population consisted of 5-story porched buildings for common use built in places of high earthquake risk, the type of sampling was non-probabilistic or directed, which for the present study was considered a building for common use, a soil profile S1 and located in the city of Lima.

The main conclusion of this study was that the poor isolation of the partitions has an unfavorable or negative impact on the seismic response of a built-in building in the city of Lima, based on the application of the spectral modal dynamic analysis in the seismic response applying it to two Mathematical models, these models being made with the ETABS structural analysis software and according to the technical building standard E.030 "Diseño Sismorresistente", concluding that the seismic response has a significant influence on the shear force, which acts at the base of the structure. , and in the relative deformations, causing an extreme torsional irregularity that is not allowed in the seismic zone where it is projected.

Keywords: Mansory, seismic response, contributed building, spectral modal dynamic analysis.

INTRODUCCIÓN

La presente tesis titulada “INFLUENCIA DEL MAL AISLAMIENTO DE TABIQUES EN LA RESPUESTA SÍSMICA DEL EDIFICIO APORTICADO EN LIMA ENTRE LAS AVENIDAS NARANJAL Y LAS PALMERAS”. Surge como necesidad de analizar la influencia que tiene el mal aislamiento de los elementos de tabiquería frente a una respuesta sísmica de una edificación de concreto armado de 5 pisos ubicado en la ciudad de lima entre las avenidas Naranjal y las Palmeras, por lo que pertenece en la zona sísmica número 4 y con un suelo clasificado como suelo rígido S1, para lo cual se tendrá en cuenta que la estructura fue analizada y diseñada con un sistema sismorresistente únicamente con la combinación de columnas y vigas de concreto armado, pero por diversos motivos al momento de la construcción del proyecto no se ha colocado un adecuado aislamiento de los elementos de tabiquería. La aplicación del análisis dinámico modal espectral permitirá evaluar la influencia en la respuesta sísmica, para lo cual se hará la revisión de materiales de consulta como libros, revistas e investigaciones que permitan construir un modelo matemático semejante a como se planificó el proyecto, un sistema aporticado, y comparativamente por excepción se analizó otro modelo matemático donde se consideró el confinamiento de los elementos de tabiquería que no han sido aislados del sistema estructural, para el efecto se utilizó dos modelos matemáticos utilizando para ello el software de análisis estructural de edificios ETABS v18. En base a los parámetros sísmicos correspondientes, según la norma técnica de edificación E.030 “Diseño Sismorresistente” del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Esta investigación está estructurada en 6 capítulos, que se describen a continuación:

Capítulo I: PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA, donde se desarrolla la descripción de la realidad problemática; las delimitaciones del problema: espacial, temporal y económica, las limitaciones, la formulación del problema: general y específicos, la justificación: práctica, social y metodológica y lo objetivos: general y específicos.

Capítulo II: MARCO TEÓRICO, aquí se trata de los antecedentes de la investigación: internacionales y nacionales, el marco conceptual y la definición de algunos términos.

Capítulo III: HIPÓTESIS, donde se formula la hipótesis:4 general y específicas, las variables: definición conceptual, operacional y operacionalización de las variables.

Capítulo IV: METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN, donde se trata del método general de la investigación, el tipo, nivel y diseño de la investigación, la población y muestra, las técnicas e instrumentos de recolección de datos y las técnicas de procedimiento y análisis de datos.

El capítulo V: RESULTADOS, donde se describen los resultados del análisis de la estructura de los dos casos de investigación, la estructura aportada y la misma estructura aportada, pero con muros confinados de albañilería debido al mal aislamiento de dichos muros; y al final los resultados de la investigación.

El capítulo VI: DISCUSIÓN DE RESULTADOS, En este capítulo se contrastan las hipótesis de la investigación.

finalmente se tienen las conclusiones, las recomendaciones, las referencias bibliográficas y los anexos de la investigación.

Bach. Cleidi Vega Valdiviezo

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1 Descripción de la realidad problemática

El análisis sísmico de estructuras, descrito en la norma técnica de edificación [NTE] E.030 (2018), tiene como propósitos principales evitar pérdidas humanas y minimizar los daños en la propiedad, para lo cual esta misma norma reconoce que dar protección completa cuando ocurran sismos, que produzcan movimientos severos, no es técnica ni económicamente factible para la mayoría de las estructuras, pues según los parámetros sísmicos, con sus respectivos coeficientes, que nos indicaran la posible fuerza sísmica que afecte a la edificación, conducirán inevitablemente a tener elementos estructurales demasiados robustos los cuales condicionan de manera importante la adecuación de los elementos estructurales, razón por lo cual la NTE E.030 (2018) permite reducir la demanda o sollicitación sísmica para realizar el diseño de los elementos estructurales reflejado en el coeficiente básico de reducción el cual depende de la ductilidad de la estructura el cual varía para los distintos sistemas estructurales como el sistema aporticado, sistema de muros de concreto armado, sistema dual, sistema de albañilería, etc., todo esto con el fin de tener una adecuada concepción estructural sismorresistente, el cual da cuenta de la importancia de varios aspectos entre ellos la buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa; sin embargo esto no es así, pues por diferentes motivos la supervisión de la construcción no es la adecuada y en ocasiones no existe, razón por la cual una estructura que fue idealizada como un sistema aporticado de concreto armado, para lo cual se considera de manera obligatoria que todos los muros tienen que estar aislados de los elementos estructurales, podría no tener un aislamiento adecuado de los muros y por lo tanto el sistema estructural cambiaría a muros de albañilería confinada y por consecuencia el coeficiente básico de reducción varía la demanda o sollicitación sísmica para el análisis y diseño de la edificación.

El edificio analizado está ubicado en la intersección de las avenidas Las Palmeras y Naranjal en el distrito de Los Olivos, en la ciudad de Lima, con un uso destinado a vivienda u oficinas, sobre un suelo clasificado como suelo rígido; y con un sistema estructural sismorresistente en base a porticos de concreto armado encargado de reducir las distorsiones o deformaciones relativas ante un movimiento sísmico. La estructura, a nivel de proyecto, fue analizada y diseñada como tal, pero al momento de la ejecución del proyecto fue construida sin tener el aislamiento adecuado en los muros de tabiquería en las zonas perimetrales de la edificación, debido a criterios realizados sin asesoría técnica ni profesional; razón por lo cual se considera que los muros están confinados por los pórticos, esto ocasiona una modificación del sistema sismorresistente, para lo cual se desconoce la demanda sísmica, la fuerza aplicada a la base de la edificación y las distorsiones sísmicas que afectarían a la estructura con un sistema sismorresistente distinto del que fue proyectado.

Por esta razón se pretende analizar las dos situaciones mediante dos modelos matemáticos con distintos sistemas estructurales, debido a lo anteriormente planteado; por esto, teniendo en cuenta la problemática planteada, se decidió utilizar un análisis sísmico para poder evaluar la respuesta estructural, la fuerza cortante y las distorsiones de ambos modelos matemáticos y en consecuencia evaluar la variación en los resultados del análisis de la estructura.

1.2 Delimitación del problema.

Este proyecto de investigación está delimitada al estudio de una edificación aporticada de la ciudad de Lima entre las avenidas Naranjal y las Palmeras, la cual se encuentra en la franja costera y esta a su vez es la más crítica en el Perú; está delimitada al comportamiento lineal de los elementos estructurales y por lo tanto no busca estudiar la no linealidad de los materiales ni la no linealidad geométrica de la estructura.

1.2.1 Delimitación espacial. El proyecto teórico propuesto se encuentra ubicado en la Ciudad de Lima, cuenta con un área de 225.75 m², esta edificación tendrá un uso destinada para oficinas.

1.2.2 Delimitación temporal.

Esta investigación se llevó a cabo en el periodo de Julio - setiembre del año 2021.

1.2.3 Delimitación económica.

Esta investigación se financio con recursos propios, no se tuvo el aporte de externos.

1.3 Limitaciones.

Este trabajo de investigación tiene la singularidad de ser teórico o de escritorio, y su realización consiste en un modelamiento y análisis, según la NTE E.030 (2018), con el fin de evaluar la influencia del mal aislamiento de los tabiques en la respuesta sísmica de una edificación que fue proyectada como aporticada. Teniendo en cuenta que el análisis dinámico y estático lineal, son unos métodos rápidos y simplificados si se los compara con un análisis no lineal, por lo que se decidió dejar este método para futuras investigaciones.

1.4 Formulación del problema.

1.4.1 Problema General.

¿Cuál es la influencia del mal aislamiento de tabiques en la respuesta sísmica del edificio aporticado en Lima entre las avenidas Naranjal y las Palmeras?

1.4.2 Problemas específicos.

a.- ¿Qué influencia tiene el mal aislamiento de los tabiques en la fuerza cortante aplicada en la base del edificio aporticado?

b.- ¿Cómo es la influencia del mal aislamiento de los tabiques en los desplazamientos relativos o distorsiones de los entresijos en el edificio aporticado?

1.5 Justificación

1.5.1 Justificación practica.

El presente trabajo de investigación tiene una justificación práctica pues describirá los criterios estructurales con los cuales se podrá realizar un análisis dinámico modal espectral con el propósito de evaluar la variación en la respuesta sísmica a causa del mal aislamiento de los elementos de tabiquería.

1.5.2 Justificación social.

El trabajo de investigación tiene el fin de evaluar la variación sísmica a causa del mal aislamiento, con el fin de corroborar el adecuado comportamiento sísmico, para así poder evitar pérdida de vidas humanas y reducir al máximo los daños en la edificación, en la situación que ocurriese un eventual sismo.

1.5.3 Justificación metodológica.

Este estudio tiene una justificación metodológica dado que, estimando la variación de la respuesta sísmica mediante un análisis dinámico modal espectral, una vez que sean analizados podrán ser utilizados para ser considerados en la importancia o no de las juntas en los muros de tabiquería al momento de ejecutar la construcción de una edificación. Por tanto, los resultados del modelo matemático utilizado pueden extenderse a la aplicación en otros escenarios con parámetros sísmicos diferentes y que sean evaluados mediante otros softwares aplicativos, con la finalidad de contrastar sus resultados.

1.6 Objetivos

1.6.1 Objetivo General.

Evaluar la influencia del mal aislamiento de los tabiques en la respuesta sísmica del edificio aporticado en Lima entre las avenidas Naranjal y las Palmeras.

1.6.2 Objetivo (s) Especifico (s)

- a.- Estimar la influencia que tiene el mal aislamiento de los tabiques en la Fuerza cortante aplicada en la base del edificio aporticado.
- b.- Determinar la influencia del mal aislamiento de los tabiques en los desplazamientos relativos o distorsiones de los entrepisos en el edificio aporticado.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes del estudio de investigación

El método usual para diseñar diversos tipos de estructuras, basado en la resistencia sísmica, desarrolladas en las normativas a nivel mundial, implica la construcción de la estructura de forma idéntica o lo más parecido a como fue concebido en el modelo matemático, pues solo así se puede asegurar que la estructura tendrá un adecuado comportamiento y la suficiente capacidad para poder experimentar una respuesta sísmica de la estructura sin colapsar; se debe tener en cuenta que el objetivo central cuando se diseña una estructura sismorresistente es que la edificación no debería causar daños personales, ni mucho menos colapsar cuando ocurran movimiento sísmicos; y que en el caso de que la edificación sufra movimientos de suelo, la edificación solo debería tener daños o deterioros reparables que no ocasionen un colapso.

La mampostería o muros de albañilería usada en la construcción de muros de división de ambientes y fachadas en las estructuras de concreto, usualmente es considerada por los ingenieros civiles, especializados en estructuras, únicamente como una sobrecarga uniforme para la estructura y no es tomada en cuenta en el análisis estructural. A pesar de que el comportamiento de la estructura compuesta de concreto y mampostería ha sido estudiado por muchos años, este sistema ha tenido algunas dificultades para ser modelado analíticamente a causa de la carencia del conocimiento de la modelación de la estructura compuesta pórtico – mampostería, complejidad de cálculo, y la formación de diversos y complejos modos de falla. (Carrillo y Gonzales, 2006)

Para el adecuado desarrollo de esta investigación, se realizó una búsqueda de antecedentes de investigaciones tales como:

2.1.1 Antecedentes internacionales

Giraldo y Méndez (2006) en su investigación, la cual buscó entender como se comporta la mampostería no reforzada, lo que motivó a realizar ensayos o pruebas en una mesa vibratoria, aplicados a modelos con una escala menor a la real. Llegando a la conclusión que en el modelo conformado por muros sin ningún tipo de refuerzo las fallas iniciaron en las esquinas inferiores de la mampostería y se empieza a extender hasta que empieza a colapsar.

Al igual que Moreno y Bairán (2011) también realizaron una investigación, la cual buscó evaluar la vulnerabilidad y el daño sísmico en edificios de obra de fábrica de ladrillos no reforzada. Llegando a la conclusión que los resultados obtenidos muestran una vulnerabilidad importante en este tipo de edificaciones, teniendo en cuenta el escenario sísmico considerado es alto.

2.1.2 Antecedentes nacionales

Hernandez (2012) en su investigación buscó estudiar analizar y diseñar un edificio que tiene un tanque elevado para el uso de viviendas. Con lo que se llega a la conclusión de que la distribución para los muros de mampostería tiene que estar ajustada a la geometría en planta para evitar efectos de torsión ante la eventualidad de que pueda ocurrir un sismo.

Así como Pflucker (1988) en su investigación, buscó estudiar algunos efectos de la tabiquería en los periodos y modos de vibración, que se originan en los componentes de la estructura, para lo cual lo relativo a las rigideces de los elementos componentes de la estructura y su condensación estática para poder obtener su matriz de rigidez lateral de ese pórtico. Llegando a la conclusión de que el periodo fundamental de vibración obtenido mediante el empleo de fórmulas proporcionadas por el reglamento de construcción es una buena aproximación para edificios con tabiquería hueca.

2.2 Marco conceptual

2.2.1 Mampostería.

Se llama mampostería al tradicional sistema de construcción el cual consiste en construir muros a través de la colocación manual de los elementos y materiales que los componen (pasta de concreto y ladrillos). La mampostería o albañilería permite una reducción en los desperdicios de los materiales empleados y construir fachadas con muros portantes; puede usarse para construcciones en alturas grandes. La mayor parte de este sistema aporta rigidez estructural. Actualmente, para unir los elementos, se usa de manera general mortero de cemento, cal y arena adicionando una cantidad conveniente de agua. Antiguamente y lugares rurales se utiliza el barro, donde se añaden otros elementos naturales como paja, y en algunos lugares alejados también se usa excretas de vacunos.

A través del tiempo se restringió el desarrollo de estructuras en albañilería por temas como la disponibilidad de materiales, las habilidades para la construcción, habilidades el diseño por métodos analíticos o por experiencia, y especialmente al costo de la construcción. La debida importancia para cada uno de los aspectos mencionados, han variado a través de los años. La mayoría de materiales usados que han sido utilizados en la construcción de la mampostería o albañilería, son los de fácil disponibilidad en zonas aledañas o más comunes para cada población o civilización. Se puede mencionar como ejemplo que cuando existían poblaciones asentadas muy cerca de montañas con formaciones rocosas, el uso de la piedra como principal materia prima era muy usual, en las regiones del norte ártico, usualmente los bloques de hielo eran usados para la construcción de sus viviendas, así se llamaban a los iglúes.

2.2.2 Materiales de la mampostería. Como se mencionó, los materiales que se utilizan el día de hoy en la mampostería o albañilería, provienen de la arcilla, piedra, concreto etc. Se presenta una breve descripción para los materiales mencionados:

Piedra: Numerosos documentales muestran muros hechos utilizando piedra, en los cuales se muestran que estos muros se construían apilando piedras de la zona y en algunos casos se utiliza la tierra para introducirla entre las cavidades de los muros, utilizando la tierra como una especie de mortero. Con el paso del tiempo se desarrollaron herramientas que ayudaron a que se fueran labrando piedras con menor tamaño y diferentes tipos de formas que se iban colocando en los espacios o agujeros entre las piedras de tamaño mayor y estas piedras pequeñas se pegaban con un tipo de arcilla. Seguían pasando los siglos y las habilidades para la construcción mejoraban, con lo que se pudo elaborar o tallar piedras con formas poligonales que generaban ángulos. Al unirse todo esto, las piezas que formaban ángulos tenían uniones precisas que brindaban una rigidez a la estructura que se estaba construyendo.

Arcilla: Los llamados ladrillos de arcilla se vienen utilizando desde hace aproximadamente 12 mil años de antigüedad. Hay descubrimientos que indican que los ladrillos secados al sol fueron usualmente utilizados por la sociedad Babilónica, Egipcia, Española e indígena de Sudamérica. La amplia utilización de este material se corrobora con el uso de la palabra *Adobe*, pues es una palabra proveniente de la palabra árabe *Atob*, el cual significa ladrillo que es secado expuesto al sol. Los ladrillos más antiguos se producían al presionar la arcilla en pequeños moldes que se dejaban secar exponiéndolos al sol y para la construcción se unían los ladrillos con barro. Posteriormente, las unidades de cada ladrillo eran fabricadas a mano usando moldes a los que se les incorporaba paja para brindarle una mejor resistencia, en este mismo periodo se descubrió que cocinar el ladrillo en hornos mejoraba la resistencia y la durabilidad de los ladrillos. Se debe tener en cuenta que la fabricación de ladrillos en países europeos, desde tiempos de la civilización Romana hasta hace un par de siglos, era considerado un proceso muy lento, pues se esperaba a que el ladrillo tuviera mínimo 5 años antes que estuviera destinado para la construcción de estructuras. En la actualidad, los materiales arcillosos que se utilizan para la fabricación de ladrillos, se suelen mezclar con agua

para obtener una masa homogénea que es acondicionada en un molde mediante una máquina extrusora para crear objetos con sección transversal definida. Teniendo en cuenta que la primera máquina para fabricar ladrillos obtuvo su patente en el año de 1619, el giro radical fue la producción mecánica de ladrillos en el año 1858, cuando Hoffman introdujo su famoso horno, el cual permitió fabricar ladrillos de manera masiva. En la actualidad, el proceso completo para la elaboración de ladrillos dura una semana en promedio.

Unidades de Concreto: Las primeras unidades de mampostería o albañilería de concreto data del del siglo XIX al paso que se fabricaban cementos de calidad mejorada. Las primeras unidades de concreto no fueron aceptadas por la población por el excesivo peso y la difícil manejabilidad para los trabajos. En el año 1866 se patento una técnica para fabricar bloques de concreto con huecos a base de moldes hechos en madera. Se desarrolló un método de compactación y que luego es reemplazado por un método de vibración, hasta que se llegase a procesos que fueron automatizados en su totalidad, como los que se tienen el día de hoy.

Morteros: Los morteros que se utilizaron inicialmente, se usaron para rellenar grietas y dar una uniformidad a la superficie de a las unidades de albañilería que se iban a construir. Los materiales que se usaron, pudieron haber sido arcilla, paja, etc. La sociedad griega y romana añadieron limo y agua a la mezcla con yeso calcinado, al igual que con arena y piedra molida, produciendo de esta manera los primeros tipos de concreto. Los morteros a base de materiales con limos no endurecían al ser combinados con agua, pero combinando limos con las cenizas volcánicas, se obtenía lo que en adelante se conocería como cemento puzolánico, y se empleó este tipo de cemento en el Coliseo Romano. Hasta mediados del siglo XVIII se realizaron avances importantes al investigar cementos y morteros, al momento de que el investigador John Smeaton hizo una mezcla de puzolana con piedra caliza y se produjo una mezcla que se endurecía cuando se mezclaba con el agua. Luego de esto, Joseph Aspdin a inicios del siglo XIX logró fabricar y patentar a su nombre el famoso

cemento Pórtland. En la actualidad, cuando se hace una mezcla de cemento Portlad, arena, limos y agua se obtiene morteros con diferentes características, al ser mezclados en diferentes proporciones.

2.2.3 Mampostería contemporánea.

Anteriormente se comentó que la mampostería o albañilería tradicional, se diseñaba al utilizar el peso de los entrepisos y los muros para prevenir fuerzas actuantes ocasionados por la excentricidad de cargas de gravedad y cargas por sismo. Cuando se asegura la estabilidad lateral usando la rigidez lateral de los muros, ocasiona un ahorro económico en las dimensiones de las estructuras de mampostería o albañilería; esto lleva a los calculistas y constructores busquen formas para poder el espesor de los muros de albañilería siempre que se mantengan la estabilidad estructural deseada. Los avances significativos para los materiales de albañilería y los avances en fabricación, métodos para el diseño, y técnicas para la construcción de la mampostería o albañilería, llevaron al incremento de la albañilería como un sistema estructural para la edificación contemporánea en cuanto al costo de la estructura y eficiencia para su construcción. En la actualidad, existen unidades que tiene alta resistencia, diferentes tipos de formas, colores y texturas se encuentran en el mercado nacional e internacional. Las características para la mampostería o albañilería como térmicas, de humedad y acústicas han ido mejorándose, al igual que los morteros que vienen listos para ser mezclados se vienen desarrollando para mejorar el control de la calidad. El desarrollo de la mampostería o albañilería reforzada y confinada han promovido significativamente el uso de este sistema estructural en áreas de vulnerabilidad sísmica.

2.2.4 Tipos de construcción en mampostería.

Luego de que se pudo reducir los muros de albañilería y que se incrementaron las luces entre los apoyos, se comenzaron a utilizar sistemas como la mampostería o albañilería reforzada y confinada.

Mampostería no reforzada. Este tipo de sistema ha sido usualmente usado en construcciones de mediana, baja altura y en áreas que no tienen vulnerabilidad sísmica. Estos elementos de mampostería o albañilería no reforzada son clasificados como los más simples para construir pues no se usa ningún tipo de refuerzo, aunque ocasionalmente se incluyen juntas de refuerzo livianas para que se puedan controlar el agrietamiento; por lo tanto, estos elementos de albañilería se basan en la resistencia de la misma albañilería para resistir las cargas aplicadas. Puesto que, la albañilería tiene alta resistencia a la compresión, pero una baja resistencia a la tracción, se considera que la mampostería no reforzada tiene gran resistencia bajo cargas en compresión, pero una reducida resistencia a cargas que causan esfuerzos de tensión. En consecuencia, los esfuerzos de tracción en albañilería no reforzada deben tener diseños con fuerzas mínimas de tracción, de lo contrario se tendría que asumir que la sección analizada fallará.

Mampostería reforzada. Aunque se haya mencionado que la mampostería o albañilería antigua era esencialmente no reforzada, el metal se venía usando para unir o anclar una unidad de albañilería a otra cercana. Cuando sucedió el terremoto de Long Beach en 1933 muchas estructuras de mampostería no reforzada fallaron y llegaron a colapsar, esto motivó al uso de refuerzo en estas estructuras para mejorar su comportamiento estructural cuando ocurriese futuros sismos intensos. La función principal que se le dio al refuerzo era la de resistir esfuerzos de tracción, cortantes y brindar una ductilidad adecuada. Sistemas híbridos o combinados. La mampostería o albañilería puede ser utilizadas o combinadas con otros materiales para edificar estructuras que funcionarían como un sistema híbrido. Entre ellos, se usaron muros de albañilería se combinaron con sistemas

aportado de acero para soportar cargas de cortante lateral; otro uso importante en la actualidad es la combinación de la albañilería o mampostería confinada con el concreto armado donde los muros confinados le dan rigidez lateral a la estructura para reducir la distorsión. La mampostería o albañilería confinada tiene que ser diseñada adecuadamente para soportar cargas laterales para evitar que fallen, y al fallar disminuirían la rigidez de la edificación de manera importante, resultando el incremento de distorsiones y esfuerzos en el sistema estructural.

2.2.5 Métodos lineales de análisis sísmicos.

FEMA 356 (2000), indica que “los métodos lineales son adecuados cuando se espera un nivel bajo de no linealidad, para este caso se mantiene el uso usual de la relación fuerzas y deformación en el comportamiento lineal, sin embargo, se les incorpora unos ajustes a las deformaciones globales de la estructura, también incluyen requerimientos en la calidad de los materiales utilizados, lo cual permite una mejor consideración de características no lineales en la respuesta sísmica. Usualmente, los métodos lineales se utilizan cuando las edificaciones tienen una regularidad estructural en elevación y en planta. En el caso de que la estructura posea una o más irregularidades, los métodos lineales no se podrán utilizar; ya que los métodos lineales podrían dar resultados inexactos si se aplican a estructuras con sistemas estructurales irregulares, excepto en el caso de que sea capaz de responder al movimiento sísmico de forma elástica”. Se tienen dos métodos para realizar el método lineal para análisis sísmico.

El análisis lineal se divide en:

2.2.5.1 Análisis estático lineal.

FEMA 356 (2000), indica que este procedimiento “es adecuado cuando la variación de los efectos modales es insignificante, y esto generalmente ocurre en estructuras regulares y de pequeña altura; este método se utiliza para calcular las deformaciones, fuerzas en la base para el diseño sísmico y la distribución de fuerzas sísmicas para cada nivel de la estructura. Las fuerzas cortantes

en la base para el diseño, la redistribución de fuerzas en función a la altura de la edificación, las fuerzas internas y deformaciones del sistema serán determinados usando métodos elásticos, brindando una adecuada aproximación a la capacidad elástica y de la primera cedencia; sin embargo, este método no puede predecir un mecanismo de falla, ni toma en cuenta los efectos de cedencia luego de un movimiento sísmico. Las edificaciones son modeladas con una rigidez elástica lineal y valores aproximados a un amortiguamiento viscoso equivalente, con componentes que responden al nivel de cedencia, la magnitud de la carga sísmica se selecciona para que, cuando se aplique al modelo matemático del edificio, el resultado de este análisis muestre unas deformaciones de diseño aproximados a las posibles deformaciones máximas esperados en un sismo de diseño. El método está emparentado a la respuesta del edificio, para de esta manera tener una mejor consideración del posible comportamiento no lineal del edificio, pues las deformaciones son los indicadores adecuados para medir el daño en el rango no lineal. En el rango no lineal, los cambios pequeños en la demanda de fuerzas llevan a cambios considerables en la demanda de la deformación lateral de la estructura; razón por lo que, cuando la estructura se comporta de forma no lineal, los cambios relativamente pequeños en la fuerza aplicada conllevan a un gran desplazamiento horizontal. En el caso de que la edificación responda de forma elástica sismo de diseño, las fuerzas internas que se estimen serán aproximadas a las fuerzas que se esperan en un movimiento sísmico. Y en el caso de que la edificación responda de forma inelástica, como usualmente será, las fuerzas internas que alcanzaría en la cedencia de la edificación serán menores en comparación a las fuerzas internas que se calcularon usando una carga lateral”. Para el análisis estático lineal se tiene en cuenta que la demanda sísmica por medio de fuerzas que actúan en el centro de gravedad para cada entrepiso de la estructura, método que también es conocido como método de fuerzas laterales equivalentes, el cual está descrito en el uno de los capítulos de la norma técnica de edificación E.030 (2018).

2.2.5.2 Análisis dinámico lineal.

De la misma forma que el análisis estático lineal, el FEMA 356 (2000) indica que este procedimiento “debería producir desplazamientos máximos esperados durante el movimiento sísmico, pero en este caso debería producir fuerzas internas mayores a las que se obtendrían en una estructura que está en proceso de cedencia. Las fuerzas internas que se calculan, generalmente serán mayores a aquellas que la estructura puede soportar, esto por la anticipada respuesta inelástica de los elementos. El análisis dinámico lineal se puede realizar considerando; El análisis dinámico modal espectral. En este procedimiento se debe calcular las máximas respuestas modales para que de esta manera los modos capturen mínimamente el 90% de la masa que participa en la estructura analizada en las dos direcciones ortogonales. El porcentaje de amortiguamiento modal reflejara lo que sería la amortiguación para los diferentes niveles de desplazamiento de la estructura menores que los desplazamientos cuando ocurra la cedencia de la estructura. Las fuerzas máximas en los miembros, deformaciones, fuerzas cortantes en los niveles y reacciones en la base correspondiente a cada modo de vibración se deberán combinar usando el método SRSS (suma de raíz cuadrada) o el método CQC (combinación cuadrática completa). El análisis dinámico tiempo-historia. En este procedimiento se debe calcular la respuesta que tendría la edificación a través del tiempo utilizando registros históricos de sismos importantes en el lugar de estudio. La matriz de amortiguación del modelo matemático, tiene que reflejar la amortiguación de la estructura a niveles cercanos a los desplazamientos en cedencia. Los parámetros para la respuesta sísmica se calcularán para cada análisis del tiempo historia”. Este procedimiento también está descrito en la N.T.E. E.030 (2018).

2.3 Definición de términos

Acción sísmica: Acción accidental debida a la ocurrencia de sismos, la cual incorpora los efectos traslacionales y los rotacionales respecto al eje vertical.

Amenaza sísmica: Término técnico para caracterizar numéricamente la probabilidad estadística de la ocurrencia de sismos en cierta zona en estudio.

Cedencia: Condición del sistema resistente a sismos, caracterizada por aumentos considerables de los desplazamientos, para pequeños incrementos del cortante basal.

Centro de rigidez de un nivel: Punto ubicado en un nivel de piso determinado donde se aplica una fuerza lateral.

Componentes no estructurales: Son los elementos que no forman parte del sistema sismorresistente de la edificación; los cuales pueden ser los componentes arquitectónicos, mecánicos o eléctricos de una estructura que están instalados o son parte de un sistema que aislados a los elementos estructurales.

Componentes estructurales: Son los elementos que forman parte del sistema sismorresistente de la edificación.

Coefficiente sísmico: Cociente resultante de la fuerza lateral de diseño y el peso total de la edificación.

Deriva: También conocido como distorsión, es la diferencia de las deformaciones laterales entre dos pisos consecutivos.

Diafragma: Componente estructural horizontal con suficiente rigidez en su plano encargada de transmitir las fuerzas a los elementos verticales del sistema sismorresistente.

Ductilidad: Es la capacidad que tienen los componentes de un sistema estructural para llegar a incursionar en el rango inelástico, sin que haya pérdida considerable de su capacidad de resistencia.

Espectro de diseño: Espectro definido que toma en cuenta el factor de reducción de la demanda sísmica correspondiente al sistema sismorresistente.

Factor de reducción de respuesta: Es el coeficiente que divide las aceleraciones del espectro de respuesta elástica con el fin de hallar el espectro de diseño.

Fuerzas de diseño: Son las fuerzas que representan el movimiento sísmico sobre una estructura y están especificadas a nivel de cedencia.

Irregularidad vertical: Se representa como una discontinuidad rigidez, geometría o peso en un nivel con respecto a los niveles consecutivos.

Irregularidad en planta: Es la falta de continuidad horizontal en el diseño de los elementos verticales resistentes a fuerzas horizontales, lo que produce una desalineación entre el centro de rigidez y el centro de masa.

Nivel de diseño: Es el conjunto de requisitos reglamentarios asociados a un coeficiente de reducción de demanda sísmica, el cual se aplica para el diseño de los miembros del sistema sismorresistente.

Probabilidad de excedencia: Es la posibilidad de que ocurra un movimiento sísmico más severo en un período de retorno promedio de número de años, se expresa en porcentajes.

Rigidez efectiva: Es el coeficiente del valor de la fuerza lateral en el edificio y el desplazamiento horizontal que le corresponde.

Rigidez lateral de un entrecimso: Es el coeficiente de la fuerza cortante y la diferencia de desplazamientos laterales elásticos.

Sistema estructural: Es el conjunto de elementos resistentes que vinculados entre sí transmiten las cargas de la edificación a los elementos principales, garantizando el equilibrio y la estabilidad.

Vida útil: Es la duración temporal en la cual una edificación se va a usar con el objetivo que fue diseñado.

Vulnerabilidad sísmica: Es la predisposición de un sistema estructural susceptibles a sufrir daño ante un movimiento sísmico.

CAPÍTULO III

HIPÓTESIS

3.1 Hipótesis general

El mal aislamiento de los tabiques repercute desfavorablemente en la respuesta sísmica del edificio aporticado en Lima entre las avenidas Naranjal y las Palmeras.

3.2 Hipótesis específicas

a.- El mal aislamiento de los tabiques incrementa la fuerza cortante aplicada en la base del edificio aporticado.

b.- El mal aislamiento de los tabiques reduce los desplazamientos laterales de los entrepisos en el edificio aporticado.

3.3 Variables

3.3.1 Definición conceptual de las variables

Variable independiente (X): Aislamiento de los tabiques

Es la aplicación de un muro no estructural, unida a la estructura mediante un material compresible como el tecnopor, con el cual se garantiza que la estructura sismorresistente tendrá un comportamiento sísmico con el cual se analizó y diseñó la estructura.

Variable dependiente (Y): Respuesta sísmica

Es el conjunto de consecuencias ante un evento sísmico aplicado al modelo matemático, corroborado a través de la aplicación de un análisis sísmico.

3.3.2 Definición operacional de la variable

Variable independiente (X): Aislamiento de tabiques. Se refiere a la calidad del aislamiento que tendrá la estructura aporticada, para considerar si la estructura tiene un comportamiento netamente aporticado, y su medición se realiza evaluando el mal o buen aislamiento de los tabiques.

Variable dependiente (y): Respuesta sísmica. Se refiere a la influencia en la fuerza cortante aplicado en la base de la edificación y en las deformaciones laterales de los entrepisos y la medición se realiza en milímetros, adimensional y toneladas.

3.3.3 Operacionalización de las variables

Tabla 1

Definición conceptual y operacional de las variables

Variable	Definición conceptual	Definición operacional	Indicadores	Medición
Variable independiente. Aislamiento de tabiques.	Es la aplicación de un muro no estructural, unida a la estructura mediante un material compresible como el tecnopor, con el cual se garantiza que la estructura sismorresistente tendrá un comportamiento sísmico con el cual se analizó y diseñó la estructura.	Se refiere a la calidad del aislamiento que tendrá la estructura aporticada, para considerar si la estructura tiene un comportamiento netamente aporticado, y su medición se realiza evaluando el mal o buen aislamiento de los tabiques.	Calidad del aislamiento.	Mal aislamiento de los tabiques. Buen aislamiento de los tabiques.
Variable dependiente. Respuesta sísmica.	Es el conjunto de consecuencias ante un evento sísmico aplicado al modelo matemático, corroborado a través de la aplicación de un análisis sísmico.	Se refiere a la influencia en la fuerza cortante aplicado en la base de la edificación y en las deformaciones laterales de los entrepisos y la medición se realiza en milímetros, adimensional y toneladas.	Desplazamiento Distorsiones Fuerza cortante en la base	Milímetros (mm) Adimensional (mm/mm) Toneladas (Ton.)

Nota: Elaborado por el investigador

CAPÍTULO IV

METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACION

4.1 Método general de la investigación

El método general de la investigación fue el científico.

En cuando al método de investigación, Sánchez (2004) define método como el camino lógico para buscar la solución de problemas que nos planteamos, para ello hace referencia a los métodos hipotético-deductivo, al inductivo y al científico. El primero de ellos consiste en formular hipótesis acerca de las posibles soluciones al problema planteado para luego ser comprobado con los datos disponibles; el segundo consiste en basarse en enunciados singulares para llegar a enunciados universales, mientras que el tercero consiste en una serie de etapas para obtener un conocimiento valido para ello utiliza instrumentos confiables.

4.2 Tipo de la investigación.

El tipo de investigación fue la aplicada, porque teniendo en cuenta que se trata de la evaluación de la variación en la respuesta sísmica a causa del mal aislamiento de elementos de tabiquería de una edificación de concreto armado, mediante el uso de programas de análisis sísmico computacional, y aplicando un análisis dinámico modal espectral.

Teniendo en cuenta que Zorrilla (1993), al tratar sobre de la investigación del tipo aplicada, menciona: *“La investigación aplicada, guarda estrecha relación con la básica, de tal modo que, depende de los avances y descubrimientos de la investigación básica, sin embargo, se caracteriza por su interés en la aplicación, utilización y consecuencias de los conocimientos. La investigación aplicada busca el conocer para hacer, para construir, para modificar.”* (p.43)

4.3 Nivel de investigación.

El nivel de esta investigación fue el descriptivo – explicativo.

pues Bernal establece: “*La investigación descriptiva es uno de los tipos o procedimientos investigativos más populares y utilizados por los principiantes en la actividad investigativa. Los trabajos de grado, en los pregrados y en muchas de maestría, son estudios de carácter eminentemente descriptivo. En tales estudios se muestra, narran, reseñan o identifican hechos, situaciones, rasgos, características de un objeto de estudio, o se diseñan productos, modelos, prototipos, guías, etcétera, pero no se dan explicaciones o razones de las situaciones, los hechos, los fenómenos, etcétera*” (p.113).

Es explicativo porque establece una relación causal entre el aislamiento de los tabiques y la respuesta sísmica en edificaciones aporticadas.

4.4 Diseño de la investigación

El diseño de esta investigación fue el no experimental, dado que el análisis se realizó en forma teórica, utilizando para el efecto modelos matemáticos con la aplicación de software especializados para determinar la influencia que tienen el mal aislamiento de tabiques en las respuestas sísmicas en edificaciones aporticada.

4.5 Población y muestra

4.5.1 Población.

La población para esta investigación, estuvo constituida por la edificación aporticadas de 5 pisos en lima entre Av. naranjal y las palmeras, de uso común construidas en lugares con un alto riesgo sísmico.

Según Fracica (1988), a la población la considera como “*el conjunto de todos los elementos a los cuales se refiere la investigación. Se puede definir también como el conjunto de todas las unidades de muestreo*” (p. 36).

4.5.2 Muestra.

El tipo de muestreo fue el no probabilístico o dirigido, y la muestra teórica fue una edificación de 5 pisos ubicada en la ciudad de Lima entre las avenidas Naranjal y las Palmeras y que para efectos de este estudio tiene la localización geográfica menos segura, posee una categoría para el uso más común para las estructuras proyectadas en la actualidad; posee un perfil para el suelo considerado como rígido en el que se construye la cimentación; posee un sistema sismorresistente de pórticos de concreto armado, que si bien no es el sistema estructural usualmente construido en el país, sí es el que se usa para oficinas y gimnasios por el amplio espacio que permite usar. Por estas razones la muestra que se seleccionó es una estructura regular de cinco niveles para uso común, un tipo de suelo S1, en base a aporticos de concreto armado, y proyectado en la zona 4.

4.6 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Para la obtención de los objetivos específicos se procederá a emplear el programa para analizar y diseñar edificios llamado ETABS (versión 18.0), el cual es un instrumento esencial, mediante el cual se puede construir los modelos matemáticos de las estructuras, para poder realizar el análisis sísmico.

4.7 Técnicas y análisis de datos

Mediante la técnica de observación directa se procesarán los datos necesarios para la evaluación de la variación en la respuesta sísmica. La técnica de análisis para los datos es la manera de procesar la información que es obtenida para el trabajo de investigación y se considera Cuantitativa o Cualitativa; en este estudio, se tuvo en cuenta las dos técnicas para el análisis de los datos. La primera enfocada al análisis cuantitativo, destinado a utilizar el programa de análisis y diseño estructural a los datos obtenidos. La segunda enfocada al análisis cualitativo, destinado a la obtención de datos usando lectura de documentos, bibliografía, etc.

CAPÍTULO V

RESULTADOS

5.1 Análisis y diseño de la estructura aporticada de 5 pisos

5.1.1 Estructura aporticada analizada.

La estructura que se analizó es una edificación rectangular con 21.5m de largo y 10.5m de ancho y cuenta con cinco niveles de altura, tienes ejes separados cada 3.5 y 7 metros en el lado más corto, y 3.5, 4.7, 4.3, 4.0, 3.0 y 2.0 metros en el lado más largo de la estructura, la altura del primer nivel es 3 m. y 2.8 m. en los pisos siguientes. El sistema aporticado tiene columnas rectangulares de 0.30x0.55 metros; para el sistema de piso se considera una losa aligerada apoyada en los ejes principales, que actuará como un diafragma rígido.

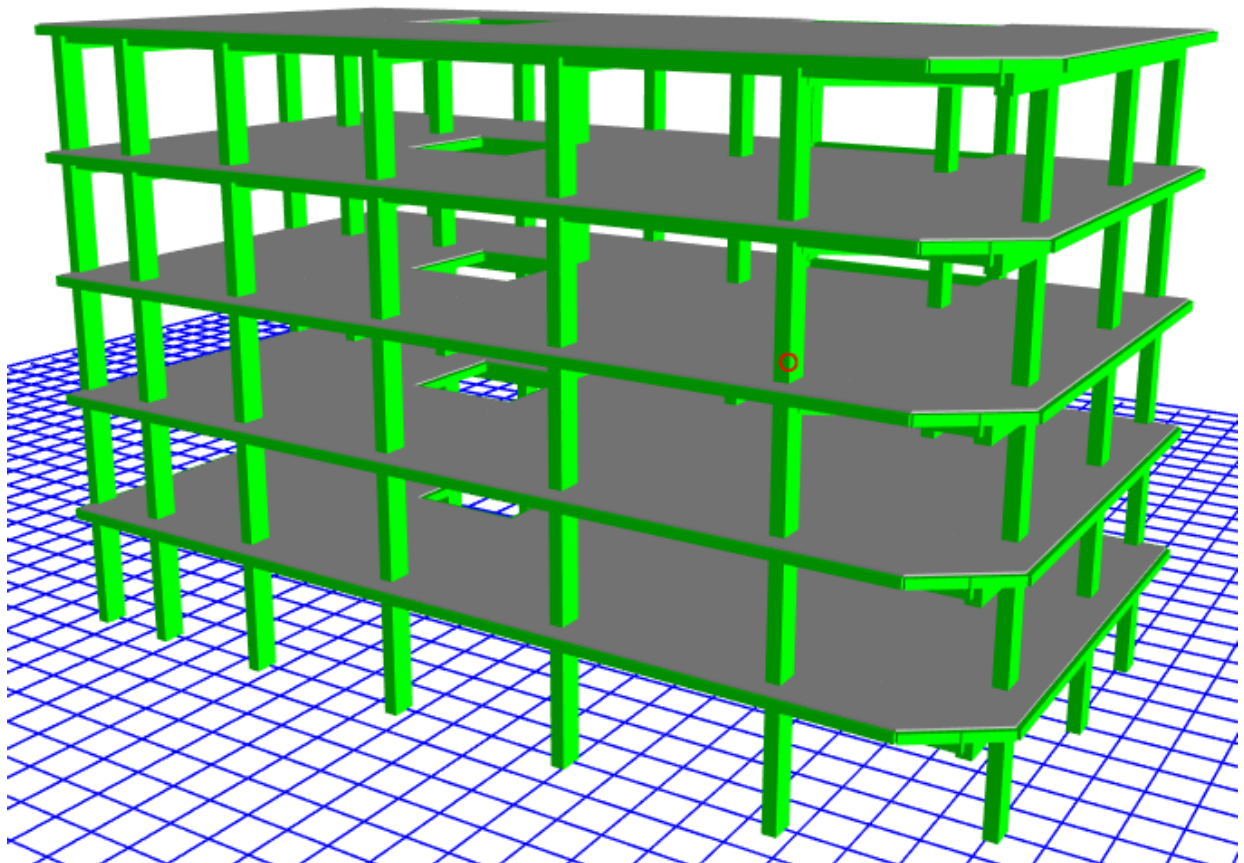


Figura 1. Vista en tres dimensiones de la estructura aporticada analizada. Elaborado por el investigador.

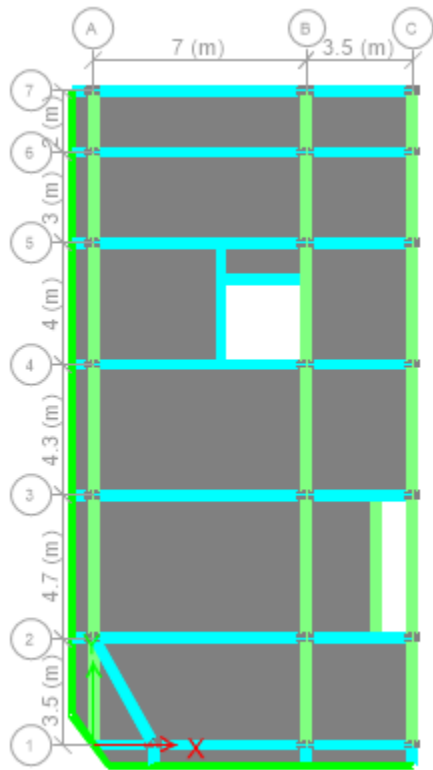


Figura 2. Vista superior de la planta para el modelo planteado, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

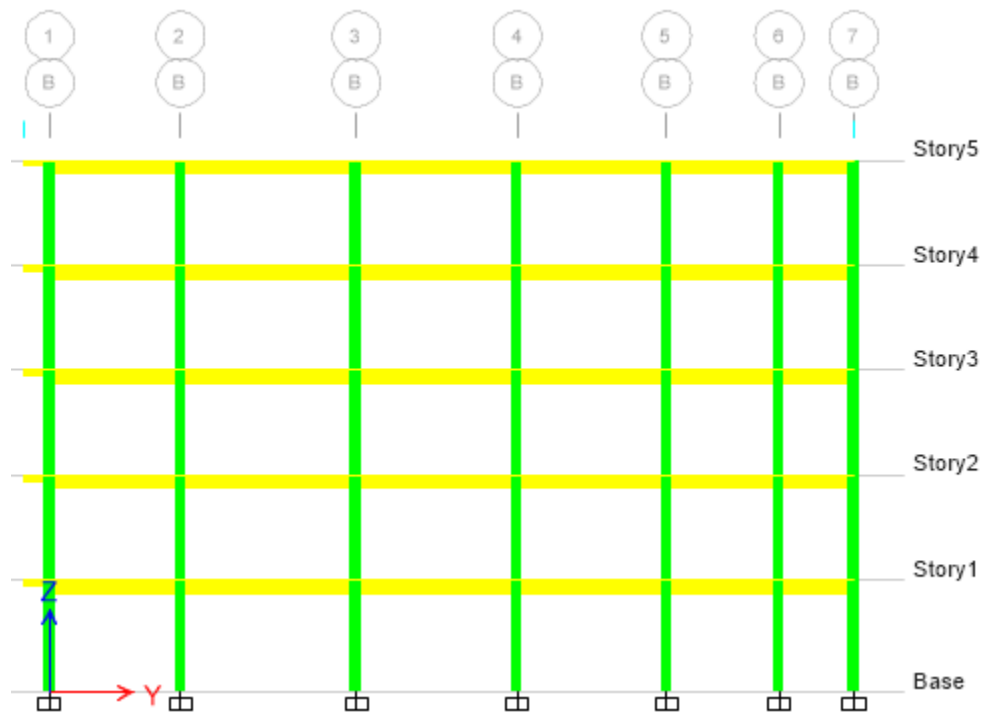


Figura 3. Vista del eje B, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

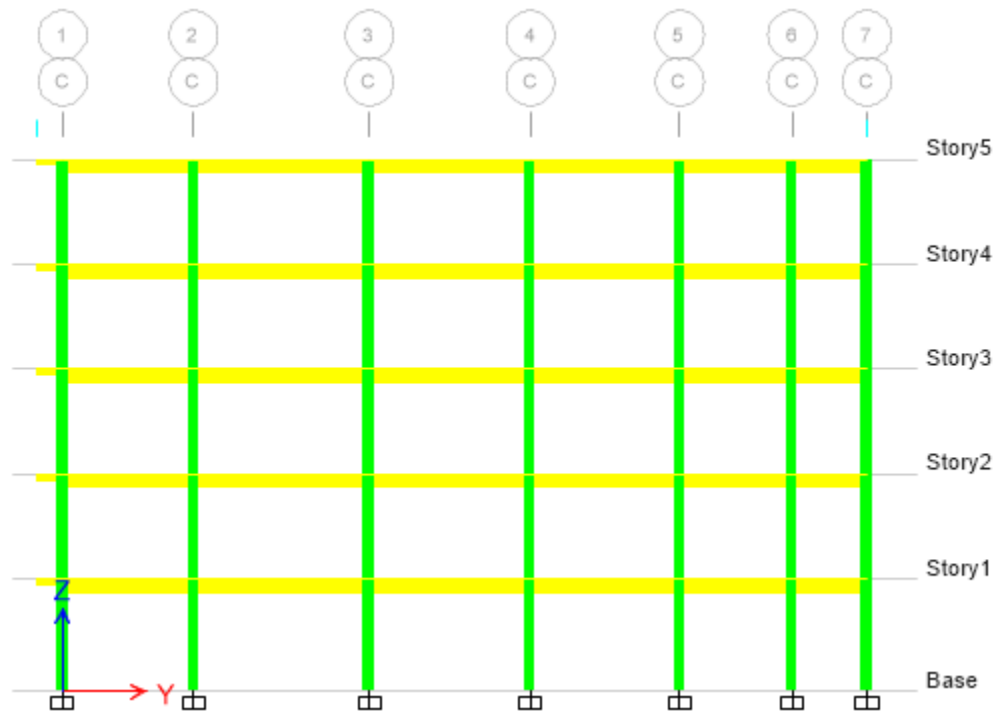


Figura 4. Vista del eje C, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

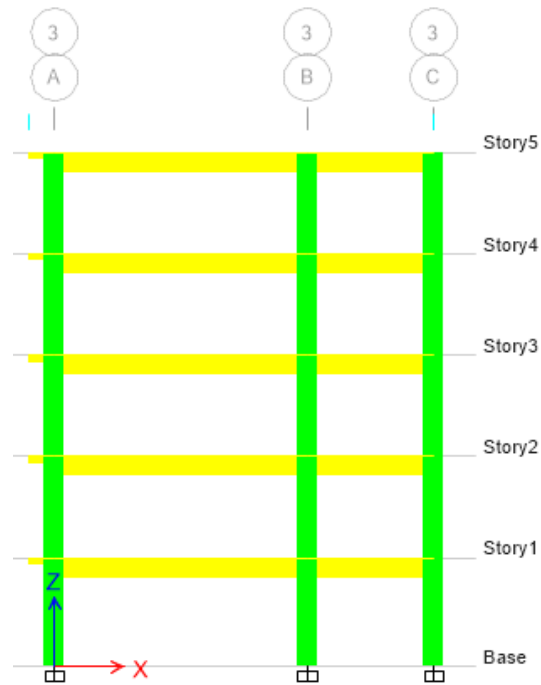


Figura 5. Vista de los ejes 2, 3, 4, 5, 6 y 7 del modelo planteado, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

5.1.2 Fundamentos para el estudio

5.1.2.1 Descripción general.

Esta edificación proyectada como una estructura de uso común para oficinas o departamentos, por lo que, teniendo en cuenta la clasificación según la norma técnica de edificación E.030 “Diseño Sismorresistente”, le corresponde a una edificación de categoría C. Está proyectada para ubicarse en el departamento de Lima, por lo que la clasifica en la Zona 4 según la zonificación sísmica que se muestra en la NTE E.030 (2018) “diseño sismorresistente” del reglamento nacional de edificaciones. Se proyecta que la edificación estará cimentada en un tipo de suelo clasificado como rígido, clasificación que se muestra en la NTE E.030 (2018) “diseño sismorresistente”.

5.1.2.2 Método para el diseño.

Para los elementos de concreto armado se utiliza el método llamado diseño por resistencia plasmado en la NTE E.060 (2009), el cual toma referencias del ACI 318-05. A manera de simplificar el trabajo de investigación, se hará uso de la herramienta de diseño automatizado para concreto armado, el cual viene con en el programa ETABS.

5.1.2.3 Sistema sismorresistente de la estructura.

La edificación está estructurada como pórticos de concreto armado, los cuales son los principales elementos destinados de soportar las fuerzas de gravedad y sobre todo las fuerzas sísmicas; el sistema tiene losas para cada entrepiso, los cuales son considerados como diafragmas rígidos. La modelación de los cimientos no son parte de los objetivos de la investigación, por lo cual no son consideradas en el modelo matemático, simplemente se esta considerando que los elementos verticales están empotrados perfectamente en el nivel cero.

5.1.2.4 Reglamentos utilizados.

En el diseño de los elementos se tiene en cuenta lo siguiente:

- E.060 (Concreto Armado).

- E.020 (Cargas).
- E.030 (Diseño Sismorresistente)

Considerando que la investigación trata de la influencia del mal aislamiento en los tabiques ante una respuesta sísmica, no se tiene en cuenta la norma referida a la albañilería (E.070); ni a la norma referida a Suelos y Cimentaciones (E.050).

5.1.2.5 Tipos de Materiales utilizados en el estudio

- Concreto armado: El trabajo de investigación considera que los elementos estructurales de la edificación son de concreto armado y fueron diseñados para resistir una compresión mínima de $f'c=210 \text{ Kg/cm}^2$.
- Acero de refuerzo: El trabajo de investigación considera que el refuerzo es de acero corrugado A615 Grado 60 y resistirá una compresión mínima de $f'y= 4,200 \text{ Kg/cm}^2$.

Tabla 2

Propiedades de los elementos de concreto armado

Propiedades	
Peso volumetrico (W_c)	2 400 kg/m ³
Módulo de elasticidad (E_c)	217 370 kg/cm ²
Módulo de elasticidad (E_s)	2 100 000 kg/cm ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0.180
Coef. de dilatación térmica	1,20x10 ⁵ 1/°C
Módulo de corte (G)	113. 8770

Nota: Elaborado por el investigador.

5.1.2.6 Cargas permanentes, sísmicas y sobrecargas utilizadas en el estudio

Las cargas consideradas como permanentes le corresponden al propio peso de cada elemento, y se calcula de forma automática por el programa ETABS por medio de sus dimensiones, sin tomar en cuenta la carga que le corresponde a los acabados.

Las cargas vivas les corresponden a las sobrecargas aplicadas en las losas de los entresijos, la carga viva afectada es 200 kg/m^2 , teniendo en cuenta la tabla 1 de la NTE E.020 (2006); carga afectada a todos los niveles, excepto el último nivel, pues tiene una carga viva de 100 kg/m^2 .

La carga considerada como sísmica es calculada por medio de un análisis estático o dinámico lineal, el cual está descrito en la NTE E.030 (2018). La demanda de la carga sísmica está relacionada con el espectro elástico, y este relacionado con la aceleración espectral S_a , el cual depende de los siguientes parámetros sísmicos:

- La zonificación, tomando en consideración la figura N°1 de la NTE E.030 (2018), “tiene un factor Z , interpretado como la aceleración horizontal máxima en el suelo rígido con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años y se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad”. Teniendo en cuenta la norma referida, Lima está ubicada en la zona sísmica número 4, por lo que la estructura tiene un factor igual a $Z = 0.45$.
- La categoría para la estructura y el factor de uso U , están en relación a los servicios que brinda la edificación. Para el trabajo de investigación, la edificación está destinada a viviendas, por lo que la clasifica como categoría C (edificios comunes) y se tiene que considerar 1 como factor para U .
- Para el factor de amplificación sísmica C , se considera que relacionado directamente con el período de vibración (T) de cada modo de la edificación.
- Para el factor de suelo S , este factor está relacionado al tipo de suelo; la cimentación se proyectará sobre un suelo clasificado como S1; 1.0 como factor de suelo, y un período de vibración predominante de $T_p=0.40$ seg.
- El coeficiente básico para la reducción (R_0) está en función a un determinado sistema sismorresistente y en función a un tipo de material para la estructura; para este trabajo

de investigación se tiene un sistema aporcado de concreto armado; teniendo en cuenta esto, el coeficiente es 8.

- Para la regularidad estructural, la NTE E.030 (2018) clasificada la irregularidad de una edificación al considerar las tablas N°8 y N°9 y las restricciones de la tabla N°10; teniendo en cuenta esto, se puede tener una estimación del coeficiente R para la reducir las fuerzas sísmicas, con esto se define los valores iniciales para $I_a=1$ y $I_p=1$, dejando para después del análisis sísmico la correcta verificación.
- El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, según la NTE E.030 (2018), se calcula al multiplicar el coeficiente R_0 con los factores I_a e I_p ; por lo que, para comenzar el análisis se tiene un $R = 8.0$.

El análisis sísmico tiene relación directa con los siguientes parámetros y se ha resumido en la tabla descrita a continuación.

Tabla 3
Parámetros con los que se define el espectro para el diseño

Parámetros sísmicos	
Categoría de Zona sísmica	$Z = 0.45$
Categoría de Uso	$U = 1.0$
Factor de Amp. sísmica	$C = 2.5$
Tipo de suelo	$S = 1.00$
Coeficiente de reducción sísmica	$R = 8.0$

Nota: Elaborado por el investigador.

5.1.3 Análisis modal de la estructura.

Teniendo en cuenta la definición anterior, el análisis modal ofrece valiosa información como la forma de los modos como vibra la estructura y el periodo principal o fundamental de la edificación, el cual está en función únicamente de la masa y rigidez; con lo que permite aproximar el comportamiento de una estructura.

5.1.3.1 Modelo matemático utilizando el software ETABS.

Se utiliza programa ETABS para analizar los modos y luego el análisis sísmico de la estructura.

- Para los elementos se asignó el material “Concreto Armado $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ ”

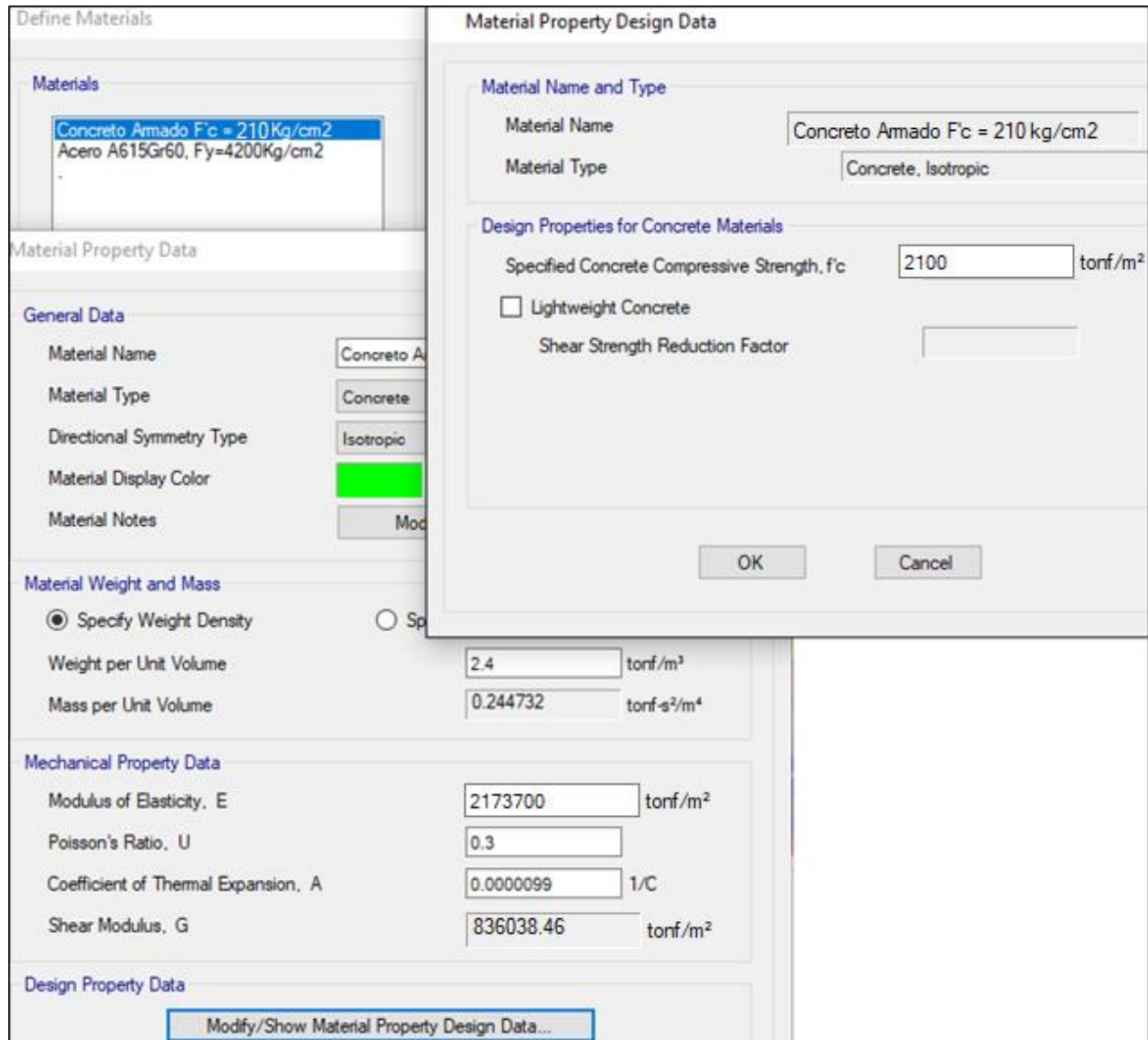


Figura 6. Características del material Concreto Armado, con un $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

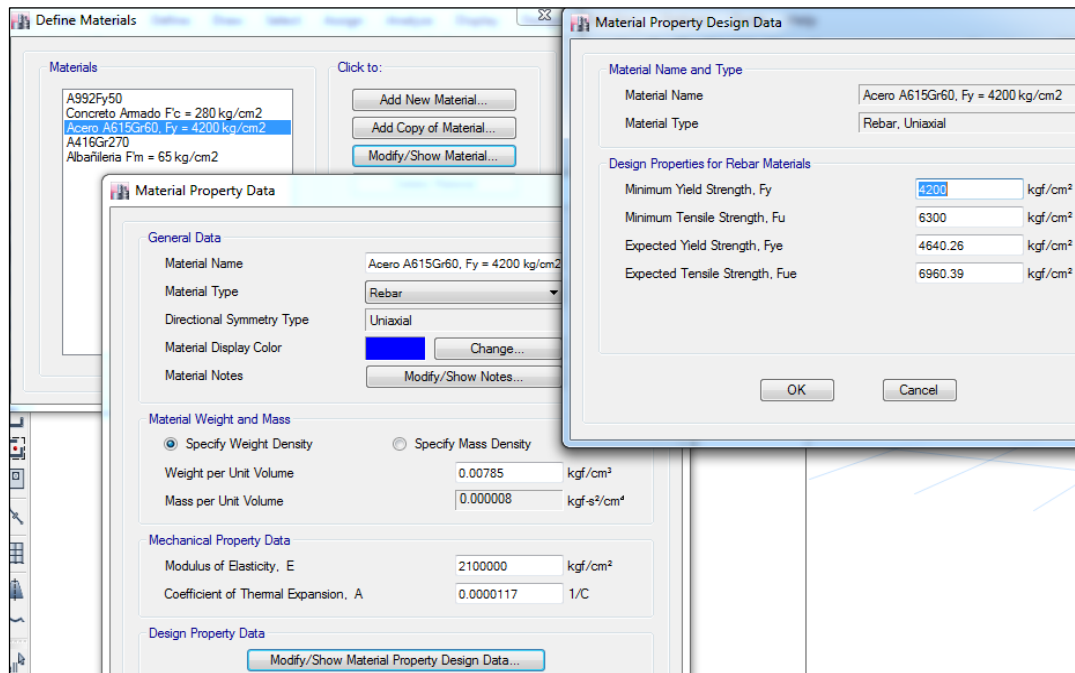


Figura 7. Características para el material Acero de refuerzo, con un $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador

- Las columnas y vigas están definidos por los elementos "Frame": "COL REC 30x55",

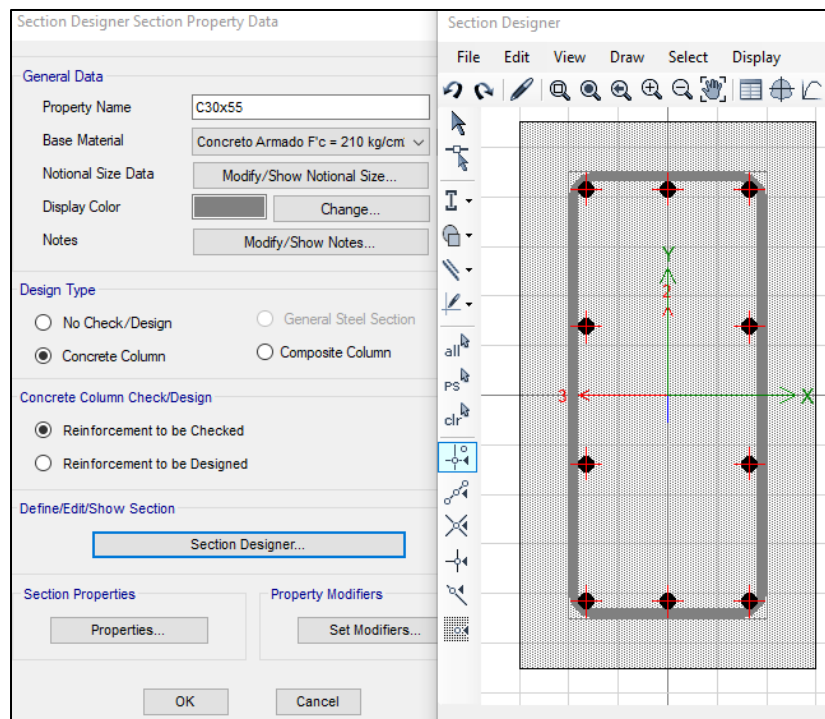


Figura 8. Dimensiones de la columna con sección rectangular, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

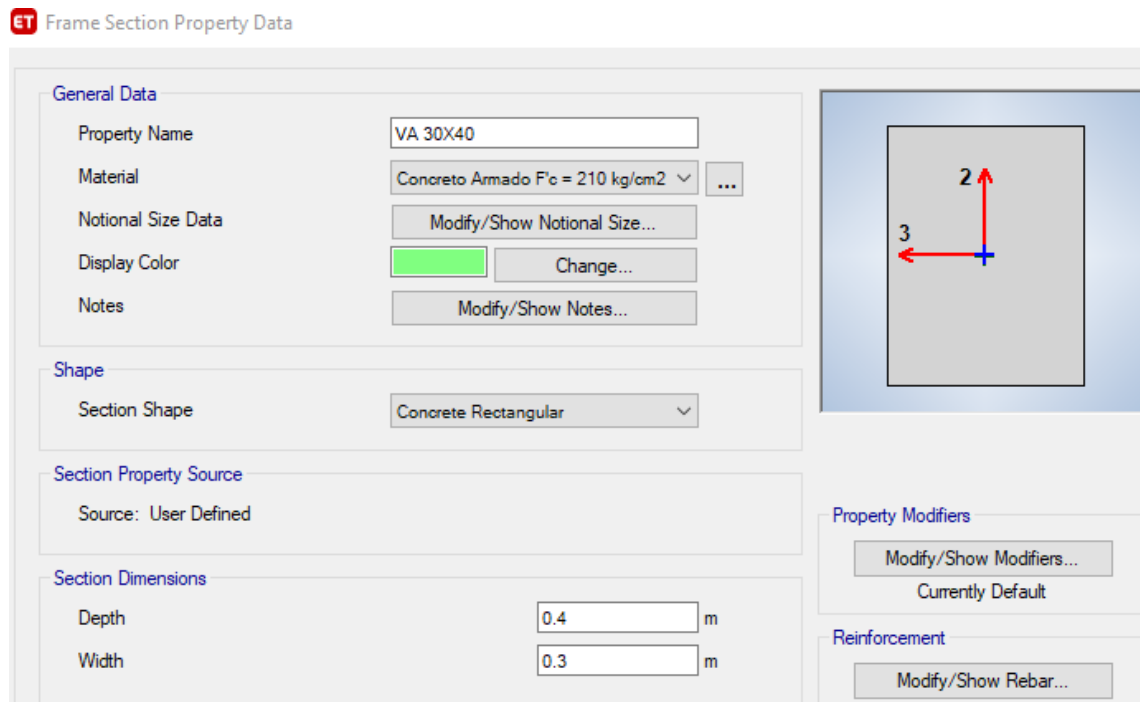


Figura 9. Dimensiones de la viga rectangular, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

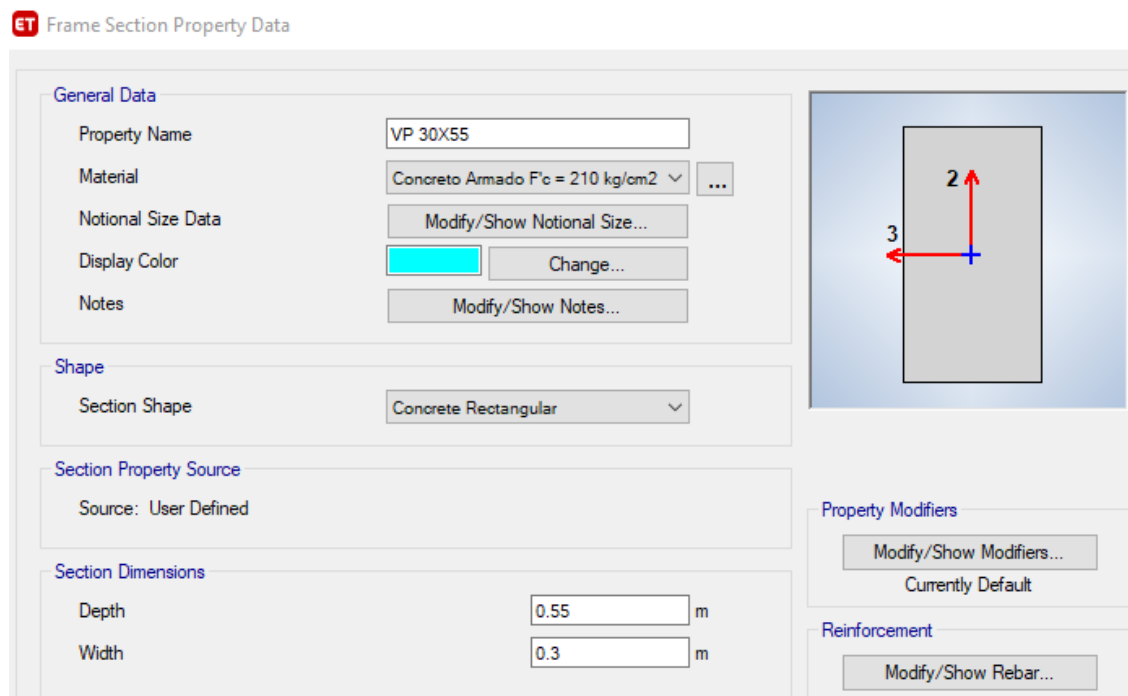
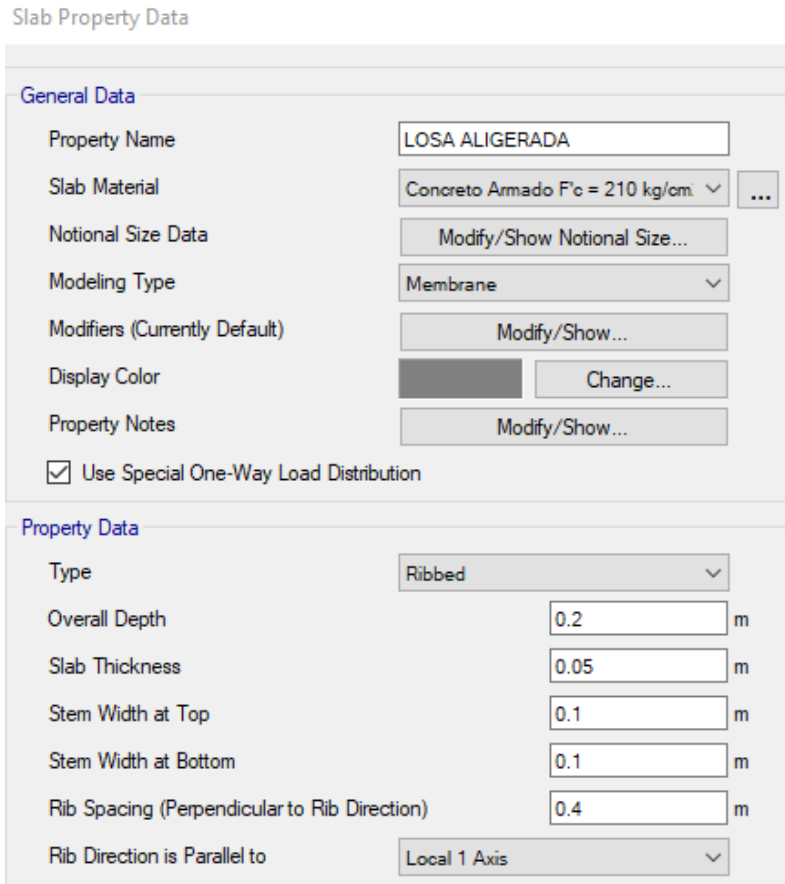


Figura 10. Dimensiones de la viga rectangular, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

- Se define un elemento tipo membrana para las losas: “LOSA ALIGERADA 2S”.



Slab Property Data

General Data

Property Name: LOSA ALIGERADA

Slab Material: Concreto Armado F'c = 210 kg/cm²

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Membrane

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: Change...

Property Notes: Modify/Show...

Use Special One-Way Load Distribution

Property Data

Type: Ribbed

Overall Depth: 0.2 m

Slab Thickness: 0.05 m

Stem Width at Top: 0.1 m

Stem Width at Bottom: 0.1 m

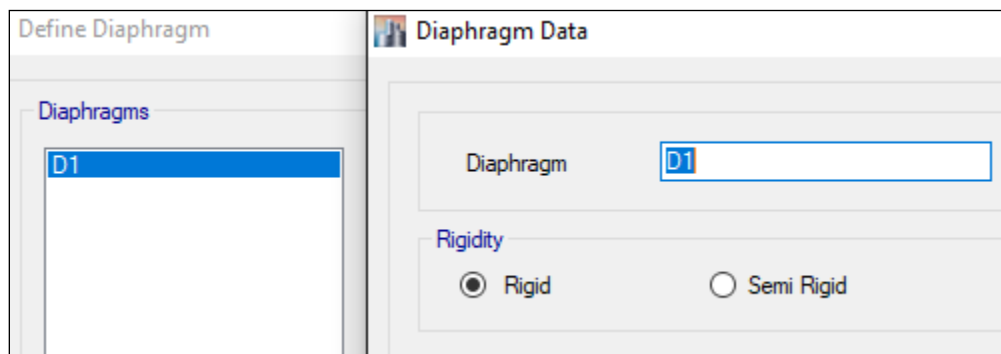
Rib Spacing (Perpendicular to Rib Direction): 0.4 m

Rib Direction is Parallel to: Local 1 Axis

Figura 11. Dimensiones de la losa de los entrepisos, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

- En los niveles se asignó un diafragma, considerado del tipo rígido “D1”



Define Diaphragm

Diaphragms

D1

Diaphragm Data

Diaphragm: D1

Rigidity

Rigid Semi Rigid

Figura 12. Características del diafragma rígido considerado en los entrepisos, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

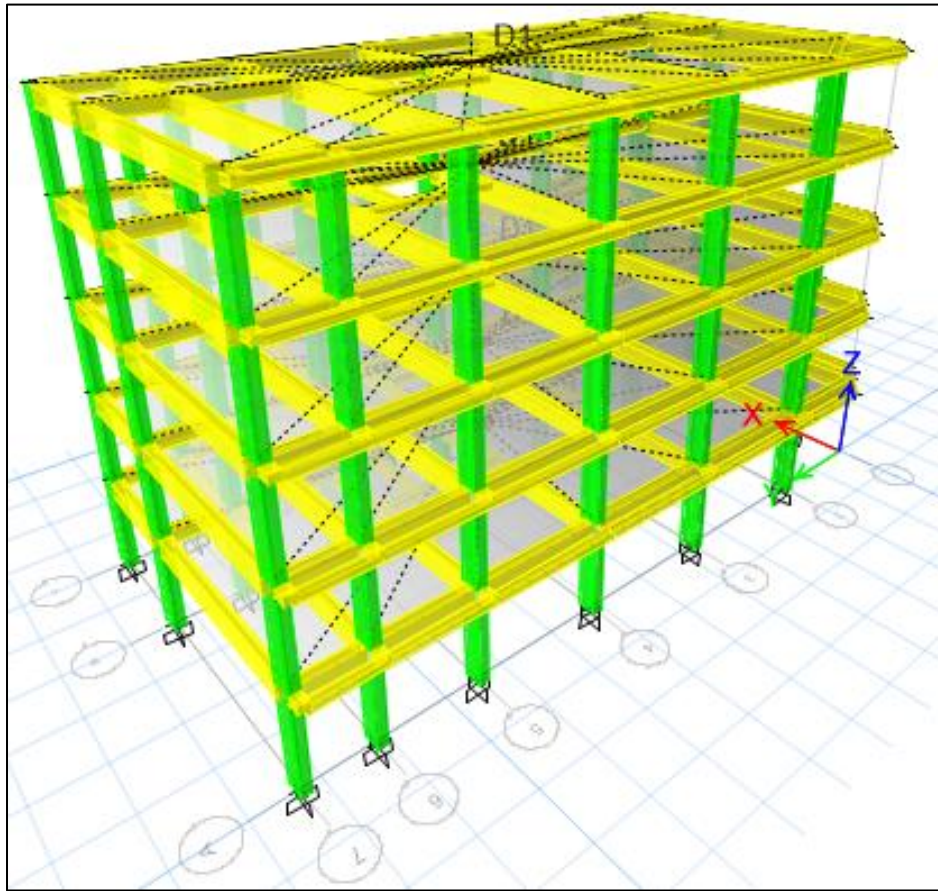


Figura 13. Aplicación de los diafragmas para la estructura, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

- La magnitud de la masa sísmica de la edificación se define en “mass source”

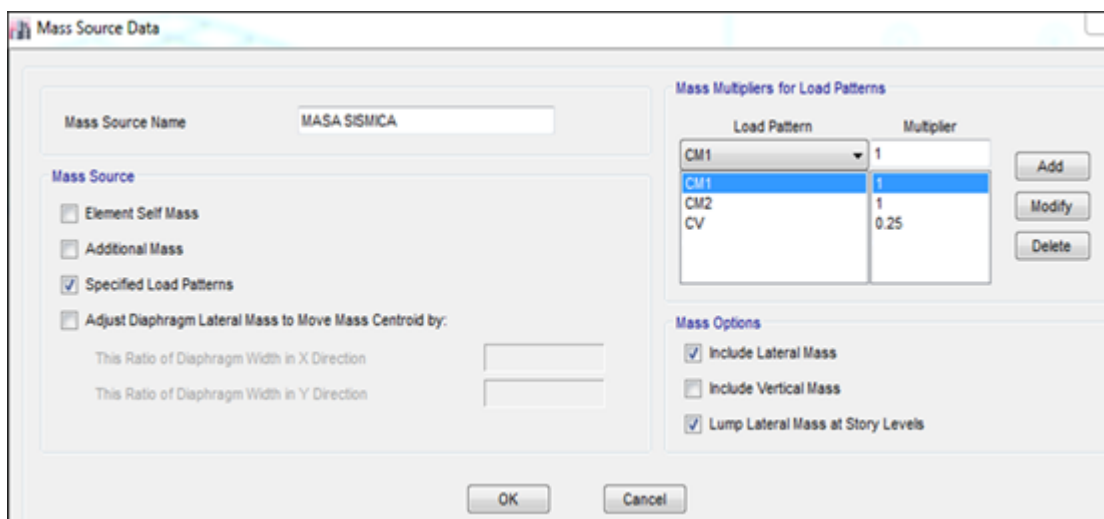


Figura 14. Características de la masa en la estructura, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

- El análisis modal está definido como “Caso Modal”

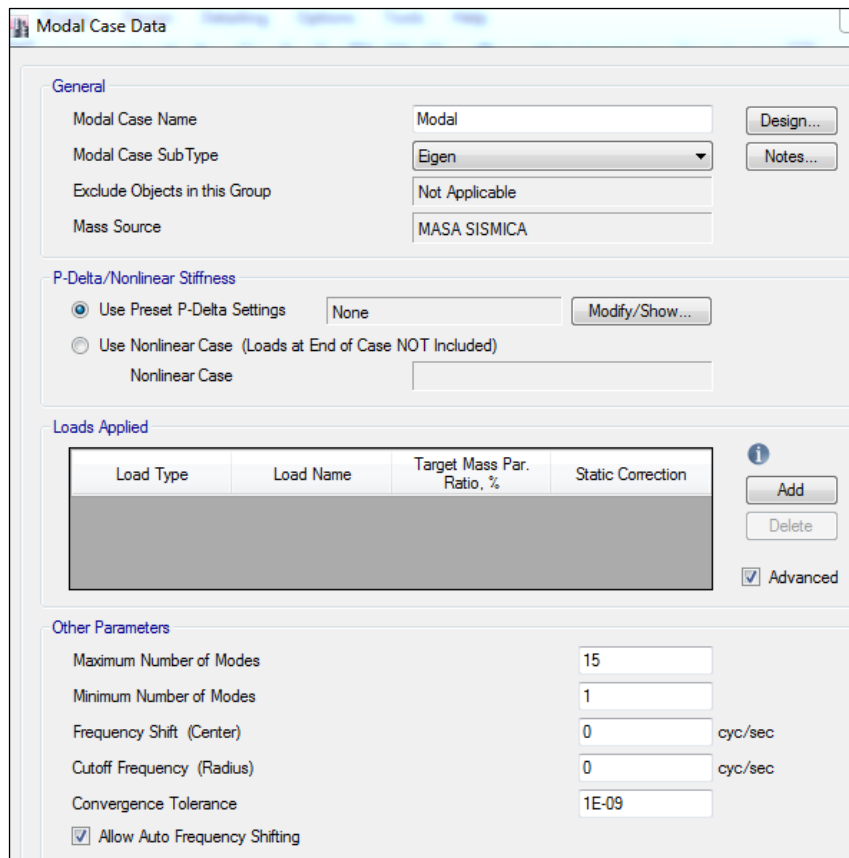


Figura 15. Características del caso modal, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

- Los diferentes tipos de cargas están definidos en el “patrón de cargas”

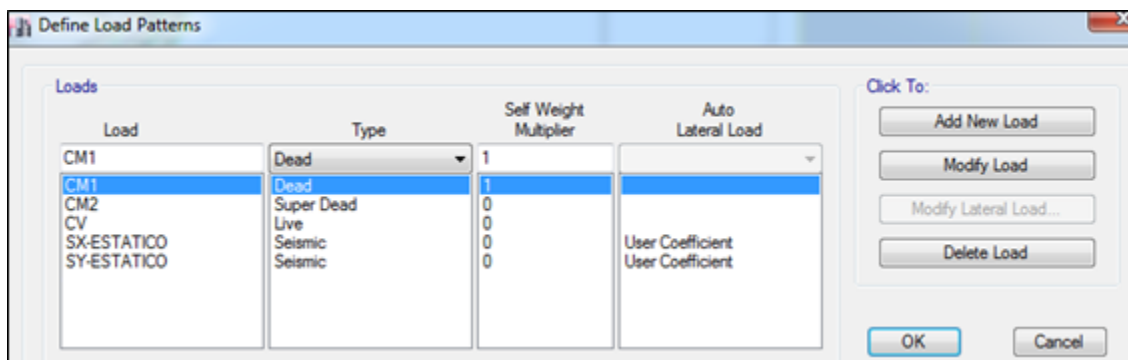


Figura 16. Características de los tipos de cargas, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

- Definición de la carga viva y carga muerta en el sistema aporticado.

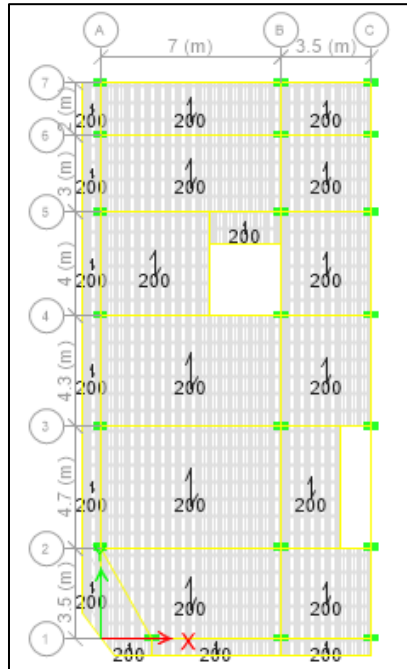


Figura 17. Definición de carga viva (en Kilogramos) para los entresijos, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

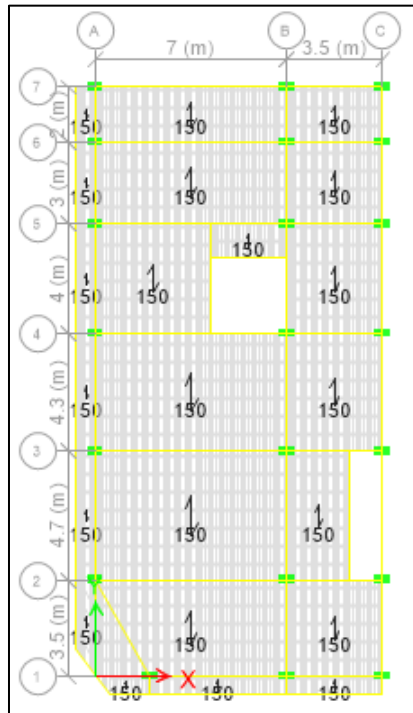


Figura 18. Definición de carga muerta (en Kilogramos) para los diferentes pisos, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

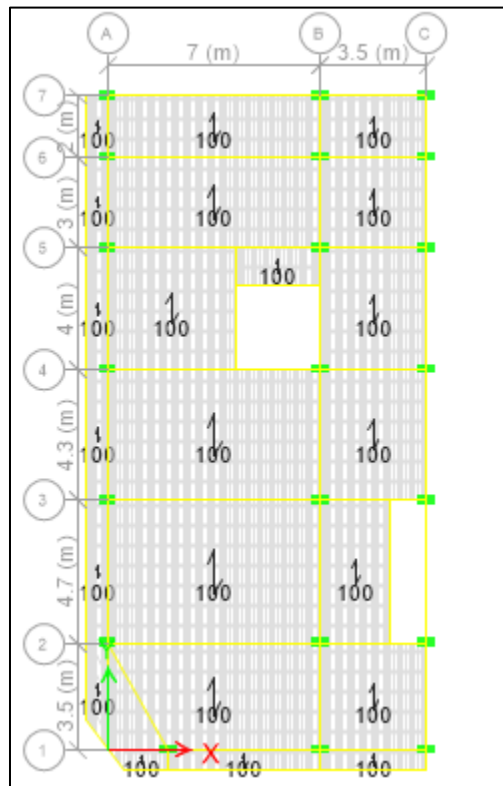


Figura 19. Definición de carga viva (en Kilogramos) para la azotea, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

- La base está siendo considerada como si estuviese completamente empotrada.

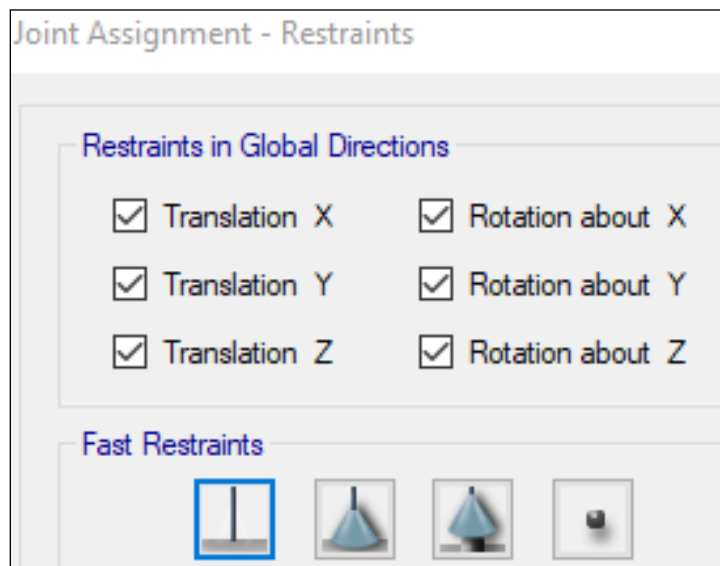


Figura 20. Características de las restricciones en las diferentes direcciones, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

5.1.3.2 Periodos y participación modal de la estructura.

El análisis modal se realizó con el software ETABS y resultaron modos de vibración que se muestran en la tabla 4.

Tabla 4
Masa que participa en el análisis modal

Modo	Periodo (seg.)	Frecuencia (cyc/sec)	Frecuencia circular (rad/sec)	Eigenvalor (rad ² /sec ²)	UX	UY	RZ	Suma UX	Suma UY	Suma RZ
1	0.631	1.584	9.9541	99.0847	0.0008	0.8578	0.0019	0.0008	0.8578	0.0019
2	0.462	2.164	13.595	184.8247	0.6621	0.00004	0.1794	0.6629	0.8578	0.1813
3	0.42	2.379	14.9463	223.3934	0.1735	0.0026	0.6625	0.8364	0.8604	0.8438
4	0.205	4.882	30.6724	940.7954	0.0001	0.0981	0.0003	0.8365	0.9585	0.8441
5	0.146	6.866	43.1392	1860.9895	0.0799	0	0.0287	0.9163	0.9585	0.8728
6	0.132	7.558	47.4894	2255.2412	0.031	0.0004	0.0774	0.9474	0.9588	0.9502
7	0.118	8.509	53.462	2858.1887	0.0001	0.0288	0.0001	0.9474	0.9876	0.9503
8	0.082	12.153	76.3584	5830.6048	0.0001	0.0099	0.0001	0.9475	0.9975	0.9504
9	0.08	12.518	78.6554	6186.6695	0.0217	0.0001	0.0123	0.9692	0.9976	0.9626
10	0.072	13.862	87.0997	7586.3502	0.0136	0.00004	0.0213	0.9827	0.9977	0.984
11	0.066	15.187	95.4233	9105.6064	0	0.0023	0.00001	0.9827	0.9999	0.984
12	0.054	18.665	117.2747	13753.3512	0.0075	0.000027	0.0056	0.9902	1	0.9895
13	0.048	20.865	131.0994	17187.0531	0.0063	0.000017	0.0073	0.9965	1	0.9968
14	0.041	24.205	152.0855	23130.0008	0.0017	0.000007	0.0015	0.9982	1	0.9983
15	0.037	27.32	171.6543	29465.2042	0.0018	0.000003	0.0017	1	1	1

Nota: Elaborado por el investigador, en base al reporte del programa ETABS.

La tabla 4 muestra los periodos de la edificación considerando los 15 primeros modos de vibración; del análisis se tiene que en el sentido XX tiene un periodo igual a $T_x=0.462$ segundos y en el sentido YY se tiene un periodo igual a $T_y=0.631$ segundos, todos los resultados pueden considerarse acertados ya que los movimientos para los 2 primeros modos de vibración son traslacionales y el tercero es rotacional.

En las figuras 21, 22 y 23 se puede apreciar que los primeros dos modos de vibración poseen un movimiento lateral predominante; Por otro lado, al apreciar el tercer modo de vibración, no se aprecia un movimiento lateral, sino que el movimiento torsional se vuelve predominante,

teniendo en cuenta que están en la dirección de los grados de libertad del diafragma se asume que la modelación se realizó de forma satisfactoria.

- Modos de vibración de la estructura aporticada

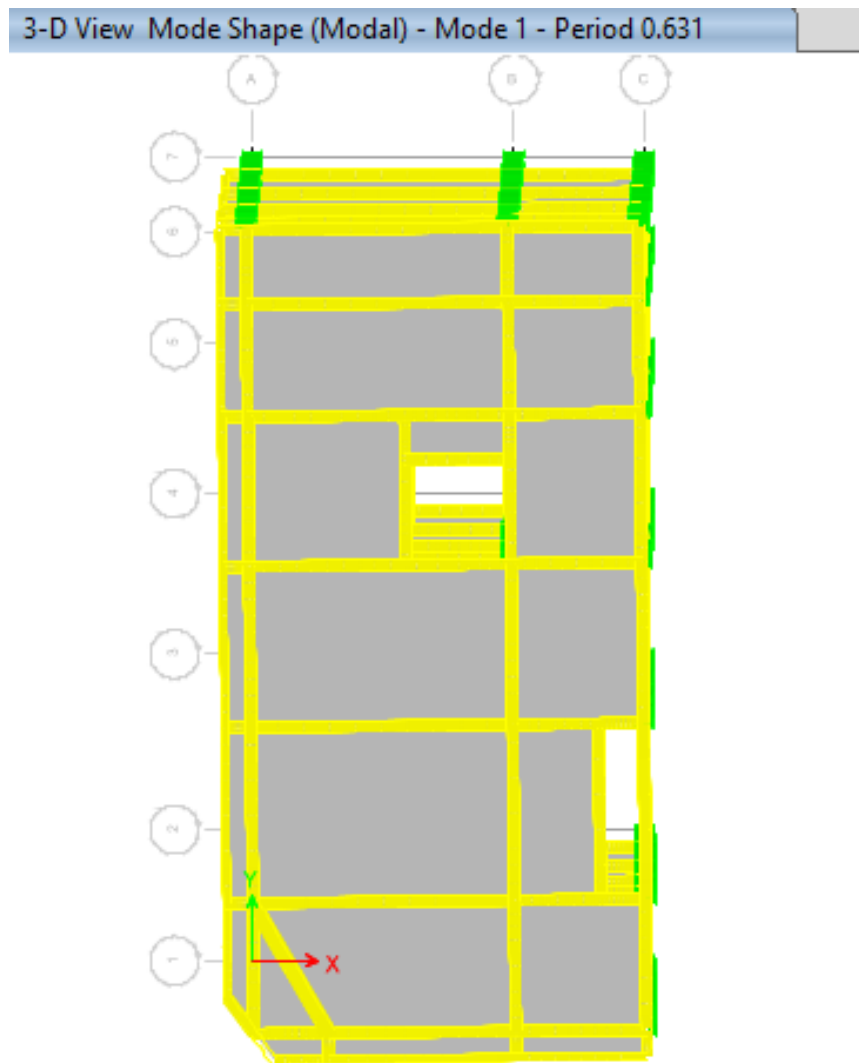


Figura 21. Vista de la primera forma del modo de vibración, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

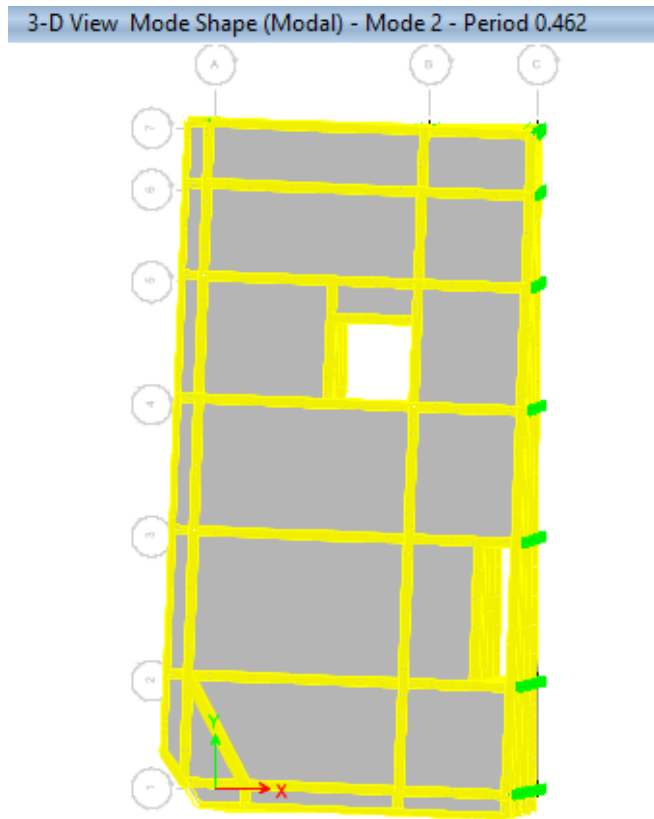


Figura 22. Vista de la segunda forma del modo de vibración, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

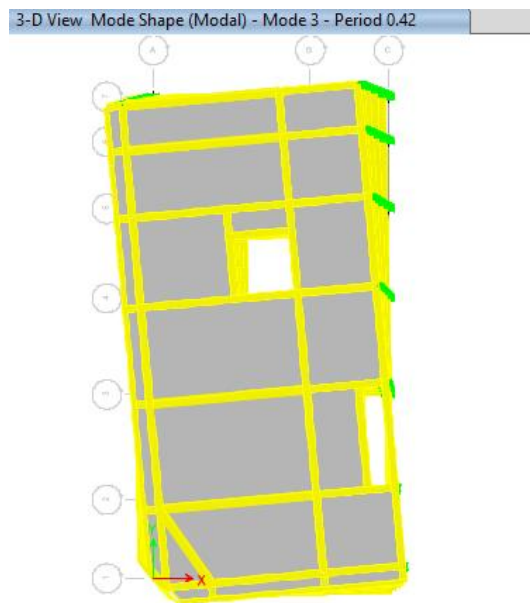


Figura 23. Vista de la forma del tercer modo de vibración, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

5.1.4 Análisis estático de la estructura

5.1.4.1 Peso estimado de la estructura.

La obtención del peso sísmico de una estructura, tiene que seguir lo indicado en la NTE E.030 (2018), en el cual especifica que varía en función a el tipo de edificación. La estructura destinada a uso común, está clasificada como categoría C; por lo cual, el peso sísmico que se va a considerar para el análisis, tiene que ser la suma del 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, como se mostró anteriormente en la Figura 14.

Tabla 5

Peso y masa para los diferentes niveles de la estructura

Piso	Diafragma	Masa X (tonf-s ² /m)	Masa Y (tonf-s ² /m)	Peso X (tonf)	Peso Y (tonf)	X _m	Y _m
5° Nivel	D1	13.71355	13.71355	134.53	134.53	5.14	10.87
4° Nivel	D1	15.42317	15.42317	151.30	151.30	5.14	10.87
3° Nivel	D1	15.42317	15.42317	151.30	151.30	5.14	10.87
2° Nivel	D1	15.42317	15.42317	151.30	151.30	5.14	10.87
1° Nivel	D1	15.50797	15.50797	152.13	152.13	5.14	10.87
		75.49103	75.49103	740.567	740.567		

Nota: Elaborado por el investigador, en base a el reporte del programa ETABS.

La tabla 5, muestra que el peso sísmico de la estructura es 740.567 toneladas.

5.1.4.2 Fuerza cortante acumulada que se aplica en la base.

Según la NTE E.030 (2018, indica que “la representación de la demanda por sismo es un conjunto de fuerzas que actúa en el centro de masas para cada entrepiso de la estructura; las estructuras que se podrán analizar con este procedimiento son las regulares de menos de 45 metros de altura, y las estructuras con muros portantes albañilería confinada o armada de menos de 15 metros de altura, en el caso que sean irregulares; y, en general, todas las estructuras irregulares o regulares, ubicadas en la zona 1”; la fuerza cortante acumulada que se aplica en la base de la edificación, en la dirección que se desea hallar, se determina usando la siguiente ecuación.

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times P ; \frac{C}{R} \geq 0.125 \quad (1)$$

Se tiene en cuenta que fuerza cortante acumulada para los niveles en los sentidos X e Y, dependen de los pesos que se calculan en la tabla 5; y es calculada con las siguientes ecuaciones:

$$F_i = \alpha_i \cdot V \quad (2)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_i(h_i)^k} \quad (3)$$

PARAMETROS SISMICOS

Z= 0.45 **ZONA 4**
 Region: LIMA
 Provincia: LIMA.
 Distrito: LOS OLIVOS

U= 1.00 **CATEGORIA C:** Edificaciones Comunes

S= 1.00 **Tipo de perfil de suelo**
 S1 : (Roca o Suelo Muy Rigido)

Tp= 0.40

Tl= 2.50

SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Tx= 0.40
Cx= 2.50 Coeficiente sísmico
Ty= 0.40
Cy= 2.50 Coeficiente sísmico

SISTEMA ESTRUCTURAL:

Restricciones a la Irregularidad: *No se permiten irregularidades extremas*

Categorías y Sistemas Estructurales: *Cualquier sistema.*

Rx: CONCRETO ARMADO: PORTICOS
Ry: CONCRETO ARMADO: PORTICOS


Tipo de Estructura = Regular en Altura
 Regular en Planta

Regularidad en Altura **1**

Regularidad en Planta **1**

COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS:

R_{ox}= 8.00 **Rx=** 8.00 **ZUCS/Rx= 0.1406**
R_{oy}= 8.00 **Ry=** 8.00 **ZUCS/Ry= 0.1406**



Perfil de suelo		S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)		0,3	0,4	0,6	1,0
T _l (s)		3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 24. Cálculo del porcentaje del peso de la estructura para la fuerza cortante en la base. Elaborado por el investigador.

Los pesos calculados, concentrados a nivel de los pisos, indicados en la tabla 5 serán multiplicados de acuerdo a la altura acumulada, según las ecuaciones 2 y 3, cuyo resultado es la fuerza cortante que actúa para cada piso y la fuerza cortante que se acumula en la base de la estructura.

Tabla 6

Fuerza cortante del análisis estático para los diferentes niveles de la edificación

Nivel	h_i (m)	$h_{acum.}$ (m)	$h_{acum} \times \text{Peso}$	α_i	Carga lateral	Cortante acumulada
5° Nivel	2.8	14.2	1910.3249	$\alpha_5 = 0.3046$	$v_5 = 35.87826$	$V_5 = 35.87826$
4° Nivel	2.8	11.4	1724.8348	$\alpha_4 = 0.2751$	$v_4 = 32.39452$	$V_4 = 68.27278$
3° Nivel	2.8	8.6	1301.1912	$\alpha_3 = 0.2075$	$v_3 = 24.43797$	$V_3 = 92.71075$
2° Nivel	2.8	5.8	877.54753	$\alpha_2 = 0.1399$	$v_2 = 16.48142$	$V_2 = 109.19218$
1° Nivel	3.0	3.0	456.39956	$\alpha_1 = 0.0728$	$v_1 = 8.57174$	$V_1 = 117.76392$

Nota: Elaborado por el investigador.

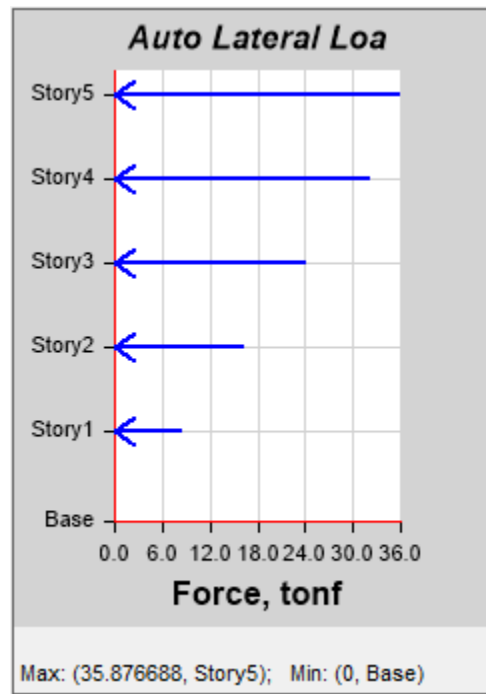


Figura 25. Cargas laterales del análisis estático aplicadas en cada entrepiso, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

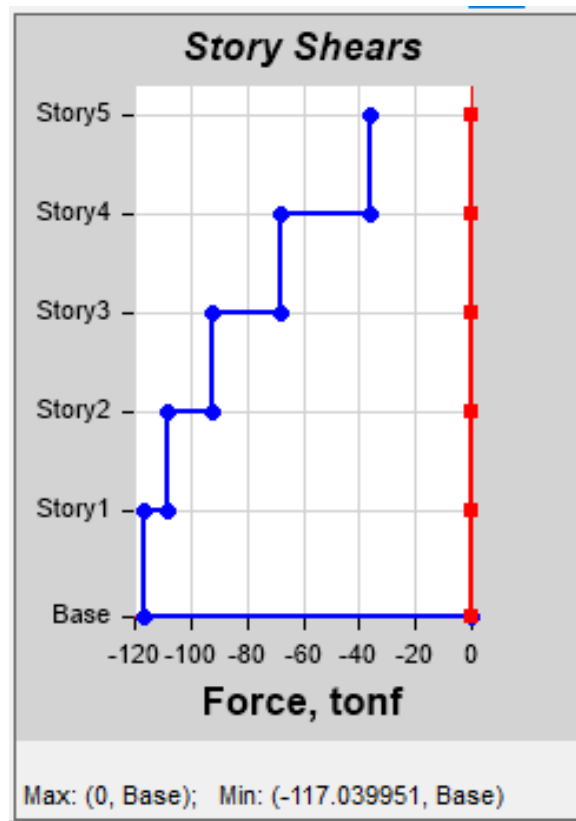


Figura 26. Fuerza cortante que se acumula en la base debido al análisis estático, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

5.1.5 Análisis dinámico de la estructura.

Para estimar el comportamiento de una estructura, el análisis dinámico es considerado como procedimiento con mejor precisión que el análisis estático, porque incluye la masa y la rigidez de la estructura; y según la NTE E.030 (2018), indica que “cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral; y el análisis dinámico tiempo - historia podrá emplearse como un procedimiento complementario al análisis estático y al análisis dinámico espectral y deberá utilizarse un modelo que considere el comportamiento histerético” (p.25). Se tiene diferentes datos para realizar un análisis dinámico modal espectral:

5.1.5.1 Espectro para el diseño.

Teniendo en cuenta la norma técnica de edificación E.030 (2018), indica que en las direcciones horizontales, independientemente, se tiene que usar un espectro inelástico, en el que se muestra el periodo versus la aceleración, mostrada en la siguiente ecuación.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \quad (4)$$

Los parámetros que se definen en la NTE E.030 (2018), descritos anteriormente en la figura 24, son usados para obtener el espectro de aceleraciones, los cuales se muestran en la tabla 7.

Tabla 7

Aceleración espectral versus periodo de vibración de la edificación

Periodo (seg)	c	Z.U.C.S.	ZUCS/R	S _a
0.00	2.500	1.125	0.140625	1.3795
0.10	2.500	1.125	0.140625	1.3795
0.20	2.500	1.125	0.140625	1.3795
0.30	2.500	1.125	0.140625	1.3795
0.40	2.500	1.125	0.140625	1.3795
0.50	2.000	0.900	0.1125	1.1036
0.60	1.667	0.750	0.09375	0.9197
0.70	1.429	0.643	0.080357	0.7883
0.80	1.250	0.563	0.070313	0.6898
0.90	1.111	0.500	0.0625	0.6131
1.00	1.000	0.450	0.05625	0.5518
1.20	0.833	0.375	0.046875	0.4598
1.40	0.714	0.321	0.040179	0.3942
1.60	0.625	0.281	0.035156	0.3449
1.80	0.556	0.250	0.03125	0.3066
2.00	0.500	0.225	0.028125	0.2759
2.20	0.455	0.205	0.025568	0.2508
2.40	0.417	0.188	0.023438	0.2299
2.60	0.370	0.166	0.020803	0.2041
2.80	0.319	0.143	0.017937	0.1760
3.00	0.278	0.125	0.015625	0.1533
3.20	0.244	0.110	0.013733	0.1347
3.40	0.216	0.097	0.012165	0.1193
3.60	0.193	0.087	0.010851	0.1064
3.80	0.173	0.078	0.009739	0.0955
4.00	0.156	0.070	0.008789	0.0862
5.00	0.100	0.045	0.005625	0.0552
6.00	0.069	0.031	0.003906	0.0383

Nota: Elaborado por el investigador.

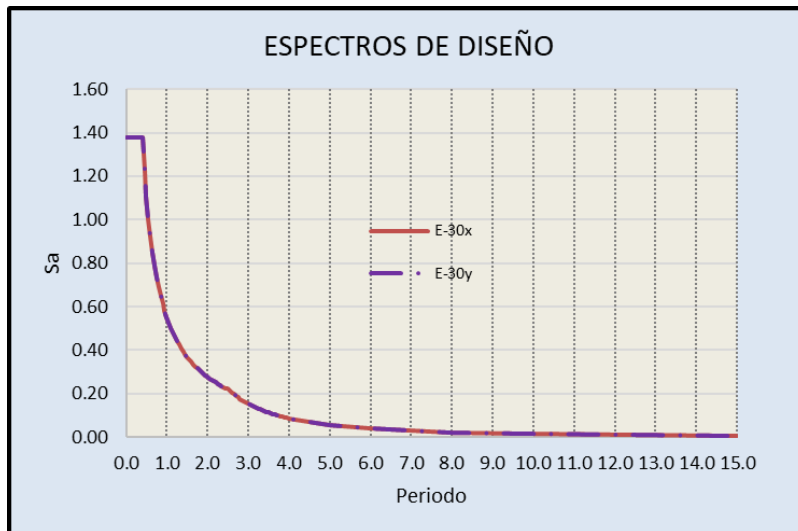


Figura 27. Espectro de diseño sísmico, periodo versus aceleración espectral, según NTE E.030. Elaborado por el investigador.

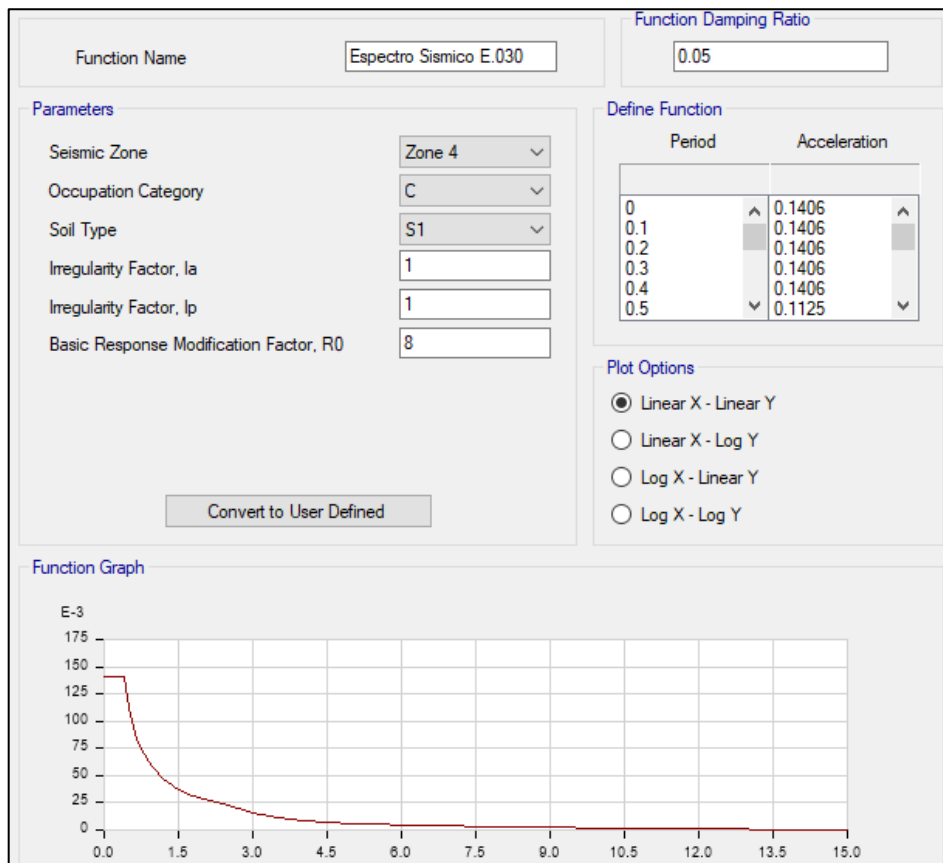


Figura 28. Definición del espectro de diseño, periodo versus aceleración espectral, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

5.1.5.2 Método para la combinación modal.

La N.T.E. E.030 (2018), indica que “mediante los criterios de combinación, se podrá obtenerse la respuesta máxima esperada; la respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa (CQC) de los valores calculados para cada modo; donde r , representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas; β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05; ω_i , ω_j son las frecuencias angulares de los modos i , j ” (p.26).

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i p_{ij} r_j} \quad (5)$$

$$p_{ij} = \frac{8 \beta^2 (1 + \gamma) \gamma^{3/2}}{(1 + \gamma^2)^2 + 4 \beta^2 \gamma (1 + \gamma)^2} \quad \gamma = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (6)$$

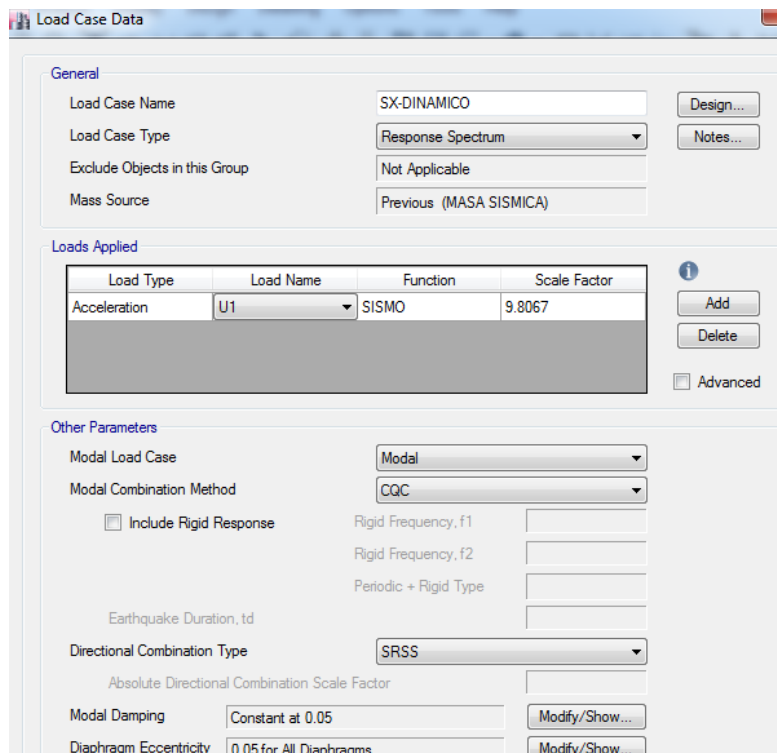


Figura 29. Definición de la combinación direccional para el espectro de diseño en X, modelado en el programa

ETABS. Elaborado por el investigador.

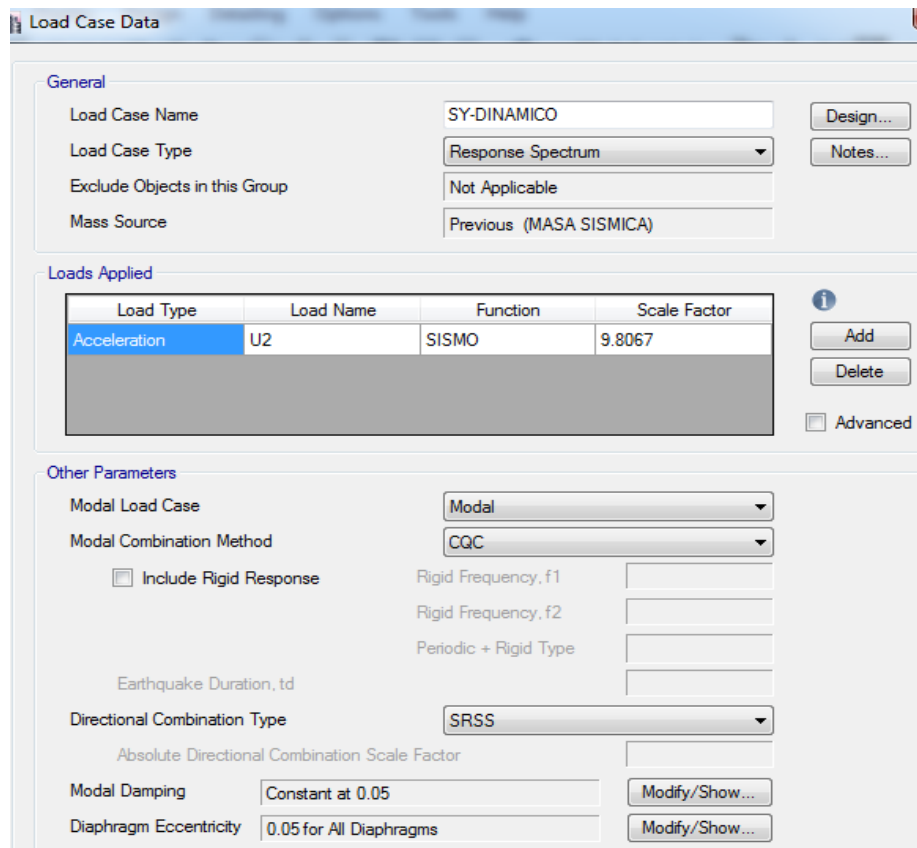


Figura 30. Definición de la combinación direccional para el espectro de diseño en Y, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

5.1.5.3 Análisis para verificar la regularidad estructural.

La N.T.E E.030 (2018), menciona que las edificaciones se clasifican como irregulares o regulares para:

- Determinar el coeficiente de reducción sísmica R
- Establecer los procedimientos para el análisis.
- Cumplir con la restricción de irregularidad de la Tabla N°10, “Categoría y regularidad de las edificaciones”.

La N.T.E. E.030 (2018), menciona que “las edificaciones consideradas como regulares tienen configuración sismorresistente, la cual no tienen las irregularidades mencionadas en las Tabla N°8 - Irregularidades estructurales en altura y Tabla N°9 - Irregularidades estructurales en

planta, en ambos casos descritos, el factor I_a o I_p tiene que ser igual a 1”. Las edificaciones que son consideradas como irregulares, presentan alguna de las irregularidades mencionadas en la Tabla N°8 y Tabla N°9 de la misma norma.

Para realizar un análisis tentativo o inicial, se está considerando que: $I_a=1$ e $I_p=1$; y teniendo en cuenta los requerimientos indicados en las tablas 8 y 9 de la norma técnica de edificaciones E.030, se procede a realizar la verificación de la irregularidad en planta o altura respectivamente.

5.1.5.3.1 Irregularidades Estructurales en Altura

A) *Irregularidad de rigidez – piso blando*, (factor de irregularidad, $I_a = 0.75$). Según N.T.E. E.030 (2018) menciona que “existe la mencionada irregularidad de rigidez cuando, la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 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. Para esto, 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.19). Teniendo en cuenta lo anterior, la estructura analizada debe cumplir con los siguientes parámetros para que sea irregular:

$$\text{Primera condición: } \frac{V_i}{\Delta_i} \leq 0.7 \left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}} \right) \quad (7)$$

$$\text{Segunda condición: } \frac{V_i}{\Delta_i} \leq \frac{0.8}{3} \left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}} + \frac{V_{i+2}}{\Delta_{i+2}} + \frac{V_{i+3}}{\Delta_{i+3}} \right) \quad (8)$$

Teniendo en cuenta que la edificación analizada se verificó que el valor del desplazamiento relativo lateral es menor a 0.007, por lo cual se procede a realizar la verificación para constatar que cumpla, como indica la mencionada norma, con la primera condición, resultando lo siguiente, en los sentidos XX y YY:

Tabla 8

Análisis para verificar la primera condición de rigidez en la dirección X

Nivel	Fuerzas	Cortante (ton)	$\Delta_m =$ Desp. rel.	$\frac{V_i}{\Delta_i}$ (ton/m)	$0.7\left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}}\right)$	Primera Condición
5° Nivel	SX-DINAMICO	24.3968	0.001377	17,717.36		
4° Nivel	SX-DINAMICO	46.1628	0.002181	21,165.89	12,402.14	FALSO
3° Nivel	SX-DINAMICO	63.0385	0.002826	22,306.62	14,816.12	FALSO
2° Nivel	SX-DINAMICO	74.8904	0.003162	23,684.50	15,614.63	FALSO
1° Nivel	SX-DINAMICO	80.9442	0.002442	33,146.68	16,579.15	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador.

Tabla 9

Análisis para verificar la primera condición de rigidez en la dirección Y

Nivel	Fuerzas	Cortante (ton)	$\Delta_m =$ Desp. rel.	$\frac{V_i}{\Delta_i}$ (ton/m)	$0.7\left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}}\right)$	Primera Condición
5° Nivel	SY-DINAMICO	19.7451	0.001305	15,130.34		
4° Nivel	SY-DINAMICO	36.6953	0.002199	16,687.27	10,591.24	FALSO
3° Nivel	SY-DINAMICO	49.6836	0.002901	17,126.37	11,681.09	FALSO
2° Nivel	SY-DINAMICO	59.4023	0.003366	17,647.74	12,353.42	FALSO
1° Nivel	SY-DINAMICO	65.2188	0.002970	21,959.19	15,371.43	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador.

Los cálculos realizados y mostrados en las tablas 8 y 9, indican que no se cumple con la primera condición, para las dos direcciones. Razón por lo cual, se tiene que verificar la segunda condición:

Tabla 10

Análisis para verificar la segunda condición de rigidez en la dirección X

Nivel	Fuerzas	Cortante (ton)	$\Delta_m =$ Desp. rel.	$\frac{0.8xV_{i+1}}{\Delta_{i+1}}$	$\frac{0.8xV_{i+2}}{\Delta_{i+2}}$	$\frac{0.8xV_{i+3}}{\Delta_{i+3}}$	$\frac{1}{3}\left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}} + \frac{V_{i+2}}{\Delta_{i+2}} + \frac{V_{i+3}}{\Delta_{i+3}}\right)$	Segunda Condición
5° Nivel	SX-DINAMICO	24.3968	0.001377					
4° Nivel	SX-DINAMICO	46.1628	0.002181	14,173.8				
3° Nivel	SX-DINAMICO	63.0385	0.002826	16,932.7	14,173.8			
2° Nivel	SX-DINAMICO	74.8904	0.003162	17,845.2	16,932.7	14,173.8	16,317.3	FALSO
1° Nivel	SX-DINAMICO	80.9442	0.002442	18,947.6	17,845.2	16,932.7	17,908.54	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 11

Análisis para verificar la segunda condición de rigidez en la dirección YY

Nivel	Fuerzas	Cortante (ton)	$\Delta_m =$ Desp. rel.	$\frac{0.8xV_{i+1}}{\Delta_{i+1}}$	$\frac{0.8xV_{i+2}}{\Delta_{i+2}}$	$\frac{0.8xV_{i+3}}{\Delta_{i+3}}$	$\frac{1}{3}(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}} + \frac{V_{i+2}}{\Delta_{i+2}} + \frac{V_{i+3}}{\Delta_{i+3}})$	Segunda Condición
5° Nivel	SY-DINAMICO	19.7451	0.001305					
4° Nivel	SY-DINAMICO	36.6953	0.002199	12,104.2				
3° Nivel	SY-DINAMICO	49.6836	0.002901	13,349.8	12,104.2			
2° Nivel	SY-DINAMICO	59.4023	0.003366	13,701.1	13,349.8	12,104.2	13,051.73	FALSO
1° Nivel	SY-DINAMICO	65.2188	0.002970	14,118.2	13,701.1	13,349.8	13,723.1	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

El cálculo mostrado en la tabla 10 y 11, reflejan que no se cumple la segunda condición.

Razón por la cual se está concluyendo que NO hay irregularidad de rigidez – piso blando.

B) Irregularidades de resistencia – piso débil (factor de irregularidad, $I_a = 0.75$). Según la N.T.E. E.030 (2018) una estructura tiene irregularidad de resistencia cuando, en un entrepiso, la resistencia a fuerzas cortantes es menor que el 80 % de la resistencia del piso superior en ambos sentidos de análisis del edificio.

Teniendo en cuenta lo mencionado, la estructura analizada tiene que cumplir con los parámetros para que sea considerado como irregular:

$$K_i < 0.80 K_{i+1}$$

Tabla 12

Análisis para verificar la condición de resistencia en la dirección X

Nivel	Fuerzas	Cortante Acumulada (Ton)	Rigidez Lateral (Ton/m)	Resistencia (Ton)	$0.8xK_{i+1}$	Verificación
5° Nivel	SX-DINAMICO	24.3968	17,717.36	372.06		
4° Nivel	SX-DINAMICO	46.1628	21,165.89	444.48	297.65	FALSO
3° Nivel	SX-DINAMICO	63.0385	22,306.62	468.44	355.59	FALSO
2° Nivel	SX-DINAMICO	74.8904	23,684.50	497.38	374.75	FALSO
1° Nivel	SX-DINAMICO	80.9442	33,146.68	696.08	397.89	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 13

Análisis para verificar la condición de resistencia en la dirección Y

Nivel	Fuerzas	Cortante Acumulada (Ton)	Rigidez Lateral (Ton/m)	Resistencia (Ton)	$0.8 \times K_{i+1}$	Verificación
5° Nivel	SY-DINAMICO	19.7451	15,130.34	317.737		
4° Nivel	SY-DINAMICO	36.6953	16,687.27	350.43	254.19	FALSO
3° Nivel	SY-DINAMICO	49.6836	17,126.37	359.65	280.35	FALSO
2° Nivel	SY-DINAMICO	59.4023	17,647.74	370.60	287.72	FALSO
1° Nivel	SX-DINAMICO	65.2188	21,959.19	461.143	296.48	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

El análisis mostrado tiene valores superiores a 0.80, con lo que se puede concluir que NO se tiene una irregularidad de resistencia – piso débil en la edificación.

C) Irregularidad extrema de rigidez (factor de irregularidad, $I_a = 0.50$). La N.T.E. E.030 (2018) indica que “se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando 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 promedio de los 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, ambas evaluadas por la misma condición de la carga” (p.19).

La tabla N°10, de la NTE E.030 (2018), indica que para el uso de la estructura y ubicada en la Zona más crítica no se admiten irregularidades extremas. En conclusión, bajo ninguna circunstancia, la edificación analizada puede presentar este tipo de irregularidad.

Según lo mencionado, la estructura analizada tiene que cumplir con la siguiente condición para ser considerado como irregular:

$$\text{Primera condición: } \frac{V_i}{\Delta_i} \leq 0.6 \left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}} \right) \quad (10)$$

$$\text{Segunda condición: } \frac{V_i}{\Delta_i} \leq \frac{0.7}{3} \left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}} + \frac{V_{i+2}}{\Delta_{i+2}} + \frac{V_{i+3}}{\Delta_{i+3}} \right) \quad (11)$$

Teniendo en cuenta el análisis realizado anteriormente no cumple con la irregularidad de rigidez – piso blando, tampoco debe cumplir con la condición de la presente irregularidad.

D) Irregularidad extrema de resistencia (factor de irregularidad, $I_a = 0.50$). La N.T.E. E.030 (2018) menciona que “una estructura tiene irregularidad extrema de resistencia cuando la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior en cualquiera de las direcciones de análisis”.

La tabla N°2, de la NTE E.030 (2018), indica que para el uso de la estructura y ubicada en la Zona más crítica no se admiten irregularidades extremas. En conclusión, bajo ninguna circunstancia, la edificación analizada puede presentar este tipo de irregularidad. Según lo mencionado, la estructura analizada tiene que cumplir con la siguiente condición para que sea considerada como irregular:

$$K_i < 0.65 K_{i+1}$$

El análisis realizado anteriormente no cumple con la condición para irregularidades de resistencia – piso; tampoco debe cumplir con la condición de la presente irregularidad.

E) Irregularidad de masa o peso (factor de irregularidad, $I_a = 0.90$). Según la N.T.E. E.030 (2018) considera que “la irregularidad de masa o peso cuando el peso de un piso, según el artículo 26, es mayor que 1.5 veces del peso de un piso adyacente; criterio no considerado para azoteas ni sótanos”.

Teniendo en cuenta lo mencionado, la estructura analizada tiene que cumplir con lo siguiente para que pueda ser considerado como irregular:

$$M_i > 1.50 M_{i+1}$$

$$M_i > 1.50 M_{i-1}$$

Tabla 14

Análisis para verificar la condición de irregularidad de masa

Nivel	Diafr.	M _i (tonf- s ² /m)	M _{i+1} (tonf- s ² /m)	1.50.M _{i+1} (tonf- s ² /m)	Verific.	M _{i-1} (tonf-s ² /m)	1.50.M _{i-1} (tonf- s ² /m)	Verific.
5° Nivel	D1	13.713				15.423	23.13	FALSO
4° Nivel	D1	15.423	13.713	20.57	FALSO	15.423	23.13	FALSO
3° Nivel	D1	15.423	15.423	23.13	FALSO	15.423	23.13	FALSO
2° Nivel	D1	15.423	15.423	23.13	FALSO	15.423	23.26	FALSO
1° Nivel	D1	15.508	15.423	23.13	FALSO			

Nota: Elaborado por el investigador

La tabla 14 muestra el incumpliendo de la verificación. Razón por lo que se puede concluir que la edificación NO posee una irregularidad de este tipo.

F) Irregularidad geométrica vertical (factor de irregularidad, I_a = 0.90). La N.T.E. E.030 (2018) indica que “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 en cualquiera de las direcciones de análisis; criterio no considerado para azoteas ni sótanos”.

Teniendo en cuenta lo mostrado, la estructura analizada debe que cumplir lo siguiente para que sea considerado como irregular:

$$b_i > 1.30 b_{i+1} \quad (15)$$

$$b_i > 1.30 b_{i-1} \quad (16)$$

La edificación NO cumple con la condición, ya que la estructura propuesta tiene forma cuadrada.

G) Discontinuidad en los sistemas resistentes (factor de irregularidad, I_a = 0.80). Según la N.T.E. E.030 (2018) una estructura es irregular cuando “en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante, se tiene un desalineamiento vertical, tanto como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento o por un cambio

de orientación. La estructura analizada no cumple con lo mencionado, pues las columnas tienen las mismas dimensiones desde la base”. Por lo tanto, NO existe discontinuidad.

H) *Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes (factor de irregularidad, $I_a = 0.60$)*. La N.T.E. E.030 (2018) indica que “una estructura tiene discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos, supere el 25% de la fuerza cortante total”. Al no cumplir con la irregularidad anterior, tampoco se cumple con esta irregularidad.

5.1.5.3.2 Irregularidades Estructurales en Planta

A) *Irregularidad Torsional (Factor de Irregularidad, $I_p = 0.75$)*. La N.T.E. E.030 (2018) menciona que “existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las dimensiones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}), .se menciona que este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible” (p.20). Según lo mencionado, la estructura analizada debe cumplir con lo siguiente para ser considerada irregular:

$$Si \frac{\Delta_{max}}{h_i} \geq 0.5 \frac{\Delta}{h} \text{ limite} \rightarrow \frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.3 \text{ prom} \left(\frac{\Delta_{prom}}{h_i} \right) \quad (17)$$

Tabla 15

Verificación de la condición de irregularidad torsional

Nivel	Fuerzas	Deriva $\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Derivax}0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} < 0.007$	$\frac{\Delta_{CM}}{h_i}$	$0.5 \frac{\Delta_i}{h_i} \text{ permisible}$	Verificación
5° Nivel	SX-DINAMICO	0.000459	0.002754	OK		
4° Nivel	SX-DINAMICO	0.000727	0.004362	OK		
3° Nivel	SX-DINAMICO	0.000942	0.005652	OK	0.006324	0.0035 Chequear
2° Nivel	SX-DINAMICO	0.001053	0.006324	OK		
1° Nivel	SX-DINAMICO	0.000813	0.004882	OK		

Nota: Elaborado por el investigador

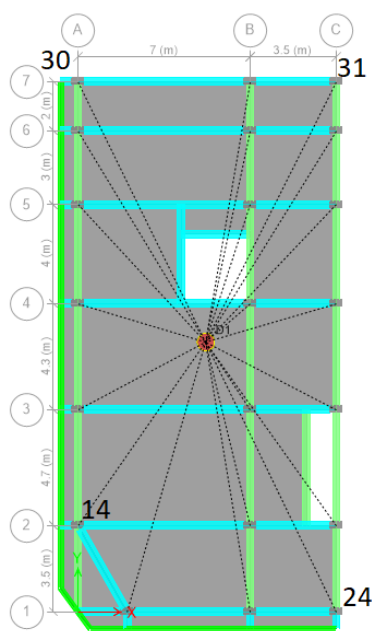


Figura 31. Vista de enumeración de las esquinas para la verificación de la irregularidad torsional, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

Tabla 16

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 1 (nudo 14)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$
5° Nivel	14	SX-DINAMICO	0.00996	0.000372	0.002230	
4° Nivel	14	SX-DINAMICO	0.008845	0.000593	0.003556	
3° Nivel	14	SX-DINAMICO	0.007067	0.000774	0.004642	0.005206
2° Nivel	14	SX-DINAMICO	0.004746	0.000868	0.005206	
1° Nivel	14	SX-DINAMICO	0.002143	0.000714	0.004286	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 17

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 2 (nudo 17)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$
5° Nivel	24	SX-DINAMICO	0.011258	0.000416	0.002498	
4° Nivel	24	SX-DINAMICO	0.010009	0.000667	0.004002	
3° Nivel	24	SX-DINAMICO	0.008008	0.000873	0.005238	0.005894
2° Nivel	24	SX-DINAMICO	0.005389	0.000982	0.005894	
1° Nivel	24	SX-DINAMICO	0.002442	0.000814	0.004884	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 18

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 3 (nudo 30)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$
5° Nivel	30	SX-DINAMICO	0.008153	0.000317	0.001902	
4° Nivel	30	SX-DINAMICO	0.007202	0.000495	0.002968	
3° Nivel	30	SX-DINAMICO	0.005718	0.000639	0.003832	0.004242
2° Nivel	30	SX-DINAMICO	0.003802	0.000707	0.004242	
1° Nivel	30	SX-DINAMICO	0.001681	0.000561	0.003362	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 19

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 4 (nudo 31)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$
5° Nivel	31	SX-DINAMICO	0.008153	0.000317	0.001902	
4° Nivel	31	SX-DINAMICO	0.007202	0.000495	0.002968	
3° Nivel	31	SX-DINAMICO	0.005718	0.000639	0.003832	0.004242
2° Nivel	31	SX-DINAMICO	0.003802	0.000707	0.004242	
1° Nivel	31	SX-DINAMICO	0.001681	0.000561	0.003362	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 20

Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional

N° Esquina	Nudo	Case	$\frac{\Delta}{h} \cdot MAX$	$\frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	$\frac{\Delta}{h} \cdot MAX / \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	Verificación
1	18	SX-DINAMICO	0.005206		1.0633	FALSO
2	19	SX-DINAMICO	0.005894	0.004896	1.2038	FALSO
3	20	SX-DINAMICO	0.004242		0.8664	FALSO
4	21	SX-DINAMICO	0.004242		0.8664	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

El análisis que se realizó a la edificación, en la dirección X, indica que no cumple esta condición, por lo tanto la edificación NO tiene esta irregularidad.

Tabla 21

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 1 (nudo 14)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$
5° Nivel	14	SY-DINAMICO	0.011825	0.000378	0.002266	
4° Nivel	14	SY-DINAMICO	0.010692	0.000654	0.003924	
3° Nivel	14	SY-DINAMICO	0.00873	0.000883	0.005296	0.006226
2° Nivel	14	SY-DINAMICO	0.006082	0.0001038	0.006226	
1° Nivel	14	SY-DINAMICO	0.002969	0.000990	0.005938	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 22

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 2 (nudo 17)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$
5° Nivel	24	SY-DINAMICO	0.011162	0.000354	0.002124	
4° Nivel	24	SY-DINAMICO	0.0101	0.000616	0.003698	
3° Nivel	24	SY-DINAMICO	0.008251	0.000835	0.005008	0.005894
2° Nivel	24	SY-DINAMICO	0.005747	0.000982	0.005894	
1° Nivel	24	SY-DINAMICO	0.0028	0.000933	0.005600	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 23

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 3 (nudo 30)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$
5° Nivel	30	SY-DINAMICO	0.011825	0.000575	0.003450	
4° Nivel	30	SY-DINAMICO	0.01012	0.000457	0.002740	
3° Nivel	30	SY-DINAMICO	0.00873	0.000994	0.005966	0.005966
2° Nivel	30	SY-DINAMICO	0.005747	0.000926	0.005556	
1° Nivel	30	SY-DINAMICO	0.002969	0.000990	0.005938	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 24

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 4 (nudo 31)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot \text{MAX}$
5° Nivel	31	SY-DINAMICO	0.011162	0.000354	0.002124	
4° Nivel	31	SY-DINAMICO	0.0101	0.000616	0.003698	
3° Nivel	31	SY-DINAMICO	0.008251	0.000835	0.005008	0.005894
2° Nivel	31	SY-DINAMICO	0.005747	0.000982	0.005894	
1° Nivel	31	SY-DINAMICO	0.0028	0.000933	0.005600	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 25

Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional

N° Esquina	Nudo	Case	$\frac{\Delta}{h} \cdot \text{MAX}$	$\frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	$\frac{\Delta}{h} \cdot \text{MAX} / \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	Verificación
1	14	SY-DINAMICO	0.006226		0.9248	FALSO
2	24	SY-DINAMICO	0.005894	0.006732	0.8755	FALSO
3	30	SY-DINAMICO	0.005966		0.8862	FALSO
4	31	SY-DINAMICO	0.005894		0.8755	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

El análisis que se realizó a la edificación, en la dirección Y, indica que no cumple esta condición, por lo tanto la edificación NO tiene esta irregularidad.

B) Irregularidad torsional extrema (factor de irregularidad, $I_p = 0.60$). Según la N.T.E. E.030 (2018) indica que “existe irregularidad torsional extrema cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}), este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible” (p.20). Según lo mencionado anteriormente, la estructura analizada tiene que cumplir lo siguiente para que pueda ser considerado como irregular torsional extrema:

$$\text{Si } \frac{\Delta_{max}}{h_i} \geq 0.5 \frac{\Delta}{h} \rightarrow \frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.5prom \left(\frac{\Delta_i}{h_i} \right) \quad (18)$$

Tabla 26

Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional extrema

Nº Esquina	Nudo	Case	$\frac{\Delta}{h} \cdot MAX$	$\frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	$\frac{\Delta}{h} \cdot MAX / \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	Verificación
1	14	SX-DINAMICO	0.005206		1.063	FALSO
2	24	SX-DINAMICO	0.005894	0.004896	1.203	FALSO
3	30	SX-DINAMICO	0.004242		0.866	FALSO
4	31	SX-DINAMICO	0.004242		0.866	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

El análisis que se realizó a la edificación, en la dirección X, indica que no cumple esta condición, por lo tanto la edificación NO tiene esta irregularidad.

Tabla 27

Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional extrema

Nº Esquina	Nudo	Case	$\frac{\Delta}{h} \cdot MAX$	$\frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	$\frac{\Delta}{h} \cdot MAX / \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	Verificación
1	14	SY-DINAMICO	0.006226		1.038	FALSO
2	24	SY-DINAMICO	0.005894	0.005995	0.983	FALSO
3	30	SY-DINAMICO	0.005966		0.995	FALSO
4	31	SY-DINAMICO	0.005894		0.983	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

El análisis que se realizó a la edificación, en la dirección Y, indica que no cumple esta condición, por lo tanto la edificación NO tiene esta irregularidad

C) Esquinas entrantes (factor de irregularidad, $I_p = 0.90$). La N.T.E. E.030 (2018) indica que “una estructura que tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta se califica como irregular”.

La estructura analizada no cumple con lo mencionado, pues la estructura propuesta tiene una configuración rectangular.

D) Discontinuidad del diafragma (factor de irregularidad, $I_p = 0.85$). Según la N.T.E. E.030 (2018) menciona que “una 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 menciona que 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 de la planta” (p.20). La estructura analizada no cumple con lo mencionado pues la estructura planteada tiene una configuración rectangular y no tiene discontinuidades.

E) Sistemas no paralelos (factor de irregularidad, $I_p = 0.90$). Según la N.T.E. E.030 (2018) menciona que “se considera que existe este tipo de irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones analizadas, los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos; también indica que no se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso”.

La estructura analizada no cumple con lo mencionado, pues la estructura propuesta tiene una forma rectangular.

Luego de haber realizado el análisis de las irregularidades se puede concluir que la edificación analizada NO tiene una configuración Irregular.

5.1.5.4 Análisis para verificar el coeficiente de reducción.

Según N.T.E. E.030 (2018), el coeficiente para reducir las fuerzas de sismo se determina multiplicando el coeficiente R_o con los factores calculados (I_a y I_p), por lo cual:

$$R = I_a * I_p * R_o$$

Con los cálculos realizados previamente, se tiene la confirmación que el valor para el coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas tiene un valor de $R_o = 8$ y la estructura

analizada tiene una configuración regular. Por lo tanto, el valor final para el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R es:

$$R = 8 * 1 * 1 = 8$$

De esta manera, se puede corroborar que lo que se asumió previamente es correcto.

5.1.5.5 Distorsión de los entrepisos.

La N.T.E. E.030 (2018) menciona “para el caso de estructuras regulares, los desplazamientos relativos laterales o distorsiones se calcularán multiplicando por el 75% de R y los resultados obtenidos en el análisis elástico lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Entonces, para la estructura irregular, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.85 R los resultados obtenidos del análisis lineal estático, esta estructura de pórticos concreto armado, se tiene un límite para la distorsión del entrepiso de 0.007” (p.29). Las tablas 28 y 29 muestran que la distorsión de pisos no sobrepasa lo normado.

Tabla 28

Análisis para las distorsiones admisibles para la dirección X

Nivel	Fuerzas	Drift o Deriva	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} < 0.007$
5° Nivel	SXDINAMICO	0.000459	0.002754	OK
4° Nivel	SXDINAMICO	0.000727	0.004362	OK
3° Nivel	SXDINAMICO	0.000942	0.005662	OK
2° Nivel	SXDINAMICO	0.001054	0.006324	OK
1° Nivel	SXDINAMICO	0.000814	0.004884	OK

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 29

Análisis para las distorsiones admisibles para la dirección Y

Nivel	Fuerzas	Drift o Deriva	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} < 0.007$
5° Nivel	SYDINAMICO	0.000435	0.00261	OK
4° Nivel	SYDINAMICO	0.000733	0.004398	OK
3° Nivel	SYDINAMICO	0.000967	0.005802	OK
2° Nivel	SYDINAMICO	0.001122	0.006732	OK
1° Nivel	SYDINAMICO	0.00099	0.005941	OK

Nota: Elaborado por el investigador

Considerando las tablas 28 y 29, la edificación cumple con las máximas distorsiones.

5.1.5.6 Desplazamiento máximo de la estructura.

La fuerza por sismo aplicada sobre la edificación analizada produce unos desplazamientos laterales que están mostradas en:

Tabla 30

Análisis para el desplazamiento máximo para la dirección X

Nivel	Diafragma	Fuerzas	Deformación (m)	Desplazamiento(Defx0.75xR)
5° Nivel	D1	SX-DINAMICO	0.011518	0.06911
4° Nivel	D1	SX-DINAMICO	0.010243	0.06145
3° Nivel	D1	SX-DINAMICO	0.008197	0.04918
2° Nivel	D1	SX-DINAMICO	0.005518	0.03311
1° Nivel	D1	SX-DINAMICO	0.002502	0.01501

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 31

Análisis para el desplazamiento máximo para la dirección Y

Nivel	Diafragma	Fuerzas	Deformación (m)	Desplazamiento(Defy0.75xR)
5° Nivel	D1	SY-DINAMICO	0.01189	0.07131
4° Nivel	D1	SY-DINAMICO	0.01074	0.06447
3° Nivel	D1	SY-DINAMICO	0.008773	0.05264
2° Nivel	D1	SY-DINAMICO	0.006112	0.03667
1° Nivel	D1	SY-DINAMICO	0.002983	0.01791

Nota: Elaborado por el investigador

5.1.5.7 Fuerza cortante acumulada mínima.

Según la N.T.E. E.030 (2018) menciona que “en el caso de estructuras regulares, la fuerza cortante acumulada en la base de la estructura no puede ser menor que el 80% del valor de la fuerza cortante calculada; y en el caso de estructuras irregulares no puede ser menor que el 90%”.

Si es que lo mencionado no cumple, la demanda por sismo deberá incrementarse con el factor de escalamiento, el cual tiene que ser superior a 1; se debe tener en cuenta que el

escalamiento es solo para calcular las fuerzas internas, y no para analizar las distorsiones sísmicas.

La fuerza cortante dinámica que se acumula en el primer nivel es calculada por medio del programa ETABS, como se muestra en las siguientes imágenes.

Tabla 32

Fuerza cortante acumulada del análisis dinámico para los entresijos en XX

Nivel	Fuerzas	Ubicación	Vx (Ton)	Vy (Ton)
5° Nivel	SX-DINAMICO	Bottom	24.3968	0.9079
4° Nivel	SX-DINAMICO	Bottom	46.1628	1.7361
3° Nivel	SX-DINAMICO	Bottom	63.0385	2.4261
2° Nivel	SX-DINAMICO	Bottom	74.8904	2.9506
1° Nivel	SX-DINAMICO	Bottom	80.944	3.2719

Nota: Elaborado por el investigador, sobre el reporte del software ETABS.

Tabla 33

Fuerza cortante acumulada del análisis dinámico para los entresijos en YY

Nivel	Fuerzas	Ubicación	Vx (Ton)	Vy (Ton)
5° Nivel	SY-DINAMICO	Bottom	0.9787	19.7551
4° Nivel	SY-DINAMICO	Bottom	1.8768	36.6953
3° Nivel	SY-DINAMICO	Bottom	2.5709	49.6836
2° Nivel	SY-DINAMICO	Bottom	3.0498	59.5023
1° Nivel	SY-DINAMICO	Bottom	3.2719	65.2188

Nota: Elaborado por el investigador, sobre el reporte del software ETABS.

La fuerza cortante estática que se acumula en el primer nivel es calculada usando el programa ETABS, como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 34

Fuerza cortante acumulada del análisis estático para los entresijos en XX

Nivel	Fuerzas	Ubicación	Vx (Ton)	Vy (Ton)
5° Nivel	SX-ESTATICO	Bottom	-35.8767	0
4° Nivel	SX-ESTATICO	Bottom	-67.9874	0
3° Nivel	SX-ESTATICO	Bottom	-92.2113	0
2° Nivel	SX-ESTATICO	Bottom	-108.5484	0
1° Nivel	SX-ESTATICO	Bottom	-117.0401	0

Nota: Elaborado por el investigador, sobre el reporte del software ETABS.

Tabla 35

Fuerza cortante acumulada del análisis estático para los entrepisos en YY

Nivel	Fuerzas	Ubicación	Vx (Ton)	Vy (Ton)
5° Nivel	SY-ESTATICO	Bottom	0	-35.8767
4° Nivel	SY-ESTATICO	Bottom	0	-67.9874
3° Nivel	SY-ESTATICO	Bottom	0	-92.2113
2° Nivel	SY-ESTATICO	Bottom	0	-108.5484
1° Nivel	SY-ESTATICO	Bottom	0	-117.0401

Nota: Elaborado por el investigador, sobre el reporte del software ETABS.

Tabla 36

Análisis para el cálculo del factor de escala

	Sentido X-X	Sentido Y-Y
Cortante Estático	117.0401	117.0401
Cortante Dinámico	80.944	65.2188
80% (Cortante Estático)	93.632	93.632
Factor	1.16	1.44

Nota: Elaborado por el investigador.

La tabla 36 muestra el cálculo del factor para el escalamiento, y este factor supera el 80% por lo que no será necesario aumentar la cortante dinámica para realizar el diseño de los elementos estructurales.

5.1.5.8 Junta sísmica.

La NTE E.030 (2018) indica que “toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, a una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico, distancia que no será menor que los $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes ni menor a la ecuación 20, donde h es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar. El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores a $2/3$ del desplazamiento máximo calculado, ni menores que $s/2$ si la edificación existente cuenta con una junta sísmica reglamentaria; en el caso de que no existiera junta sísmica

reglamentaria, el edificio deberá separarse de la edificación existente el valor de $s/2$ que le corresponde más el valor $s/2$ de la estructura vecina” (p.29).

$$s = 0.00600 h > 0.03m$$

La edificación analizada tiene una altura de 14.2 m. altura considerada desde el nivel de la base hasta el último nivel.

$$s = 0.00600 h = 0.00600 \times 14.20 = 0.085200 \geq 0.03m$$

El cálculo deberá tomar una junta sísmica de 0.0852 m. hacía los edificios colindantes que no hayan considerado junta sísmica y 0.0426 m de los edificios vecinos que sí hayan considerado una junta sísmica reglamentaria.

5.1.6 Diseño de los elementos estructurales

5.1.6.1 Método utilizado para el diseño de los elementos.

Las estructuras de concreto armado tienen que ser diseñados mediante el método de rotura, conocido también como diseño por resistencia; el cual depende del tipo de concreto, este método brinda a la sección del elemento estructural una resistencia superior a la resistencia que se requiere, esto se consigue al multiplicar la resistencia nominal de la sección analizada con factores de reducción de la resistencia (valores que son menores a 1), con lo que se puede obtener la resistencia de diseño (ϕR_n); la resistencia requerida (R_u) se va a obtener al multiplicar las cargas actuantes por factores que la amplifican.

$$\text{Resistencias de diseño } (\phi R_n) \geq \text{Resistencias requerida } (R_u)$$

Matemáticamente se puede escribir como:

$$\text{Para la flexion: } \phi M_n \geq M_u$$

$$\text{Para la fuerza cortante: } \phi V_n \geq V_u$$

$$\text{Para la fuerza axial: } \phi P_n \geq P_u$$

Donde: M_n es el valor del momento nominal; V_n es fuerza cortante nominal; P_n es la fuerza axial nominal respectivamente; M_u es el valor de momento último; V_u es la fuerza cortante última y P_u es la fuerza axial última.

5.1.6.2 Hipótesis realizadas para el diseño estructural

- Las dimensiones de la sección que son analizadas permanecen sin deformarse en su plano, en el instante y luego de aplicar la fuerza por sismo.
- Ocurre una correcta adherencia para la unión del acero y el concreto, considerando que los materiales se deformarán con la misma magnitud.
- Se considera que el bloque, uniformemente distribuido, equivalente para las compresiones con 85% del f'_c , este valor se distribuye en una distancia, paralela a su eje neutro, de $a = \beta_1 * c$; donde β_1 es un valor constante que depende de la resistencia del concreto y el valor c es la longitud de su eje neutro a la fibra que está más alejada.
- Los concretos con resistencia hasta $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, tiene a β_1 como un valor de 0.85.
- La deformación máxima para efectos de compresión del concreto es $\epsilon_{cu} = 0.003$.

Los factores para la amplificación y las combinaciones para las cargas son definidos por la NTE E.060 (2009), mediante lo siguiente:

- $U = 1.4 \text{ Carga Muerta} + 1.7 \text{ Carga Viva}$
- $U = 1.25 \text{ Carga Muerta} + 1.25 \text{ Carga Viva}$
- $U = 0.9 \text{ Carga Muerta} + 1.0 \text{ Carga Sísmica}$

Igualmente, los factores para la reducción de la resistencia son definidos por la NTE E.0.60 (2009), donde también se establece los factores:

- Elementos con Estribos: 0.70
- Para cortante con o sin torsión, compresión y flexo compresión: 0.85
- Flexión con carga axial de tracción, flexión sin carga axial: 0.90

5.1.6.3 Incremento del factor de escala para el cortante en la base de la estructura. El factor para el escalamiento, calculado previamente, incrementa las fuerzas por corte y los momentos necesarios para el diseñar los elementos; el factor de escala es regulado en función del tipo de irregularidad estructural, con la intención de que la demanda para el diseñar los elementos estructurales sea aproximada a las que se usan en el análisis estático, pues mediante esto se asegura un diseño conservador y seguro. Anteriormente se calculó el factor de escala, tabla 30, como indican las siguientes imágenes:

General

Load Case Name: SX-DINAMICO

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA SISMICA)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	SISMO	9.81*1.16

Figura 32. Incremento para el espectro en el sentido X, debido al factor de escala, para el modelo matemático, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

General

Load Case Name: SY-DINAMICO

Load Case Type: Response Spectrum

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (MASA SISMICA)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	SISMO	9.81*1.44

Figura 33. Incremento para el espectro en el sentido Y, debido al factor de escala, para el modelo matemático, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

5.1.6.4 Corroboración del modelado matemático.

Luego de verificar que la edificación cumple con lo requerido en la NTE E.030 (2018), se tiene la opción de corroborar la longitud final de la sección de las columnas, las cuales fueron chequeadas para corroborar que el armado de los aceros en las columnas asegure una resistencia admisible a las cargas aplicadas, y de las vigas, las cuales fueron diseñadas en función de las cargas que las afecta. El chequeo de todas las columnas y el acero necesario para las vigas, se obtuvieron mediante el programa ETABS, el cual tiene un módulo de diseño automatizado que se basa en el código para el diseño ACI 318-05.

5.1.6.5 Área de acero longitudinal necesario en las vigas

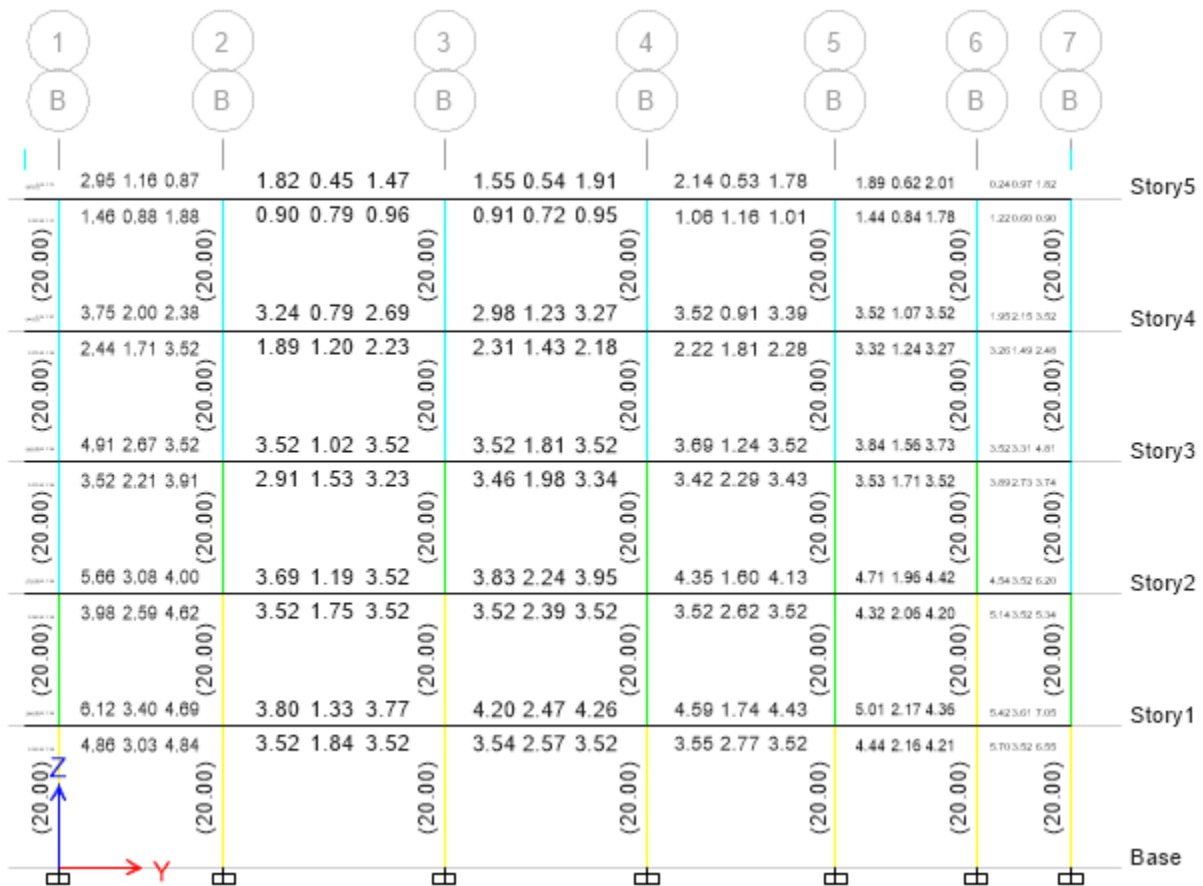


Figura 34. Área de acero necesario en las vigas del eje B, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

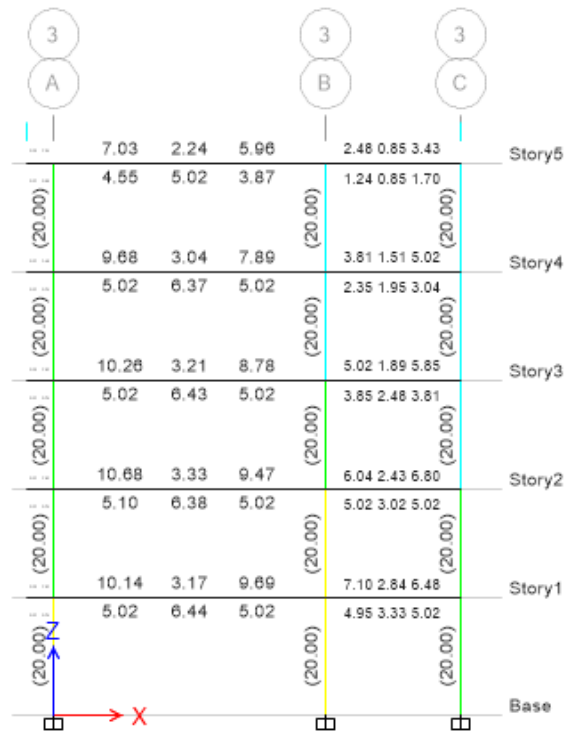


Figura 35. Área de acero necesario en las vigas del eje 3, calculado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

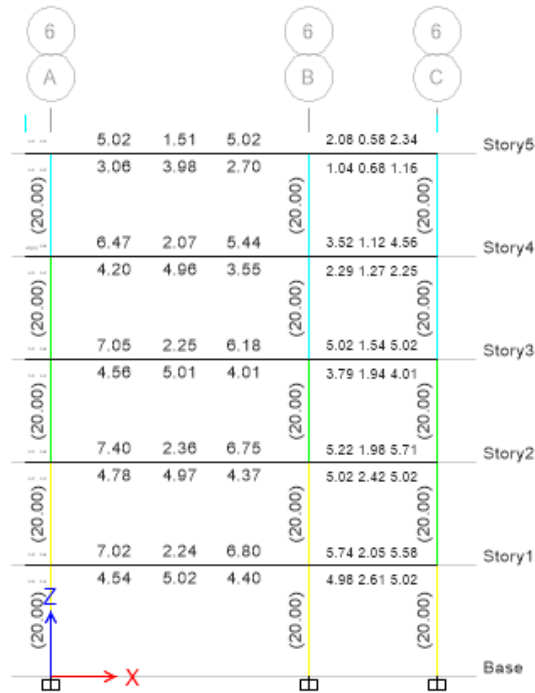


Figura 36. Área de acero necesario en las vigas del eje 6, calculado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

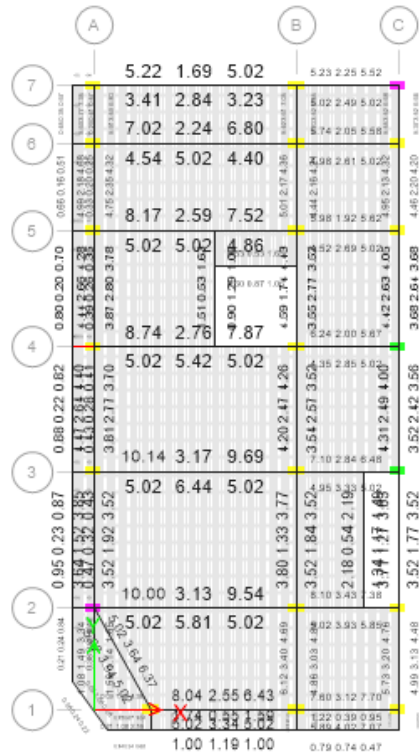


Figura 37. Área de acero necesario en planta para el piso 1, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

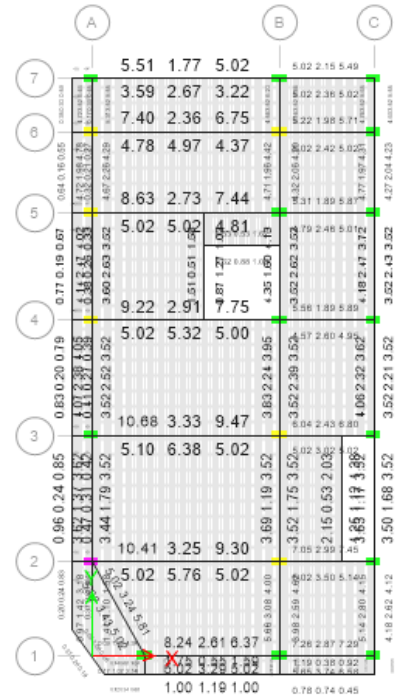


Figura 38. Área de acero necesario en planta para el piso 2, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.



Figura 39. Área de acero necesario en planta para el piso 3, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.



Figura 40. Área de acero necesario en planta para el piso 4, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

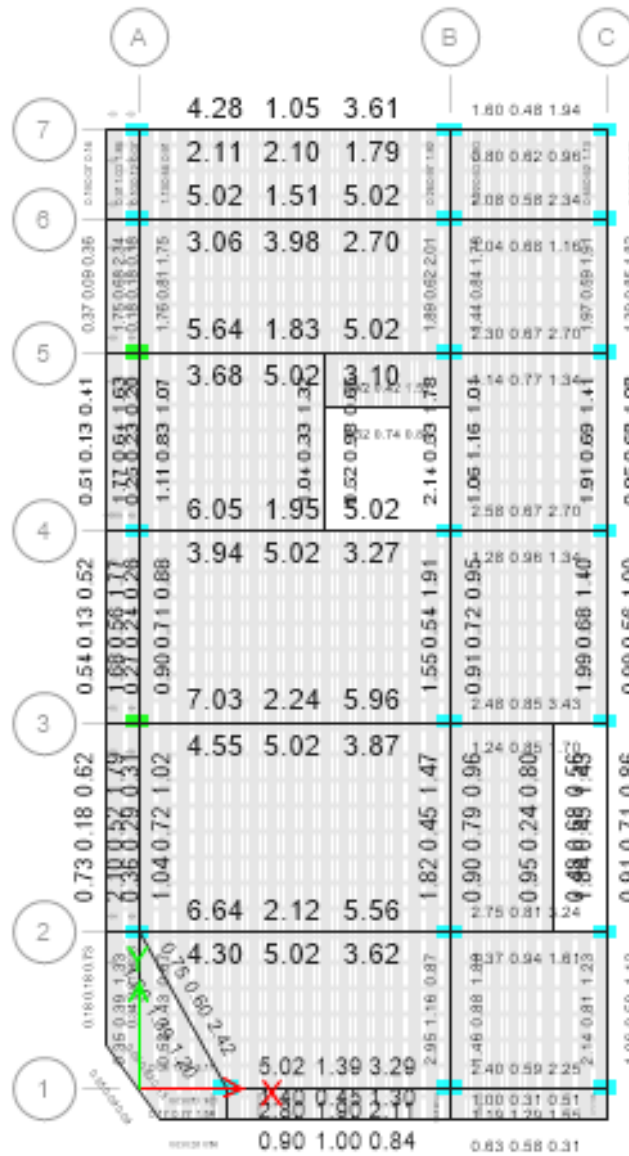


Figura 41. Área de acero necesario en planta para el piso 5, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

- El resumen del acero necesario en las vigas se muestra a continuación:

Piso	Ejes	Refuerzo Longitudinal			Refuerzo Transversal		TIPO	
1	1-7	Sup.	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	ϕ 3/8"@10cm	VP
		Inf.	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm		
1	A,B,C	Sup.	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	ϕ 3/8"@10cm	VA
		Inf.	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm		
2	1-7	Sup.	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	ϕ 3/8"@10cm	VP
		Inf.	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm		
2	A,B,C	Sup.	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	ϕ 3/8"@10cm	VA
		Inf.	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm		
3	1-7	Sup.	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	ϕ 3/8"@10cm	VP
		Inf.	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm		
3	A,B,C	Sup.	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	ϕ 3/8"@10cm	VA
		Inf.	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm		
4	1-7	Sup.	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	ϕ 3/8"@10cm	VP
		Inf.	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm		
4	A,B,C	Sup.	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	ϕ 3/8"@10cm	VA
		Inf.	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm		
5	1-7	Sup.	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	ϕ 3/8"@10cm	VP
		Inf.	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	3 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm		
5	A,B,C	Sup.	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm	ϕ 3/8"@10cm	VA
		Inf.	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	2 ϕ 5/8"	ϕ 3/8"@10cm		

Figura 42. Acero longitudinal y transversal de refuerzo para las vigas. Elaborado por el investigador.

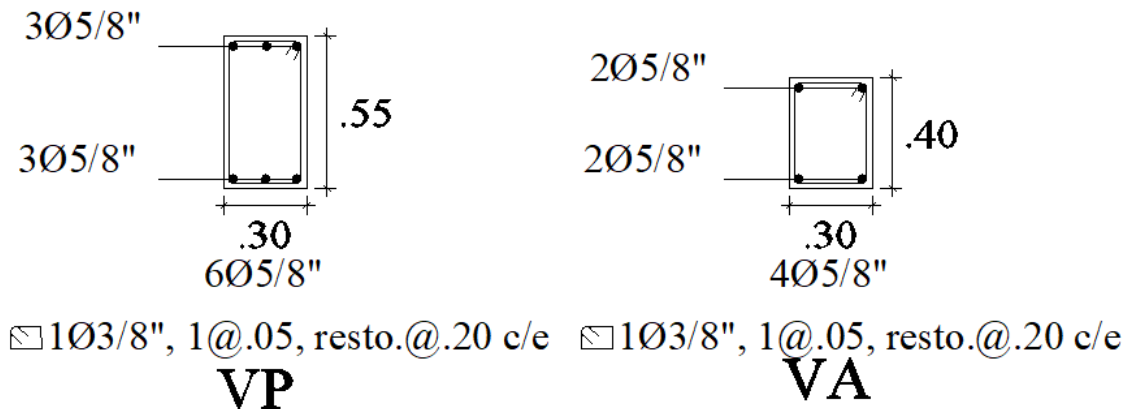


Figura 43. Armado del acero de refuerzo en las vigas. Elaborado por el investigador.

5.1.6.6 Chequeo de la resistencia admisible para las columnas.

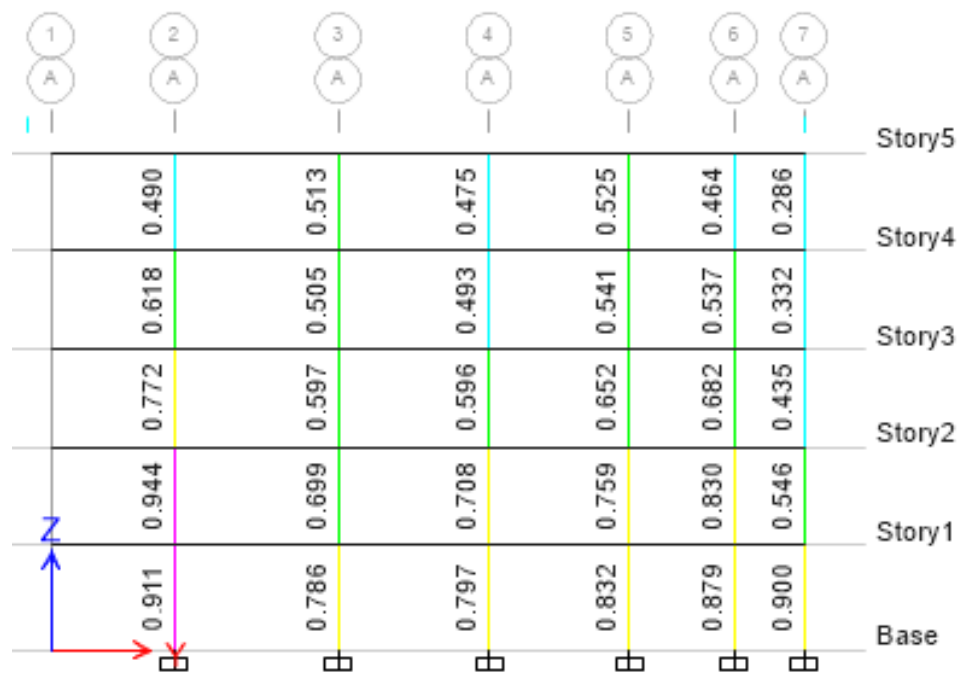


Figura 44. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes de los ejes A, E, 1 y 5, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

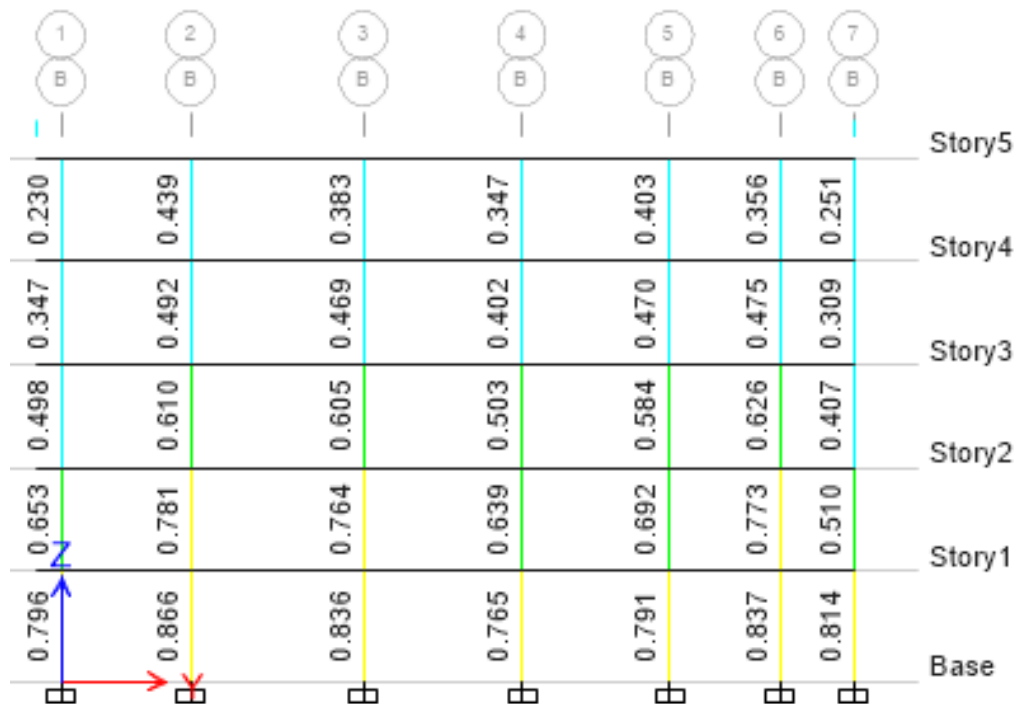


Figura 45. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes de los ejes 3 y C, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

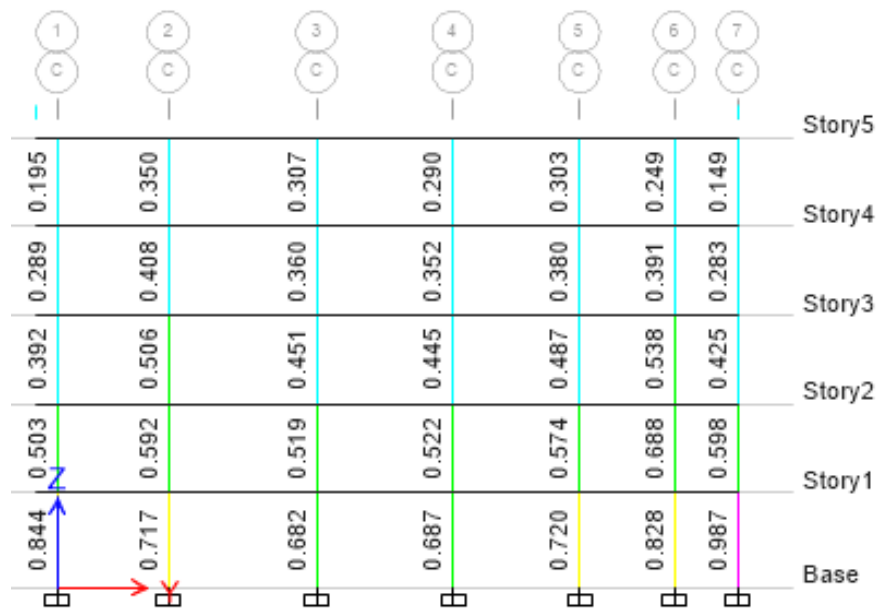


Figura 46. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes de los ejes 2 y B, calculado en el programa

ETABS. Elaborado por el investigador.

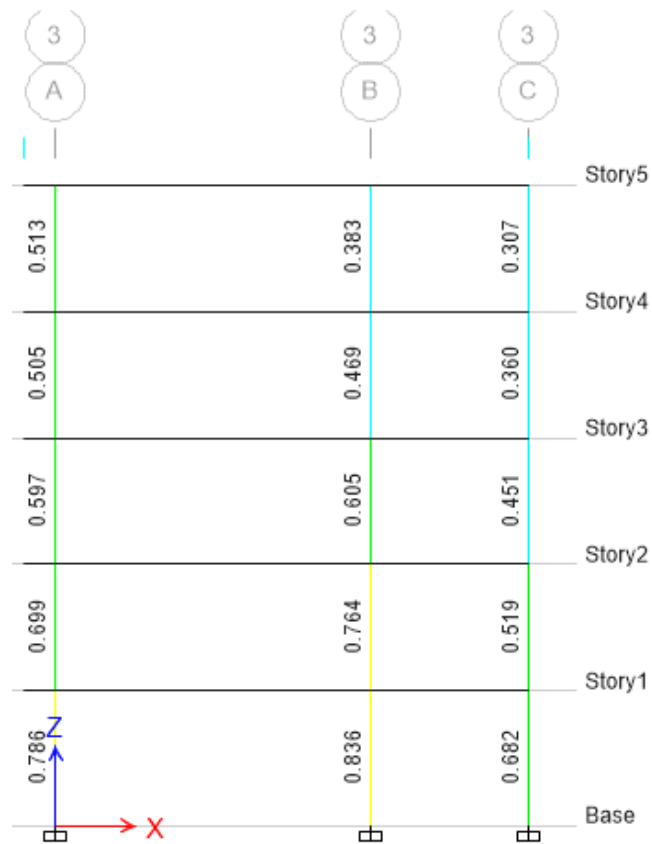


Figura 47. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes de los ejes 4 y D, calculado en el programa

ETABS. Elaborado por el investigador.

- El resumen de los aceros de refuerzo para columnas, se muestra a continuación:

Piso	Refuerzo Longitudinal	Refuerzo Transversal	TIPO
1	10 Φ 5/8"	2 Φ 3/8", 1@.05, resto.@.15 c/e	C1
2	10 Φ 5/8"	2 Φ 3/8", 1@.05, resto.@.15 c/e	C1
3	10 Φ 5/8"	2 Φ 3/8", 1@.05, resto.@.15 c/e	C1
4	10 Φ 5/8"	2 Φ 3/8", 1@.05, resto.@.15 c/e	C1
5	10 Φ 5/8"	2 Φ 3/8", 1@.05, resto.@.15 c/e	C1

Figura 48. Acero longitudinal y transversal de refuerzo para las columnas. Elaborado por el investigador

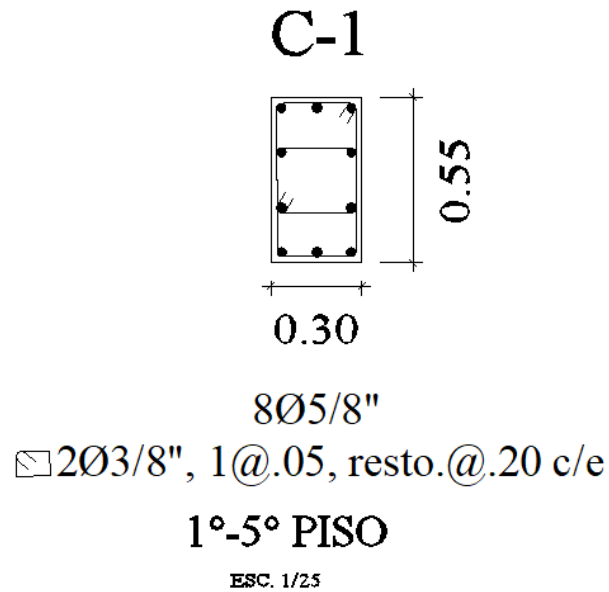


Figura 49. Armado del acero de refuerzo para los elementos columnas. Elaborado por el investigador.

5.2 Análisis y verificación de la estructura con muros de albañilería confinada en los 5 pisos

5.2.1 Estructura con muros de albañilería analizada.

La estructura analizada en esta parte de la investigación tiene la misma configuración y elementos estructurales que la estudiada en la sección anterior; solo que, a diferencia de la anterior, esta estructura tiene muros de albañilería confinada en 2 lados perimetrales:

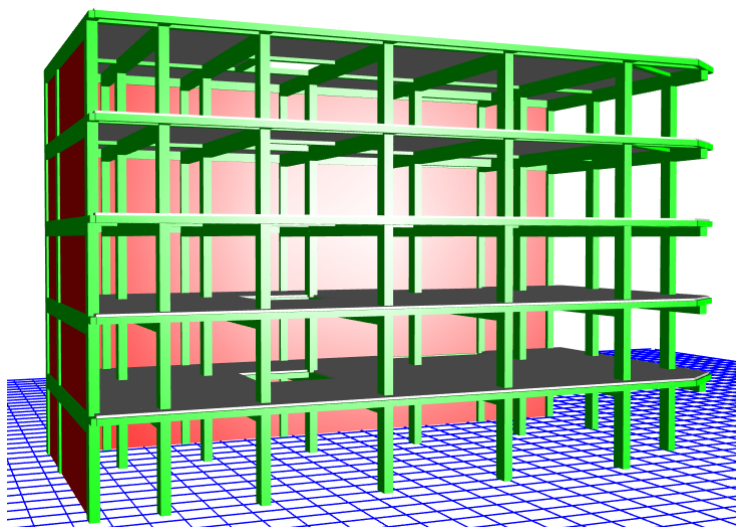


Figura 50. Vista en tres dimensiones de la estructura analizada con albañilería confinada, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

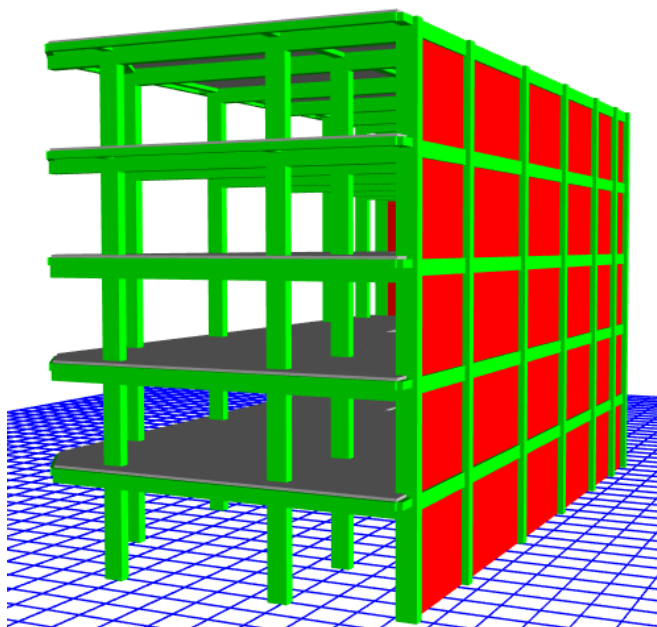


Figura 51. Vista en tres dimensiones de la estructura analizada con albañilería confinada, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

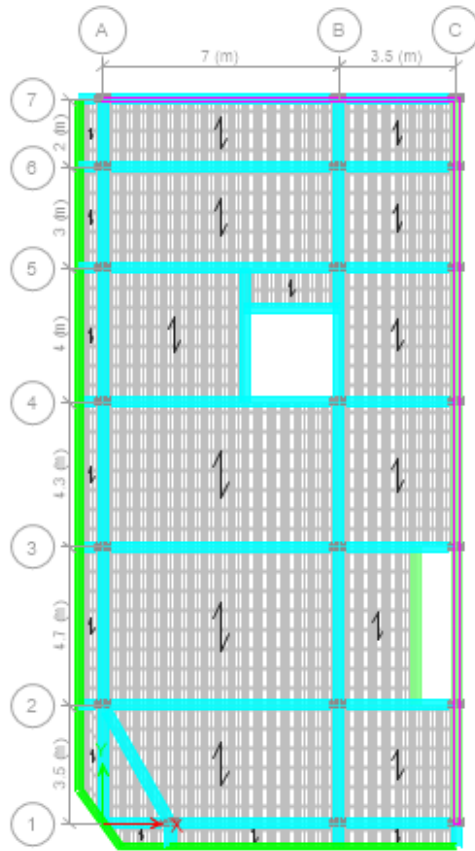


Figura 52. Vista superior de la planta para el modelo matemático planteado. Elaborado por el investigador.

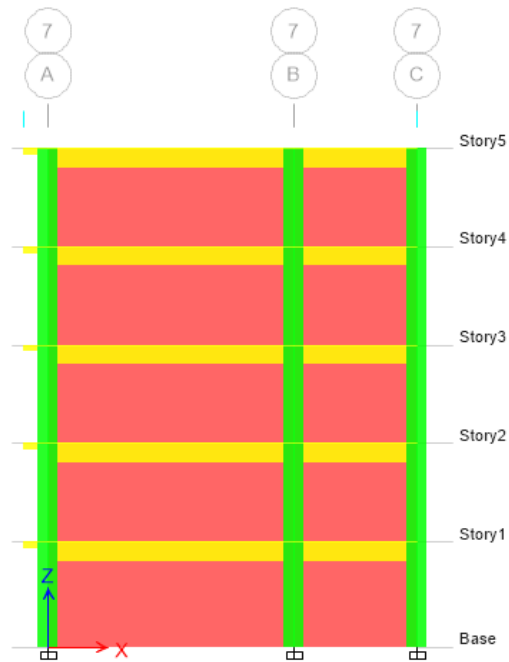


Figura 53. Vista de la elevación para el eje 7, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

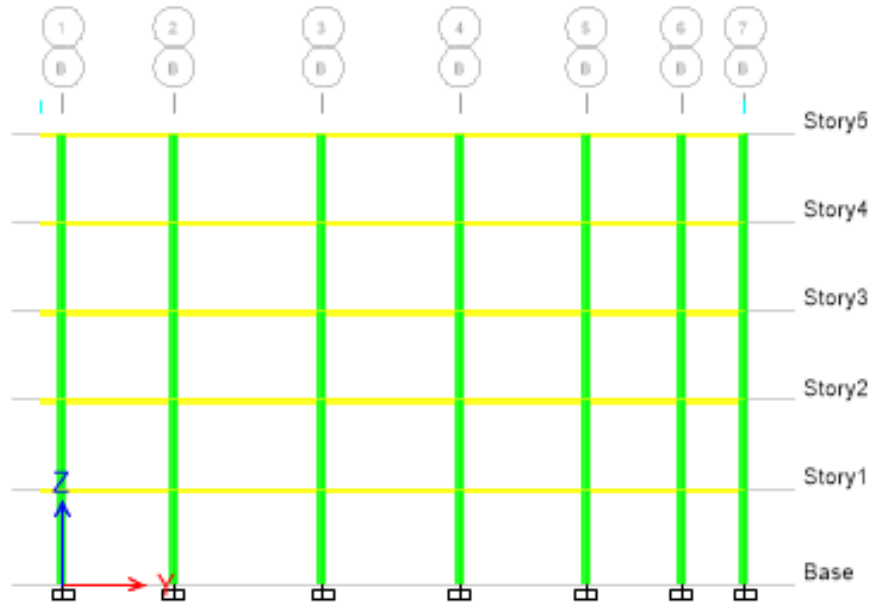


Figura 54. Vista de la elevación del eje B, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

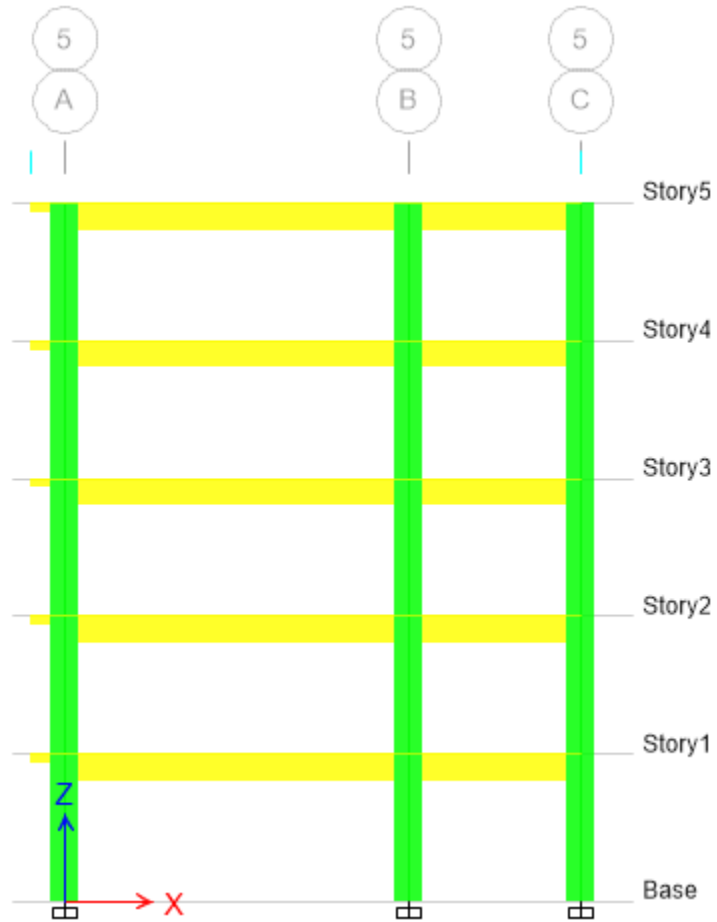


Figura 55. Vista de la elevación del eje 5, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

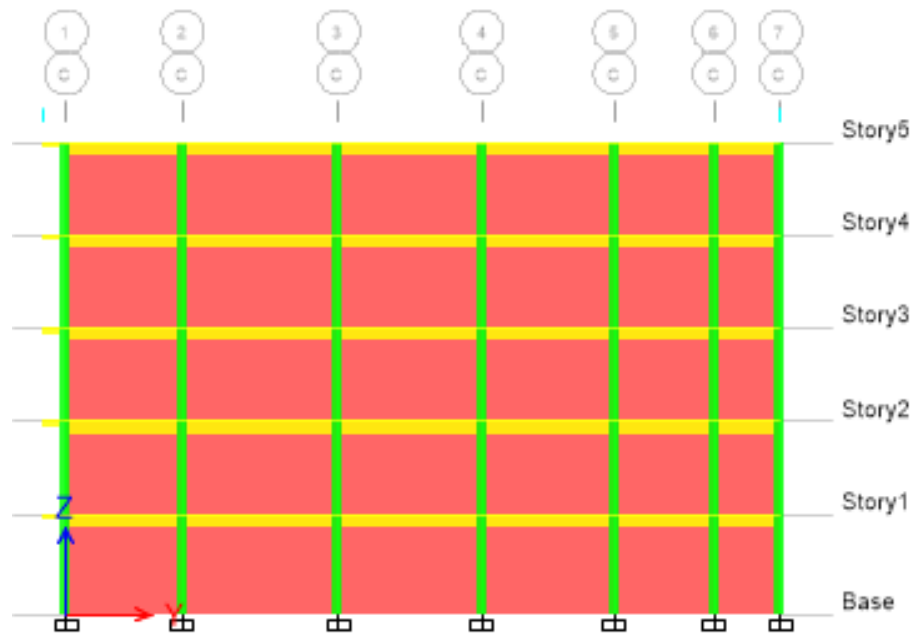


Figura 56. Vista de la elevación del eje C, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador

5.2.2 Fundamentos para el estudio

5.2.2.1 Descripción general de la estructura.

La edificación se utilizará como estructura de uso común para oficinas o departamentos, por lo que, como lo indica la clasificación establecida en la norma técnica de edificación E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, le corresponde a una edificación de categoría C. Está proyectada para ubicarse en el departamento de Lima, por lo que la clasifica en la Zona 4 según la zonificación sísmica que se muestra en la NTE E.030 (2018). Se proyecta que la edificación estará cimentada en una base con un tipo de suelo considerado como rígido, clasificación mostrada en la NTE E.030 (2018).

En este análisis se está considerando que la estructura tiene muros de albañilería en 2 lados de la zona perimetral, considerar albañilería modifica el coeficiente de reducción indicada en la NTE E.030 (2018).

5.2.2.2 Sistema sismorresistente de la estructura.

El edificio estuvo considerado para una estructura en base a pórticos de concreto armado, sin embargo, para esta sección se está considerando que los muros perimetrales absorben gran parte de la demanda sísmica, los cuales son los principales elementos que se encargan de soportar las fuerzas por sismo y de gravedad; el sistema tiene un diafragma rígido en cada nivel, los cuales son las losas para cada entrepiso. La modelación de los cimientos no son parte de los objetivos de la presente investigación, razón por lo cual no se consideran en el modelo matemático, simplemente se está considerando que los elementos verticales están empotrados perfectamente en el nivel cero.

5.2.2.3 Método para el diseño de elementos.

Al igual que en la sección anterior, diseño de los elementos de concreto armado se utiliza el método de diseño por resistencia plasmado en el NTE E.060 (2009), el cual está basado en el ACI 318-05. Para simplificar el trabajo de investigación, se hará uso de la herramienta para el diseño automatizado de concreto armado, el cual está incluido en el programa automatizado ETABS.

5.2.2.4 Reglamentos utilizados. Para el análisis inicial se considerarán las siguientes normas:

- E.020 Cargas.
- E.030 Diseño Sismorresistente.
- E.060 Concreto Armado.
- E.070 Albañilería

5.2.2.5 Tipos de Materiales utilizados en el estudio

- Concreto armado: El trabajo de investigación considera que los elementos estructurales de la edificación son de concreto armado y fueron diseñados para resistir una compresión mínima de $f'c = 210 \text{ kgf/cm}^2$.

- Acero de refuerzo: El trabajo de investigación considera que el refuerzo es de acero corrugado A615 Grado 60 y resistirá una compresión mínima de $f_y = 4.200 \text{ kgf/cm}^2$.
- Albañilería confinada: El trabajo de investigación considera que los muros de albañilería confinada tienen las características de ladrillos con denominación de King Kong Industrial con una resistencia característica de $f_m = 65 \text{ Kgf/cm}^2$.

5.2.2.6 Cargas permanentes, sísmicas y sobrecargas utilizadas en el estudio

Las sobrecargas y las cargas permanentes son las mismas que las consideradas en la sección anterior. La carga sísmica es calculada por medio de un análisis estático y dinámico lineal, el cual está descrito en la NTE E.030 (2018). La demanda de la carga por sismo está relacionada con el espectro elástico de diseño, y este relacionado con la aceleración espectral S_a , el cual depende de los siguientes parámetros sísmicos:

- El coeficiente básico para la reducción está en función a un determinado sistema sismorresistente y en función a un tipo de material para la estructura; para este trabajo de investigación se tiene un sistema en base a muros de albañilería confinada, y por lo tanto el coeficiente básico de reducción es $R_0=3$.
- La regularidad estructural, la NTE E.030 (2018) clasificada la irregularidad de una edificación al considerar las tablas N°8 y N°9 y las restricciones de la tabla N°10, con esto se define los valores iniciales para $I_a=1$ y $I_p=1$, dejando para después del análisis sísmico la correcta verificación
- El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas, según la NTE E.030 (2018), se calcula al multiplicar el coeficiente R_0 con los factores I_a e I_p ; por lo que, para comenzar el análisis se tiene un $R=3$.

El análisis sísmico tiene relación directa con los siguientes parámetros y se ha resumido en la tabla descrita a continuación:

Tabla 37
Parámetros para definir el espectro de diseño

Parámetros sísmicos	Valores
Categoría de Zona sísmica	Z = 0.45
Categoría de Uso	U = 1
Factor de Amp. sísmica	C = 2.5
Tipo de suelo	S = 1.00
Coefficiente de reducción sísmica	R = 3

Nota: Elaborado por el investigador.

5.2.3 Análisis modal de la estructura.

5.2.3.1 Modelo para el análisis, utilizando el software ETABS.

Se utiliza programa ETABS para analizar los modos y luego el análisis sísmico de la estructura.

Para los muros perimetrales se asignó el material “Albañilería Confinada” $F'm = 65 \text{ Kg/cm}^2$ ”

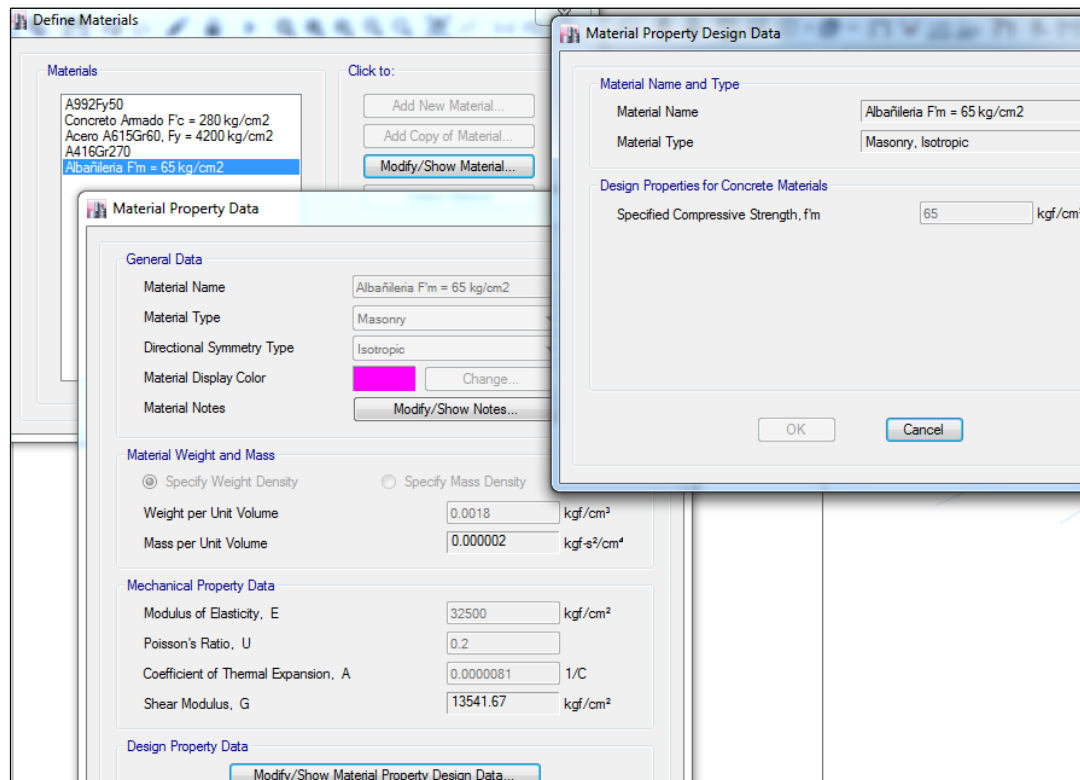


Figura 57. Características del material Muros confinados $F'm = 65 \text{ Kg/cm}^2$ en el modelo matemático, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

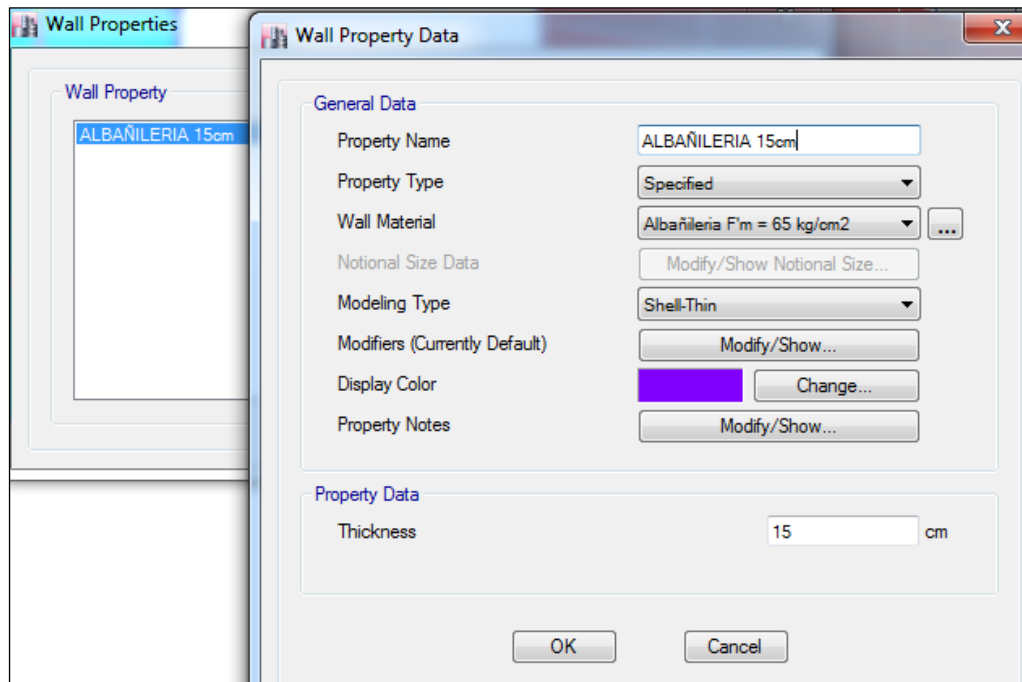


Figura 58. Definición de albañilería confinada en el modelo, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

Para las columnas y vigas se definieron elementos “Frame”, tal como estuvieron definidos en la sección anterior.

- En los niveles se asignó un diafragma rígido:

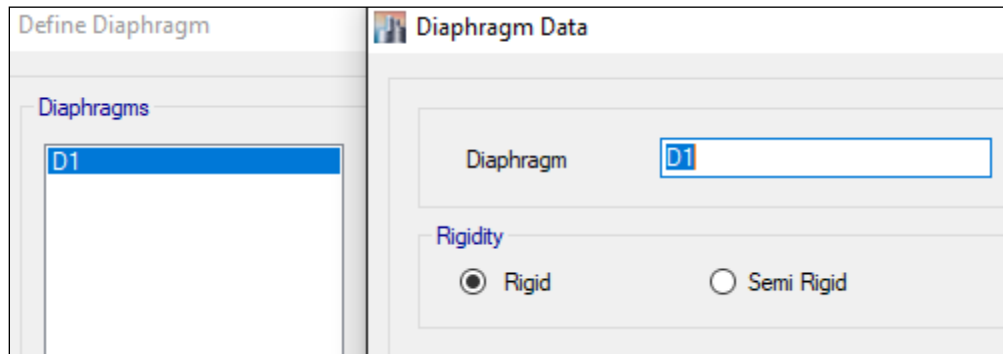


Figura 59. Características del diafragma rígido considerado en los entresijos, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

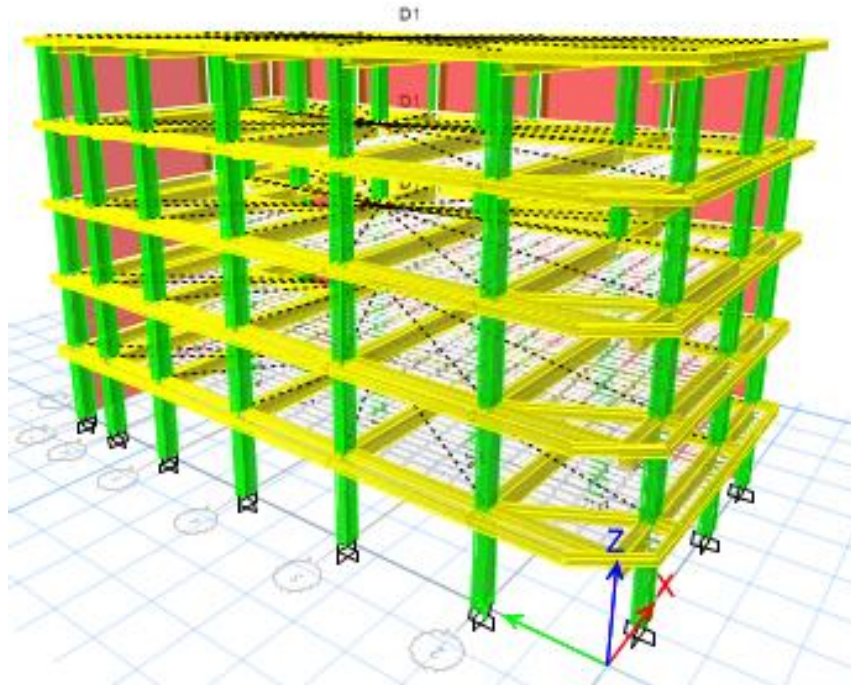


Figura 60. Definición del diafragma rígido para la estructura, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

- Para realizar el análisis de los modos se define el Caso Modal

Modal Case Data

General

Modal Case Name: Modal [Design...]

Modal Case SubType: Eigen [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MASA SISMICA

P-Delta/Nonlinear Stiffness

Use Preset P-Delta Settings: None [Modify/Show...]

Use Nonlinear Case (Loads at End of Case NOT Included)

Nonlinear Case: []

Loads Applied

Load Type	Load Name	Target Mass Par. Ratio, %	Static Correction

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Maximum Number of Modes: 15

Minimum Number of Modes: 1

Frequency Shift (Center): 0 cyc/sec

Cutoff Frequency (Radius): 0 cyc/sec

Convergence Tolerance: 1E-09

Allow Auto Frequency Shifting

Figura 61. Características del caso modal, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

- Para los diferentes tipos de cargas:

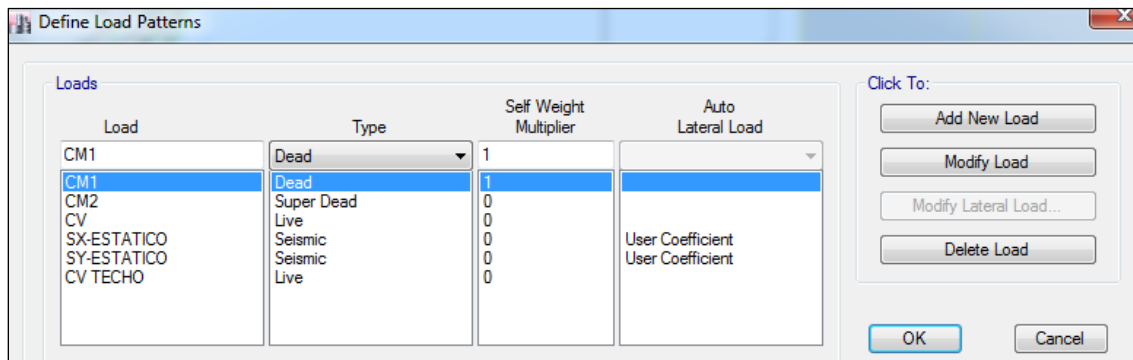


Figura 62. Características del patrón de cargas, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

- Asignación de carga muerta y carga viva para el sistema con muros de albañilería confinada en las zonas perimetrales.

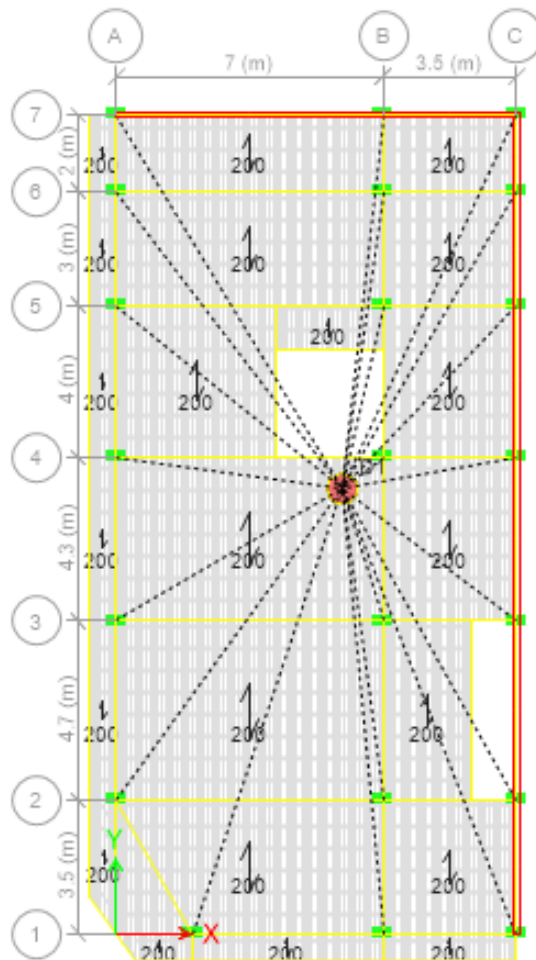


Figura 63. Definición de la carga viva, en kilogramos, para los entresijos, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

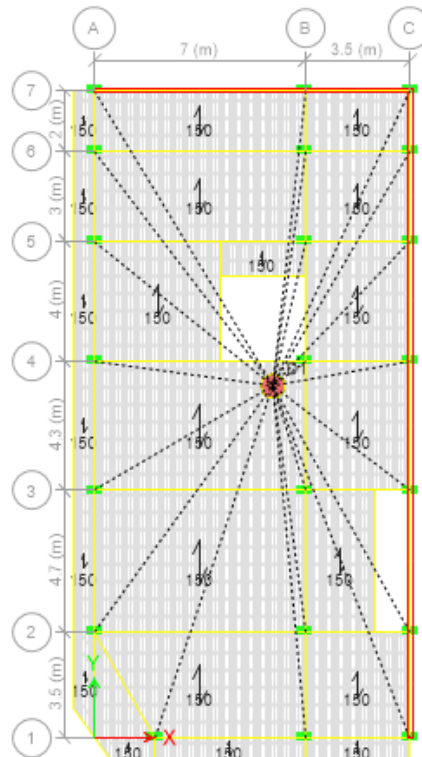


Figura 64. Definición de la carga muerta, en kilogramos, para los entresijos, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

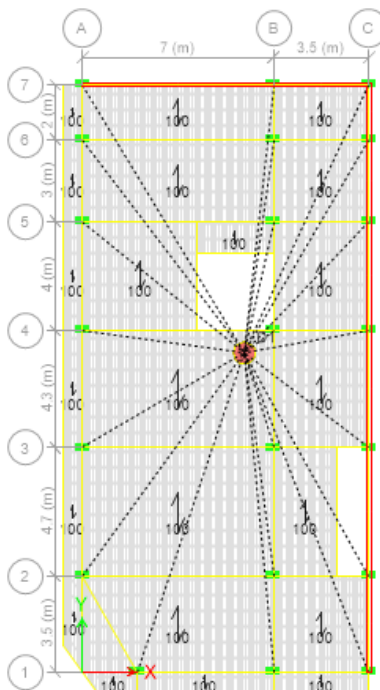


Figura 65. Definición de la carga viva, en kilogramos, para la azotea, modelado en el programa ETABS. Elaborado

por el investigador.

- La base está siendo considerada como si estuviese completamente empotrada.

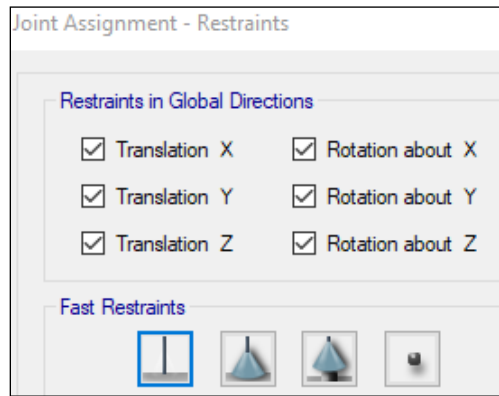


Figura 66. Características de las restricciones en las diferentes direcciones, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

5.2.3.2 Periodos y participación modal de la estructura.

El programa ETABS se utilizó para realizar el análisis modal y se obtuvieron resultados modales, que se muestran en la tabla 38.

Tabla 38

Masa que participa en el análisis modal

Modo	Periodo (seg.)	Frecuencia (cyc/sec)	Frecuencia circular (rad/sec)	Eigenvalor (rad ² /sec ²)	UX	UY	RZ	Sum UX	Sum UY	Sum RZ
1	0.522	1.916	12.0391	144.9402	0.2702	0.1748	0.2994	0.3702	0.1748	0.2994
2	0.274	3.649	22.9259	525.5974	0.3843	0.4188	0.0357	0.7545	0.5936	0.3351
3	0.17	5.887	36.9891	1368.1917	0.071	0.2419	0.5367	0.8255	0.8355	0.8718
4	0.164	6.101	38.334	1469.4956	0.0566	0.0476	0.0156	0.882	0.8831	0.8875
5	0.089	11.175	70.2126	4929.8027	0.0001	0.0304	0.0209	0.8821	0.9135	0.9083
6	0.089	11.211	70.4405	4961.8695	0.0732	0.0304	0.0012	0.9553	0.9439	0.9095
7	0.06	16.762	105.3166	11091.5816	0.007	0.0048	0.0025	0.9623	0.9487	0.9121
8	0.057	17.472	109.7813	12051.9436	0.0093	0.0266	0.0621	0.9716	0.9753	0.9741
9	0.052	19.39	121.8283	14842.1292	0.0156	0.0111	0.0021	0.9872	0.9865	0.9763
10	0.046	21.856	137.3283	18859.0671	0.0014	0.0008	0.0012	0.9886	0.9873	0.9775
11	0.038	26.353	165.5788	27416.3252	0.004	0.0056	0.00001	0.9926	0.9929	0.9775
12	0.035	28.845	181.2382	32847.2984	0.0044	0.0044	0.016	0.997	0.9973	0.9935
13	0.031	31.911	200.4996	40200.1047	0.0012	0.0011	0	0.9982	0.9984	0.9935
14	0.026	38.215	240.1132	57654.3282	0.0015	0.0013	0.0052	0.9996	0.9997	0.9988
15	0.022	45.209	284.0581	80689.0223	0.0004	0.0003	0.0012	1	1	1

Nota: Elaborado por el investigador, sobre el reporte del programa ETABS.

En la tabla 38 se muestra los periodos de la edificación para los 15 primeros modos de vibración; en el cual el primer periodo de vibración tiene una participación modal rotacional muy importante, por lo cual se puede apreciar cierta torsión en la forma de vibrar del primer modo.

El primer modo de vibración tiene un movimiento torsional predominante, en el segundo modo de vibración tiene un movimiento lateral que se vuelve predominante, y el tercer modo de vibración vuelve a tener un movimiento torsional predominante, por lo que se entiende que el modelamiento tiene un comportamiento inusual, por lo menos.

- Modos de vibración en la estructura

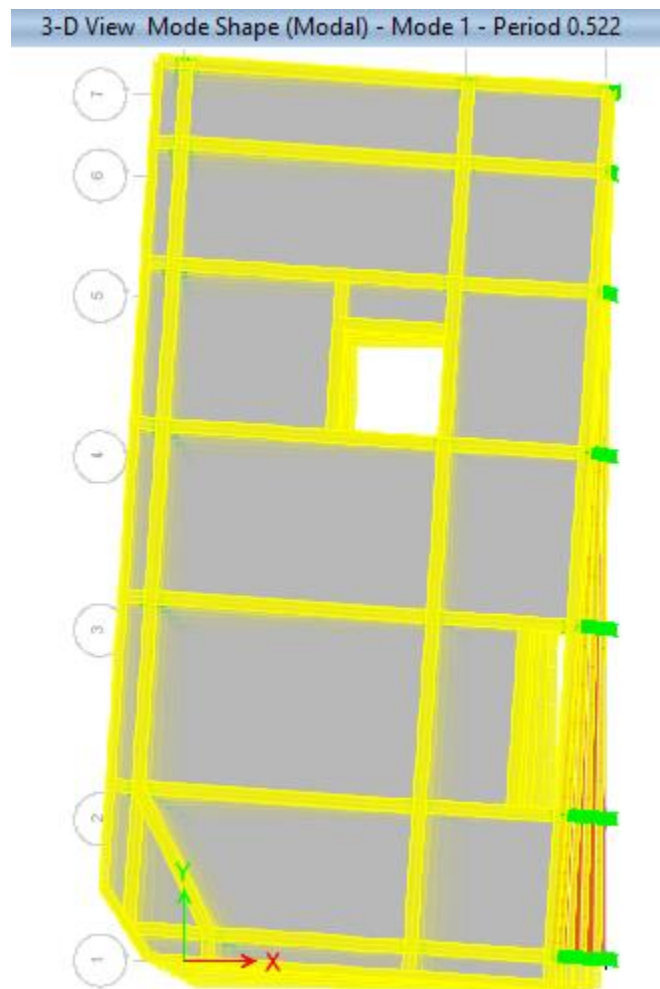


Figura 67. Vista de la primera forma del modo de vibración, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0.274

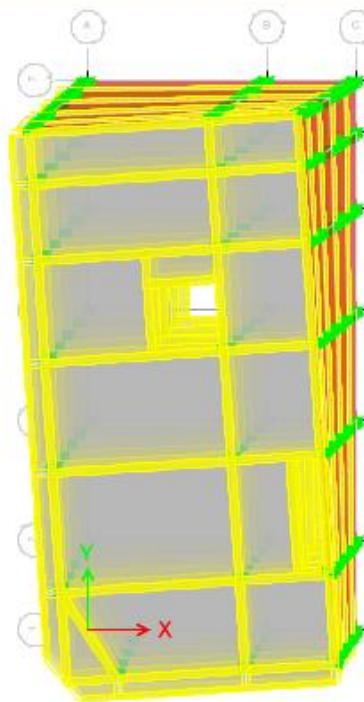


Figura 68. Vista de la segunda forma del modo de vibración, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

3-D View Mode Shape (Modal) - Mode 3 - Period 0.17

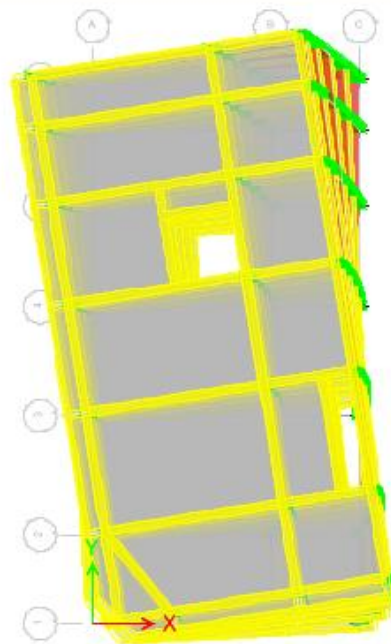


Figura 69. Vista de la tercera forma del modo de vibración, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

5.2.4 Análisis estático de la estructura

5.2.4.1 Peso estimado de la estructura analizada.

Como se mencionó anteriormente, la obtención del peso sísmico de una estructura, tiene que seguir lo indicado en la NTE E.030 (2018), en el cual especifica que varía en función a el tipo de edificación. La estructura destinada a uso común, está clasificada como categoría C; por lo cual, el peso sísmico que se va a considerar para el análisis, tiene que ser la suma del 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, como se muestra en la Figura 14.

Tabla 39

Peso y masa para los diferentes niveles de la estructura

Nivel	Diafrag.	MasaX (tonf-s ² /m)	MasaY (tonf-s ² /m)	PesoX (tonf)	PesoY (tonf)	X _m	Y _m
5° Nivel	D1	14.29655	14.29655	140.25	140.25	5.54	11.22
4° Nivel	D1	17.23962	17.23962	169.12	169.12	5.78	11.45
3° Nivel	D1	17.23962	17.23962	169.12	169.12	5.78	11.45
2° Nivel	D1	17.23962	17.23962	169.12	169.12	5.78	11.45
1° Nivel	D1	17.41252	17.41252	170.82	170.82	5.79	11.47
		83.42793	83.42793	818.43	818.43		

Nota: Elaborado por el investigador, en base a el reporte del programa ETABS.

La tabla 39, muestra que el peso sísmico de la estructura es 818.43 toneladas.

5.2.4.2 Fuerza cortante acumulada en la base.

Según la NTE E.030 (2018, indica que “la representación de la demanda por sismo es un conjunto de fuerzas que actúa en el centro de masas para cada entrepiso de la estructura; las estructuras que se podrán analizar con este procedimiento son las regulares de menos de 45 metros de altura, y las estructuras con muros portantes albañilería confinada o armada de menos de 15 metros de altura, en el caso que sean irregulares; y, en general, todas las estructuras irregulares o regulares, ubicadas en la zona 1”; la fuerza cortante acumulada que se aplica en la base de la edificación, en la dirección que se desea hallar.

La fuerza cortante acumulada en los niveles para los sentidos X e Y, que depende de los pesos calculados de la tabla 39; se analiza con los siguientes parámetros:

PARAMETROS SISMICOS

Z= 0.45 ZONA 4
 Region: LIMA
 Provincia: LIMA.
 Distrito: LOS OLIVOS

U= 1.00 CATEGORIA C: Edificaciones Comunes

S= 1.00 Tipo de perfil de suelo
 S1 : (Roca o Suelo Muy Rigido)

Tp= 0.40

Tl= 2.50

SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0.80	1.00	1.05	1.10
Z ₃	0.80	1.00	1.15	1.20
Z ₂	0.80	1.00	1.20	1.40
Z ₁	0.80	1.00	1.60	2.00

Tx= 0.25
Cx= 2.50 Coeficiente sismico
Ty= 0.25
Cy= 2.50 Coeficiente sismico

SISTEMA ESTRUCTURAL:

Restricciones a la Irregularidad: *No se permiten irregularidades extremas*

Categorías y Sistemas Estructurales: *Cualquier sistema.*


Rx: ALBAÑILERIA ARMADA O CONFINADA
Ry: ALBAÑILERIA ARMADA O CONFINADA

Tipo de Estructura = Regular en Altura
 Regular en Planta

Regularidad en Altura **1**
 Regularidad en Planta **1**

COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION DE FUERZAS:

R_{ox}= 3.00	R_x= 3.00	ZUCS/R_x= 0.3750
R_{oy}= 3.00	R_y= 3.00	ZUCS/R_y= 0.3750



	Perfil de suelo			
	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
T _p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T _l (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Figura 70. Cálculo del porcentaje del peso de la estructura para la fuerza cortante en la base. Elaborado por el investigador.

Los pesos calculados, concentrados a nivel de los pisos, indicados en la tabla 39 serán multiplicados de acuerdo a la altura acumulada, cuyo resultado es la fuerza cortante que actúa para

cada piso y la fuerza cortante que se acumula en la base de la estructura, descritos mediante la tabla 40 y, que se comparan con las figuras 71 y 72.

Tabla 40

Fuerza cortante del análisis estático para los diferentes niveles de la edificación

Nivel	h_i (m)	$h_{acum.}$ (m)	$h_{acum} \times \text{Peso}$	α_i	Fuerza lateral	Cortante acumulada
5° Nivel	2.8	14.2	1991.538	$\alpha_5 = 0.2901$	$v_5 = 98.7955$	$V_5 = 98.7955$
4° Nivel	2.8	11.4	1927.976	$\alpha_4 = 0.2808$	$v_4 = 95.6523$	$V_4 = 194.4378$
3° Nivel	2.8	8.6	1454.438	$\alpha_3 = 0.2117$	$v_3 = 72.1512$	$V_3 = 266.5891$
2° Nivel	2.8	5.8	980.891	$\alpha_2 = 0.1428$	$v_2 = 48.6601$	$V_2 = 315.2491$
1° Nivel	3.0	3.0	512.451	$\alpha_1 = 0.0746$	$v_1 = 25.4215$	$V_1 = 340.6707$

Nota: Elaborado por el investigador.

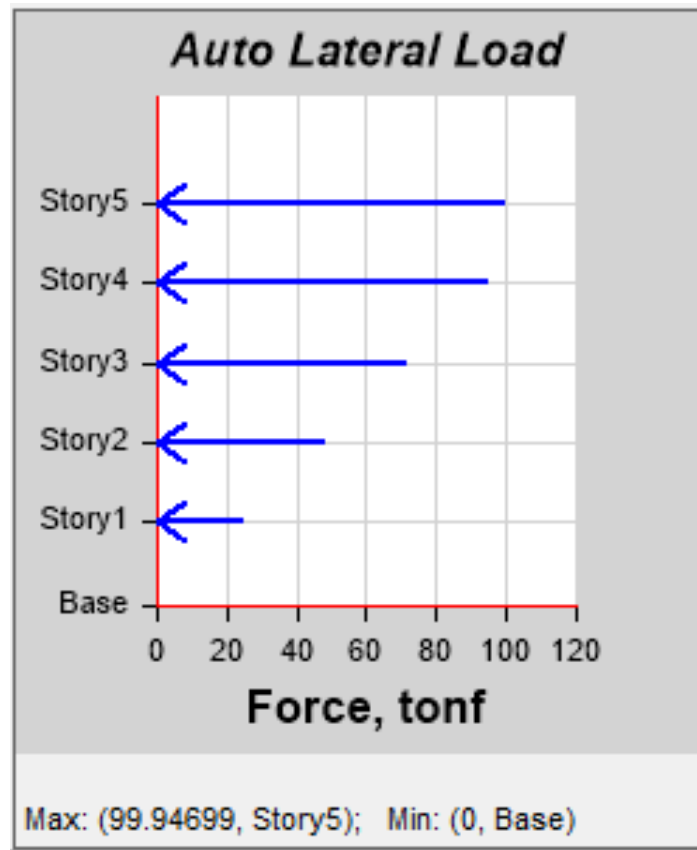


Figura 71. Cargas laterales del análisis estático aplicadas en cada entrepiso, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

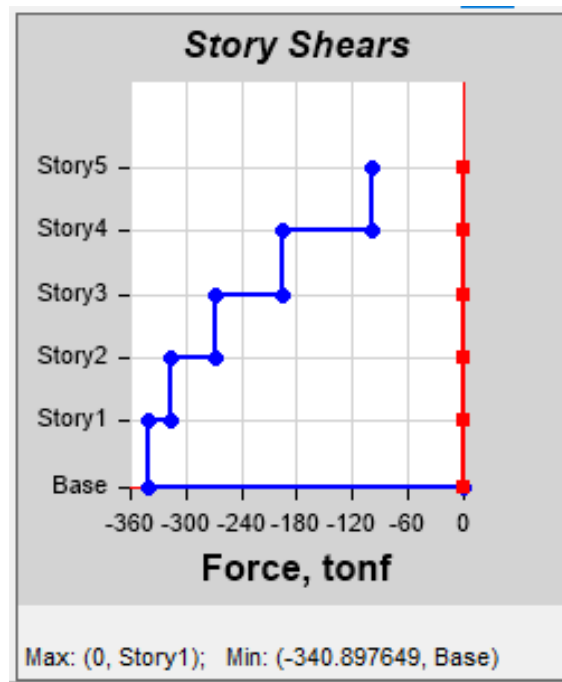


Figura 72. Fuerza cortante que se acumula en la base debido al análisis estático, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

5.2.5 Análisis dinámico de la estructura.

Como se mencionó anteriormente, para estimar el comportamiento de una estructura, el análisis dinámico es considerado como procedimiento con mejor precisión que el análisis estático, porque toma en cuenta la masa y la rigidez de la edificación; y según la NTE E.030 (2018), indica que “cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral; y el análisis dinámico tiempo - historia podrá emplearse como un procedimiento complementario al análisis estático y al análisis dinámico espectral” (p.25). Se tiene los siguientes datos para el análisis dinámico modal espectral:

5.2.5.1 Espectro para el diseño.

Teniendo en cuenta la N.T.E. E.030 (2018), indica que en las direcciones horizontales, independientemente, se tiene que usar un espectro inelástico, en el que se muestra el periodo versus la aceleración, definido en la siguiente ecuación.

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

Los parámetros que se definen en la NTE E.030 (2018), descritos anteriormente en la figura 70, son usados para obtener el espectro de aceleraciones, los cuales se muestran en la tabla 41.

Tabla 41

Aceleración espectral versus periodo de vibración de la edificación

Periodo(seg)	c	Z.U.C.S.	ZUCS/R	S _a
0.00	2.500	1.1250	0.3750	3.6788
0.10	2.500	1.1250	0.3750	3.6788
0.20	2.500	1.1250	0.3750	3.6788
0.30	2.500	1.1250	0.3750	3.6788
0.40	2.500	1.1250	0.3750	3.6788
0.50	2.000	0.9000	0.3000	2.9430
0.60	1.667	0.7500	0.2500	2.4525
0.70	1.429	0.6429	0.2143	2.1021
0.80	1.250	0.5625	0.1875	1.8394
0.90	1.111	0.5000	0.1667	1.6350
1.00	1.000	0.4500	0.1500	1.4715
1.20	0.833	0.3750	0.1250	1.2263
1.40	0.714	0.3214	0.1071	1.0511
1.60	0.625	0.2813	0.0938	0.9197
1.80	0.556	0.2500	0.0833	0.8175
2.00	0.500	0.2250	0.0750	0.7358
2.20	0.455	0.2045	0.0682	0.6689
2.40	0.417	0.1875	0.0625	0.6131
2.60	0.370	0.1664	0.0555	0.5442
2.80	0.319	0.1435	0.0478	0.4692
3.00	0.278	0.1250	0.0417	0.4088
3.20	0.244	0.1099	0.0366	0.3593
3.40	0.216	0.0973	0.0324	0.3182
3.60	0.193	0.0868	0.0289	0.2839
3.80	0.173	0.0779	0.0260	0.2548
4.00	0.156	0.0703	0.0234	0.2299
5.00	0.100	0.0450	0.0150	0.1472
6.00	0.069	0.0313	0.0104	0.1022
7.00	0.051	0.0230	0.0077	0.0751
8.00	0.039	0.0176	0.0059	0.0575
9.00	0.031	0.0139	0.0046	0.0454
10.00	0.025	0.0113	0.0038	0.0368
11.00	0.021	0.0093	0.0031	0.0304
12.00	0.017	0.0078	0.0026	0.0255
13.00	0.015	0.0067	0.0022	0.0218
14.00	0.013	0.0057	0.0019	0.0188
15.00	0.011	0.0050	0.0017	0.0164

Nota: Elaborado por el investigador.

- Espectro de diseño para la estructura de albañilería confinada

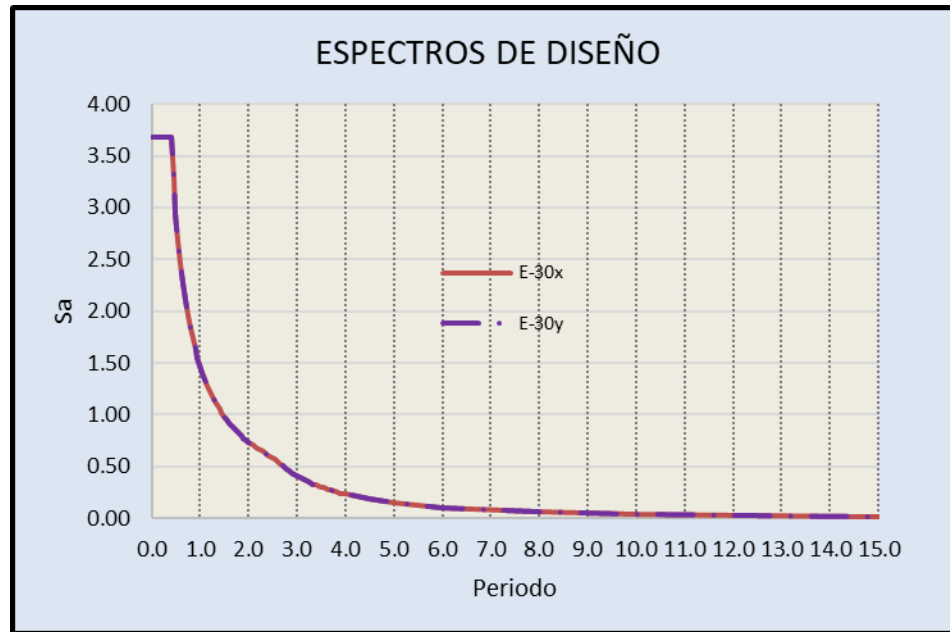


Figura 73. Espectro de diseño sísmico, periodo versus aceleración espectral. Elaborado por el investigador.

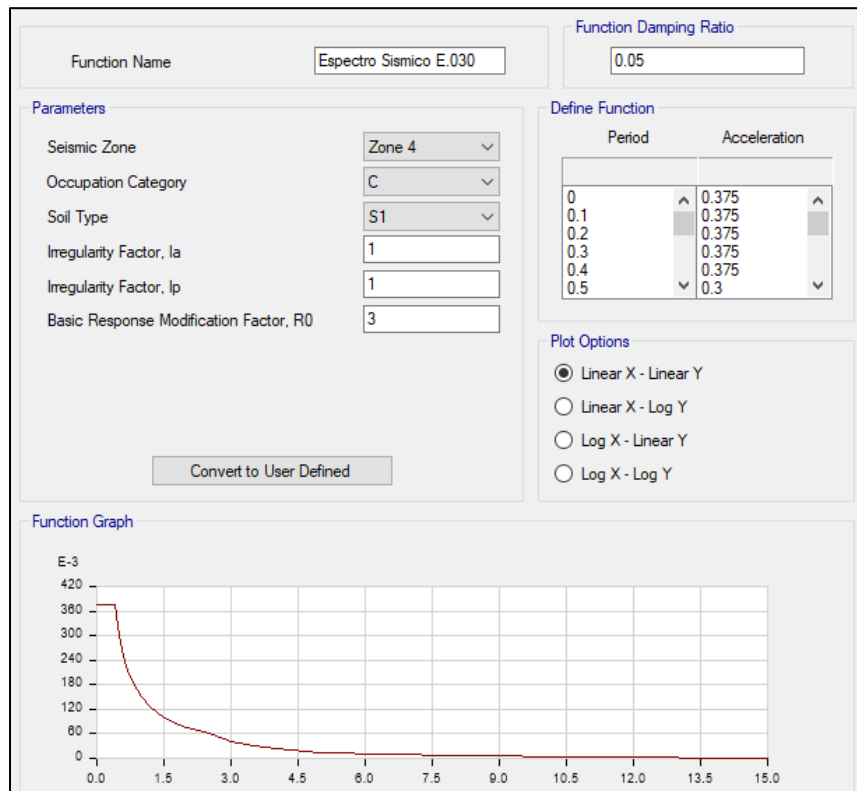


Figura 74. Definición del espectro de diseño sísmico, periodo versus aceleración espectral, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

5.2.5.2 Método para la combinación modal.

La N.T.E. E.030 (2018), menciona que “mediante los criterios de combinación, se podrá obtenerse la respuesta máxima esperada; la respuesta máxima elástica esperada (r) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados (r_i) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa (CQC) de los valores calculados para cada modo; donde r , representa las respuestas modales, desplazamientos o fuerzas; β , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05; ω_i , ω_j son las frecuencias angulares de los modos i , j ” (p.26).

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i p_{ij} r_j} \quad (5)$$

$$p_{ij} = \frac{8 \beta^2 (1 + \gamma) \gamma^{3/2}}{(1 + \gamma^2)^2 + 4 \beta^2 \gamma (1 + \gamma)^2} \quad \gamma = \frac{\omega_j}{\omega_i} \quad (6)$$

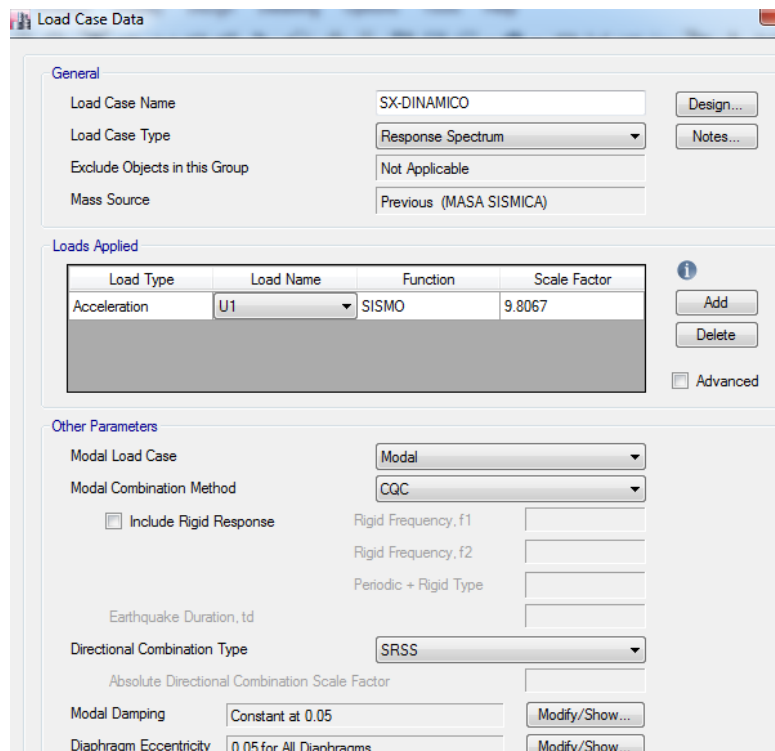


Figura 75. Definición de la combinación direccional para el espectro de diseño en X, modelado en el programa

ETABS. Elaborado por el investigador.

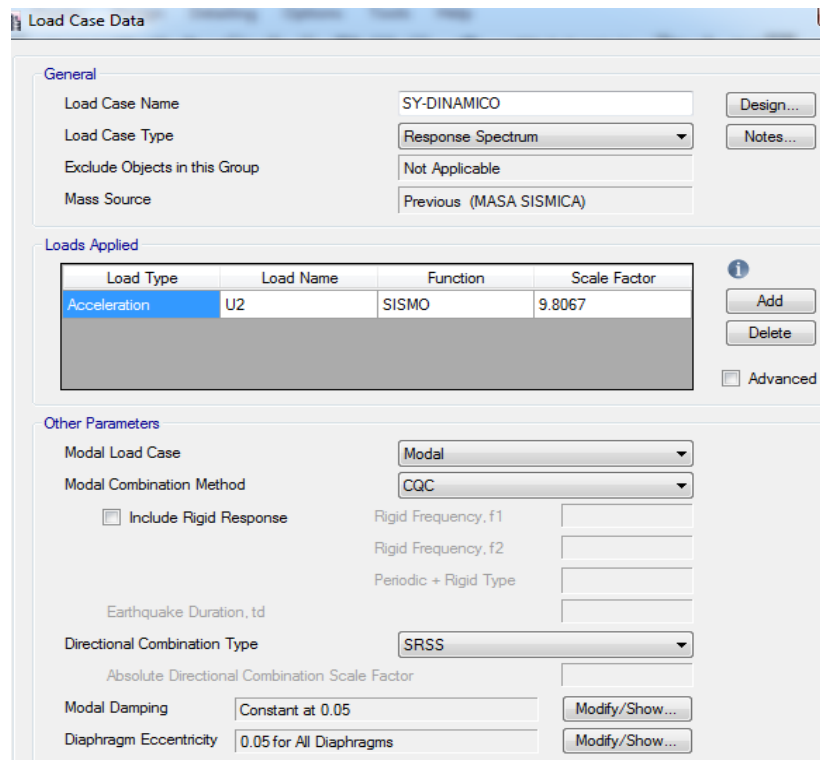


Figura 76. Definición de la combinación direccional para el espectro de diseño en Y, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

5.2.5.3 Análisis para verificar la regularidad estructural.

La norma técnica de edificación E.030 (2018), menciona que las edificaciones se clasifican como irregulares o regulares para:

- Determinar el coeficiente de reducción sísmica R.
- Establecer los procedimientos de análisis.
- Cumplir con las restricciones a la irregularidad que se menciona en la Tabla N°10, “Categoría y regularidad de las edificaciones”.

La norma técnica de edificación E.030 (2018), menciona que “las edificaciones consideradas como regulares tienen configuración sismorresistente, la cual no tienen las irregularidades mencionadas en las Tabla N°8 - Irregularidades estructurales en altura y Tabla N°9 - Irregularidades estructurales en planta, en ambos casos descritos, el factor I_a o I_p tiene que ser

igual a 1”. Las edificaciones que son consideradas como irregulares, presentan alguna de las irregularidades mencionadas en la Tabla N°8 y Tabla N°9 de la misma norma.

Para realizar un análisis tentativo se está considerando que: $I_a=1$ e $I_p=1$; y teniendo en cuenta los requerimientos indicados en las tablas 8 y 9 de la norma técnica de edificaciones E.030, se procede a realizar la verificación de la irregularidad en planta o altura respectivamente.

5.2.5.3.1 Irregularidades Estructurales en Altura

A) *Irregularidad de rigidez – piso blando*, (factor de irregularidad, $I_a = 0.75$). Según N.T.E. E.030 (2018) menciona que “existe la mencionada irregularidad de rigidez cuando la rigidez lateral es menor que el 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.19). Teniendo en cuenta lo anterior, la estructura analizada debe cumplir con los siguientes parámetros para que sea irregular:

$$\text{Primera condición: } \frac{V_i}{\Delta_i} \leq 0.7 \left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}} \right) \quad (7)$$

$$\text{Segunda condición: } \frac{V_i}{\Delta_i} \leq \frac{0.8}{3} \left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}} + \frac{V_{i+2}}{\Delta_{i+2}} + \frac{V_{i+3}}{\Delta_{i+3}} \right) \quad (8)$$

Teniendo en cuenta que la edificación analizada se verificó que el valor del desplazamiento relativo lateral es menor a 0.005, por lo cual se procede a realizar la verificación para constatar que cumpla, como indica la mencionada norma, con la primera condición, resultando lo siguiente, en los sentidos XX y YY:

Tabla 42

Análisis para verificar la primera condición de rigidez en la dirección X

Nivel	Fuerzas	Cortante (ton)	$\Delta_m =$ Desp. rel.	$\frac{V_i}{\Delta_i}$ (ton/m)	$0.7\left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}}\right)$	Primera Condición
5° Nivel	SX-DINAMICO	45.5916	0.0032940	13,840.80		
4° Nivel	SX-DINAMICO	92.6589	0.0052590	17,619.11	9,688.56	FALSO
3° Nivel	SX-DINAMICO	130.5772	0.0068340	19,106.99	12,333.37	FALSO
2° Nivel	SX-DINAMICO	158.1055	0.0076170	20,756.93	13,374.89	FALSO
1° Nivel	SX-DINAMICO	174.1267	0.0057120	30,484.37	14,529.84	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador.

Tabla 43

Análisis para verificar la primera condición de rigidez en la dirección Y

Nivel	Fuerzas	Cortante (ton)	$\Delta_m =$ Desp. rel.	$\frac{V_i}{\Delta_i}$ (ton/m)	$0.7\left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}}\right)$	Primera Condición
5° Nivel	SY-DINAMICO	46.9598	0.0018390	25,535.51		
4° Nivel	SY-DINAMICO	95.7512	0.0027030	35,424.04	17,874.86	FALSO
3° Nivel	SY-DINAMICO	136.2097	0.0033360	40,830.25	24,796.83	FALSO
2° Nivel	SY-DINAMICO	166.6824	0.0036360	45,842.24	28,581.17	FALSO
1° Nivel	SY-DINAMICO	184.9077	0.0027120	68,181.31	32,089.57	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador.

Los cálculos realizados y mostrados en las tablas 42 y 43, indican que no se cumple con la primera condición, para las dos direcciones. Razón por lo cual, se tiene que verificar la segunda condición:

Tabla 44

Análisis para verificar la segunda condición de rigidez en la dirección X

Nivel	Fuerzas	Cortante (ton)	$\Delta_m =$ Desp. rel.	$\frac{0.8xV_{i+1}}{\Delta_{i+1}}$	$\frac{0.8xV_{i+2}}{\Delta_{i+2}}$	$\frac{0.8xV_{i+3}}{\Delta_{i+3}}$	$\frac{1}{3}\left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}} + \frac{V_{i+2}}{\Delta_{i+2}} + \frac{V_{i+3}}{\Delta_{i+3}}\right)$	Segunda Condición
5° Nivel	SX-DINAMICO	45.5916	0.0032940					
4° Nivel	SX-DINAMICO	92.6589	0.0052590	11,072.64				
3° Nivel	SX-DINAMICO	130.5772	0.0068340	14,095.29	11,072.64			
2° Nivel	SX-DINAMICO	158.1055	0.0076170	15,285.60	14,095.29	11,072.64	13,484.51	FALSO
1° Nivel	SX-DINAMICO	174.1267	0.0057120	16,605.54	15,285.60	14,095.29	15,328.81	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 45

Análisis para verificar la segunda condición de rigidez en la dirección YY

Nivel	Fuerzas	Cortante (ton)	$\Delta_m =$ Desp. rel.	$\frac{0.8xV_{i+1}}{\Delta_{i+1}}$	$\frac{0.8xV_{i+2}}{\Delta_{i+2}}$	$\frac{0.8xV_{i+3}}{\Delta_{i+3}}$	$\frac{1}{3} \left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}} + \frac{V_{i+2}}{\Delta_{i+2}} + \frac{V_{i+3}}{\Delta_{i+3}} \right)$	Segunda Condición
5° Nivel	SY-DINAMICO	46.9598	0.0018390					
4° Nivel	SY-DINAMICO	95.7512	0.0027030	20,428.41				
3° Nivel	SY-DINAMICO	136.2097	0.0033360	28,339.24	20,428.41			
2° Nivel	SY-DINAMICO	166.6824	0.0036360	32,664.20	28,339.24	20,428.41	27,143.95	FALSO
1° Nivel	SY-DINAMICO	184.9077	0.0027120	36,673.80	32,664.20	28,339.24	32,559.08	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

El cálculo mostrado en la tabla 44 y 45, reflejan que no se cumple la segunda condición.

Razón por la cual se está concluyendo que NO hay esta irregularidad.

B) Irregularidades de resistencia – piso débil (factor de irregularidad, $I_a = 0.75$). Según la N.T.E. E.030 (2018) una estructura tiene irregularidad de resistencia cuando, en un entrepiso, la resistencia a fuerzas cortantes es inferior al 80 % de la resistencia del piso superior en ambos sentidos de análisis del edificio.

Teniendo en cuenta lo mencionado, la estructura analizada tiene que cumplir con los parámetros para que sea considerado como irregular:

$$K_i < 0.80 K_{i+1}$$

Tabla 46

Análisis para verificar la condición de resistencia en la dirección X

Nivel	Fuerzas	Cortante Acumulada (Ton)	Rigidez Lateral (Ton/m)	Resistencia (Ton)	$0.8xK_{i+1}$	Verificación
5° Nivel	SX-DINAMICO	45.5916	13,840.80	207.612		
4° Nivel	SX-DINAMICO	92.6589	17,619.11	264.287	166.090	FALSO
3° Nivel	SX-DINAMICO	130.5772	19,106.99	286.605	211.429	FALSO
2° Nivel	SX-DINAMICO	158.1055	20,756.93	311.354	229.284	FALSO
1° Nivel	SX-DINAMICO	174.1267	30,484.37	457.265	249.083	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 47

Análisis para verificar la condición de resistencia en la dirección Y

Nivel	Fuerzas	Cortante Acumulada (Ton)	Rigidez Lateral (Ton/m)	Resistencia (Ton)	$0.8xK_{i+1}$	Verificación
5° Nivel	SY-DINAMICO	46.9598	25,535.51	383.033		
4° Nivel	SY-DINAMICO	95.7512	35,424.05	531.361	306.426	FALSO
3° Nivel	SY-DINAMICO	136.2097	40,830.25	612.454	425.089	FALSO
2° Nivel	SY-DINAMICO	166.6824	45,842.24	687.634	489.963	FALSO
1° Nivel	SX-DINAMICO	184.9077	68,181.31	1022.720	550.107	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

El análisis mostrado tiene valores superiores a 0.80, con lo que se puede concluir que NO se tiene una irregularidad de resistencia – piso débil en la edificación.

C) Irregularidad extrema de rigidez (factor de irregularidad, $I_a = 0.50$). La N.T.E. E.030 (2018) indica que “se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando 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 promedio de los 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, ambas evaluadas por la misma condición de la carga” (p.19).

La tabla N°10, de la NTE E.030 (2018), indica que para el uso de la estructura y ubicada en la zona más crítica no se admiten irregularidades extremas. En conclusión, bajo ninguna circunstancia, la edificación analizada puede presentar este tipo de irregularidad.

Según lo mencionado, la estructura analizada tiene que cumplir con los siguientes parámetros para que sea considerado como irregular:

$$\text{Primera condición: } \frac{V_i}{\Delta_i} \leq 0.6 \left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}} \right) \quad (7)$$

$$\text{Segunda condición: } \frac{V_i}{\Delta_i} \leq \frac{0.7}{3} \left(\frac{V_{i+1}}{\Delta_{i+1}} + \frac{V_{i+2}}{\Delta_{i+2}} + \frac{V_{i+3}}{\Delta_{i+3}} \right) \quad (8)$$

Teniendo en cuenta el análisis realizado anteriormente no cumple con la irregularidad de rigidez – piso blando, tampoco debe cumplir con la condición de la presente irregularidad.

D) Irregularidad extrema de resistencia (factor de irregularidad, $I_a = 0.50$). La N.T.E. E.030 (2018) menciona que “una estructura tiene irregularidad extrema de resistencia cuando la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior en cualquiera de las direcciones de análisis”.

La tabla N°2, de la NTE E.030 (2018), indica que para el uso de la estructura y ubicada en la Zona más crítica no se admiten irregularidades extremas. En conclusión, bajo ninguna circunstancia, la edificación analizada puede presentar este tipo de irregularidad. Según lo mencionado, la estructura analizada tiene que cumplir con la siguiente condición para que sea considerada como irregular:

$$K_i < 0.65 K_{i+1}$$

El análisis realizado anteriormente no cumple con la condición para irregularidades de resistencia – piso; tampoco debe cumplir con la condición de la presente irregularidad.

E) Irregularidad de masa o peso (factor de irregularidad, $I_a = 0.90$). Según la N.T.E. E.030 (2018) considera que “la irregularidad de masa o peso cuando el peso de un piso, según el artículo 26, es mayor que 1.5 veces del peso de un piso adyacente; criterio no considerado para azoteas ni sótanos”.

Teniendo en cuenta lo mencionado, la estructura analizada tiene que cumplir con lo siguiente para que pueda ser considerado como irregular:

$$M_i > 1.50 M_{i+1} \quad (13)$$

$$M_i > 1.50 M_{i-1} \quad (14)$$

Tabla 48

Análisis para verificar la condición de irregularidad de masa

Piso	Diafr.	M _i (tonf- s ² /m)	M _{i+1} (tonf- s ² /m)	1.50.M _{i+1} (tonf- s ² /m)	Verific.	M _{i-1} (tonf-s ² /m)	1.50.M _{i-1} (tonf- s ² /m)	Verific.
5° Nivel	D1	14.29655				17.23962	25.86	FALSO
4° Nivel	D1	17.23962	14.29655	21.44	FALSO	17.23962	25.86	FALSO
3° Nivel	D1	17.23962	17.23962	25.86	FALSO	17.23962	25.86	FALSO
2° Nivel	D1	17.23962	17.23962	25.86	FALSO	17.41252	26.12	FALSO
1° Nivel	D1	17.41252	17.23962	25.86	FALSO			

Nota: Elaborado por el investigador

La tabla 48 muestra el incumpliendo de la verificación. Razón por lo que se puede concluir que la edificación NO posee una irregularidad de este tipo.

F) Irregularidad geométrica vertical (factor de irregularidad, I_a = 0.90). La N.T.E. E.030 (2018) indica que “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 en cualquiera de las direcciones de análisis; criterio no considerado para azoteas ni sótanos”.

Teniendo en cuenta lo mostrado, la estructura analizada debe que cumplir lo siguiente para que sea considerado como irregular:

$$b_i > 1.30 b_{i+1} \quad (15)$$

$$b_i > 1.30 b_{i-1} \quad (16)$$

La edificación NO cumple con la condición, ya que la estructura propuesta tiene forma cuadrada.

G) Discontinuidad en los sistemas resistentes (factor de irregularidad, I_a = 0.80). Según la N.T.E. E.030 (2018) una estructura es irregular cuando “en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante, se tiene un desalineamiento vertical, tanto como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento o por un cambio

de orientación. La estructura analizada no cumple con lo mencionado, pues las columnas tienen las mismas dimensiones desde la base”. Por lo tanto, NO existe discontinuidad.

H) *Discontinuidad extrema de los sistemas resistentes (factor de irregularidad, $I_a = 0.60$)*. La N.T.E. E.030 (2018) indica que “una estructura tiene discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos, supere el 25% de la fuerza cortante total”. Al no cumplir con la irregularidad anterior, tampoco se cumple con esta irregularidad.

5.2.5.3.2 Irregularidades Estructurales en Planta

A) *Irregularidad Torsional (Factor de Irregularidad, $I_p = 0.75$)*. La N.T.E. E.030 (2018) menciona que “existe irregularidad torsional, cuando en cualquiera de las dimensiones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}), .se menciona que este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible” (p.20). Según lo mencionado, la estructura analizada debe cumplir con lo siguiente para ser considerada irregular:

$$Si \frac{\Delta_{max}}{h_i} \geq 0.5 \frac{\Delta}{h} \text{ limite} \rightarrow \frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.3 \text{ prom} \left(\frac{\Delta_{prom}}{h_i} \right) \quad (17)$$

Tabla 49

Verificación de la condición de irregularidad torsional

Nivel	Fuerzas	Deriva	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Deriva} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} < 0.007$	$\frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	$0.5 \frac{\Delta_i}{h_i} \text{ permisible}$	Verificación
5° Nivel	SX-DINAMICO	0.001098	0.002800	OK			
4° Nivel	SX-DINAMICO	0.001753	0.004470	OK			
3° Nivel	SX-DINAMICO	0.002278	0.005809	OK	0.006474	0.0035	Chequear
2° Nivel	SX-DINAMICO	0.002539	0.006474	OK			
1° Nivel	SX-DINAMICO	0.001904	0.004855	OK			

Nota: Elaborado por el investigador

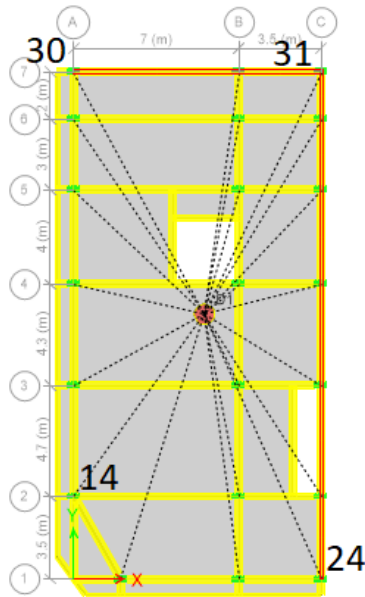


Figura 77. Vista de enumeración de las esquinas para la verificación de la irregularidad torsional, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

Tabla 50

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 1 (nudo 14)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.85 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$
5° Nivel	14	SX-DINAMICO	0.022356	0.000819	0.0020893	
4° Nivel	14	SX-DINAMICO	0.019898	0.001329	0.0033890	
3° Nivel	14	SX-DINAMICO	0.015911	0.001751	0.0044642	0.0050167
2° Nivel	14	SX-DINAMICO	0.010659	0.001967	0.0050167	
1° Nivel	14	SX-DINAMICO	0.004757	0.001586	0.0040435	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 51

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 2 (nudo 17)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.85 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$
5° Nivel	24	SX-DINAMICO	0.026927	0.000993	0.002532	
4° Nivel	24	SX-DINAMICO	0.023948	0.001605	0.004093	
3° Nivel	24	SX-DINAMICO	0.019133	0.002109	0.005377	0.006032
2° Nivel	24	SX-DINAMICO	0.012807	0.002365	0.006032	
1° Nivel	24	SX-DINAMICO	0.005711	0.001904	0.004854	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 52

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 3 (nudo 30)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot \text{MAX}$
5° Nivel	30	SX-DINAMICO	0.016662	0.000670	0.001708	
4° Nivel	30	SX-DINAMICO	0.014653	0.001014	0.002585	
3° Nivel	30	SX-DINAMICO	0.011612	0.001286	0.003279	0.003618
2° Nivel	30	SX-DINAMICO	0.007754	0.001419	0.003618	
1° Nivel	30	SX-DINAMICO	0.003498	0.001166	0.002973	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 53

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 4 (nudo 31)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot \text{MAX}$
5° Nivel	31	SX-DINAMICO	0.006854	0.000323	0.000824	
4° Nivel	31	SX-DINAMICO	0.005885	0.000437	0.001115	
3° Nivel	31	SX-DINAMICO	0.004573	0.000512	0.001305	0.001377
2° Nivel	31	SX-DINAMICO	0.003038	0.000540	0.001377	
1° Nivel	31	SX-DINAMICO	0.001418	0.000473	0.001205	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 54

Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional

N° Esquina	Nudo	Case	$\frac{\Delta}{h} \cdot \text{MAX}$	$\frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	$\frac{\Delta}{h} \cdot \text{MAX} / \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	Verificación
1	14	SX-DINAMICO	0.005017		1.34463	CUMPLE
2	24	SX-DINAMICO	0.006032	0.003731	1.61665	CUMPLE
3	30	SX-DINAMICO	0.003618		0.96963	FALSO
4	31	SX-DINAMICO	0.001377		0.36907	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

El análisis que se realizó a la edificación, en la dirección X, indica que sí cumple esta condición, por lo tanto la edificación SI tiene esta irregularidad.

Tabla 55

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 1 (nudo 14)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.85 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$
5° Nivel	14	SY-DINAMICO	0.015886	0.000586	0.001493	
4° Nivel	14	SY-DINAMICO	0.014129	0.000946	0.002413	
3° Nivel	14	SY-DINAMICO	0.01129	0.001243	0.003171	0.003561
2° Nivel	14	SY-DINAMICO	0.00756	0.001396	0.003561	
1° Nivel	14	SY-DINAMICO	0.003371	0.001124	0.002865	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 56

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 2 (nudo 17)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$
5° Nivel	24	SY-DINAMICO	0.019112	0.000712	0.001815	
4° Nivel	24	SY-DINAMICO	0.016977	0.001144	0.002917	
3° Nivel	24	SY-DINAMICO	0.013545	0.001496	0.003816	0.004269
2° Nivel	24	SY-DINAMICO	0.009056	0.001674	0.004269	
1° Nivel	24	SY-DINAMICO	0.004034	0.001345	0.003429	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 57

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 3 (nudo 30)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot MAX$
5° Nivel	30	SY-DINAMICO	0.012758	0.000526	0.001341	
4° Nivel	30	SY-DINAMICO	0.01118	0.000779	0.001986	
3° Nivel	30	SY-DINAMICO	0.008843	0.000973	0.002480	0.002730
2° Nivel	30	SY-DINAMICO	0.005925	0.001071	0.002730	
1° Nivel	30	SY-DINAMICO	0.002713	0.000904	0.002306	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 58

Análisis para el desplazamiento relativo de la esquina 4 (nudo 31)

Nivel	Nudo	Fuerzas	Deformación (m)	Drift	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.75 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} \cdot \text{MAX}$
5° Nivel	31	SY-DINAMICO	0.007226	0.000337	0.000860	
4° Nivel	31	SY-DINAMICO	0.006214	0.000459	0.001171	
3° Nivel	31	SY-DINAMICO	0.004836	0.000539	0.001375	0.001454
2° Nivel	31	SY-DINAMICO	0.003218	0.000570	0.001454	
1° Nivel	31	SY-DINAMICO	0.001507	0.000502	0.001281	

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 59

Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional

N° Esquina	Nudo	Case	$\frac{\Delta}{h} \cdot \text{MAX}$	$\frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	$\frac{\Delta}{h} \cdot \text{MAX} / \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	Verificación
1	14	SY-DINAMICO	0.003561		1.304061	CUMPLE
2	24	SY-DINAMICO	0.004269	0.002730	1.563379	CUMPLE
3	30	SY-DINAMICO	0.002730		0.999915	FALSO
4	31	SY-DINAMICO	0.001454		0.532644	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

El análisis que se realizó a la edificación, en la dirección Y, indica que sí cumple esta condición, por lo tanto la edificación SI tiene esta irregularidad.

B) Irregularidad torsional extrema (factor de irregularidad, $I_p = 0.60$). Según la N.T.E. E.030 (2018) indica que “existe irregularidad torsional extrema cuando el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{prom}), este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible” (p.20). Según lo mencionado anteriormente, la estructura analizada tiene que cumplir lo siguiente para que pueda ser considerado como irregular torsional extrema:

$$\text{Si } \frac{\Delta_{max}}{h_i} \geq 0.5 \frac{\Delta}{h} \rightarrow \frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.5prom \left(\frac{\Delta_i}{h_i} \right) \quad (18)$$

Tabla 60

Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional extrema

Nº Esquina	Nudo	Case	$\frac{\Delta}{h} \cdot MAX$	$\frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	$\frac{\Delta}{h} \cdot MAX / \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	Verificación
1	14	SX-DINAMICO	0.005017		1.3446328	FALSO
2	24	SX-DINAMICO	0.006032	0.003731	1.6166578	CUMPLE
3	30	SX-DINAMICO	0.003618		0.9696302	FALSO
4	31	SX-DINAMICO	0.001377		0.3690792	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

El análisis que se realizó a la edificación, en la dirección X, indica que cumple esta condición, por lo tanto la edificación SÍ tiene esta irregularidad.

Tabla 61

Análisis para verificar la condición de irregularidad torsional extrema

Nº Esquina	Nudo	Case	$\frac{\Delta}{h} \cdot MAX$	$\frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	$\frac{\Delta}{h} \cdot MAX / \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$	Verificación
1	14	SY-DINAMICO	0.003561		1.304061	FALSO
2	24	SY-DINAMICO	0.004269	0.002730	1.563379	CUMPLE
3	30	SY-DINAMICO	0.002730		0.999915	FALSO
4	31	SY-DINAMICO	0.001454		0.532645	FALSO

Nota: Elaborado por el investigador

El análisis que se realizó a la edificación, en la dirección Y, indica que cumple esta condición, por lo tanto la edificación SÍ tiene esta irregularidad

C) *Esquinas entrantes (factor de irregularidad, $I_p = 0.90$).* Esquinas entrantes (factor de irregularidad, $I_p = 0.90$). La N.T.E. E.030 (2018) indica que “una estructura que tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta se califica como irregular”.

La estructura analizada no cumple con lo mencionado, pues la estructura propuesta tiene una configuración rectangular.

D) Discontinuidad del diafragma (factor de irregularidad, $I_p = 0.85$). Según la N.T.E. E.030 (2018) menciona que “una 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 menciona que 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 de la planta” (p.20). La estructura analizada no cumple con lo mencionado pues la estructura planteada tiene una configuración rectangular.

E) Sistemas no paralelos (factor de irregularidad, $I_p = 0.90$). Según la N.T.E. E.030 (2018) menciona que “se considera que existe este tipo de irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones analizadas, los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos; también indica que no se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso”.

La estructura analizada no cumple con lo mencionado, pues la estructura propuesta tiene una forma rectangular.

Luego de haber realizado el análisis de las irregularidades, se puede afirmar que la estructura analizada SI es Irregular.

5.2.5.4 Análisis para verificar el coeficiente de reducción.

Para la N.T.E. E.030 (2018), el coeficiente para reducir las fuerzas de sismo se determina multiplicando el coeficiente R_0 con los factores calculados (I_a y I_p), por lo cual:

$$R = I_a * I_p * R_0$$

Con los cálculos realizados previamente, se tiene la confirmación que el valor para el coeficiente básico de reducción de las fuerzas sísmicas tiene un valor de $R_0 = 3$ y la estructura

analizada tiene una configuración irregular. Por lo tanto, el valor final para el coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas R es:

$$R = 3 \cdot 1 \cdot 0.6 = 1.8$$

De esta manera, se deduce que lo asumido anteriormente no es correcto, por lo tanto, se tiene que volver evaluar con los datos calculados.

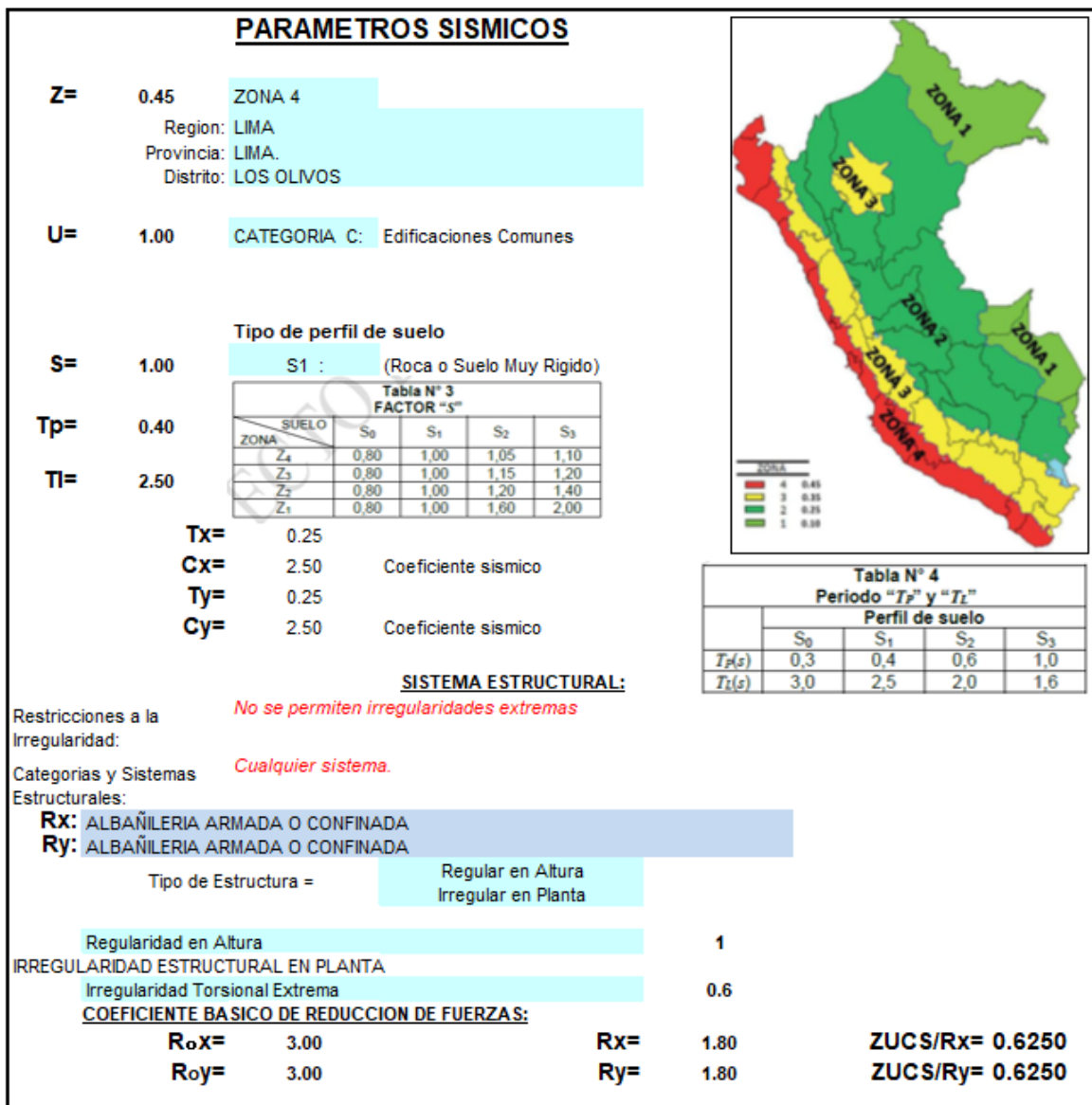


Figura 78. Cálculo del porcentaje del peso de la estructura para la fuerza cortante en la base. Elaborado por el investigador.

Tabla 62

Fuerza cortante del análisis estático para los entresijos

Nivel	h_i (m)	$h_{acum.}$ (m)	$h_{acum} \times \text{Peso}$	α_i	Fuerza lateral	Cortante acumulada
5° Nivel	2.8	14.2	1991.538	$\alpha_5 = 0.2960$	$v_5 = 166.8075$	$V_5 = 166.8075$
4° Nivel	2.8	11.4	1927.97	$\alpha_4 = 0.2784$	$v_4 = 159.5475$	$V_4 = 324.3550$
3° Nivel	2.8	8.6	1454.43	$\alpha_3 = 0.2100$	$v_3 = 120.3604$	$V_3 = 444.7153$
2° Nivel	2.8	5.8	980.89	$\alpha_2 = 0.1417$	$v_2 = 81.1732$	$V_2 = 525.8887$
1° Nivel	3.0	3.0	512.45	$\alpha_1 = 0.0738$	$v_1 = 42.4072$	$V_1 = 568.2959$

Nota: Elaborado por el investigador.

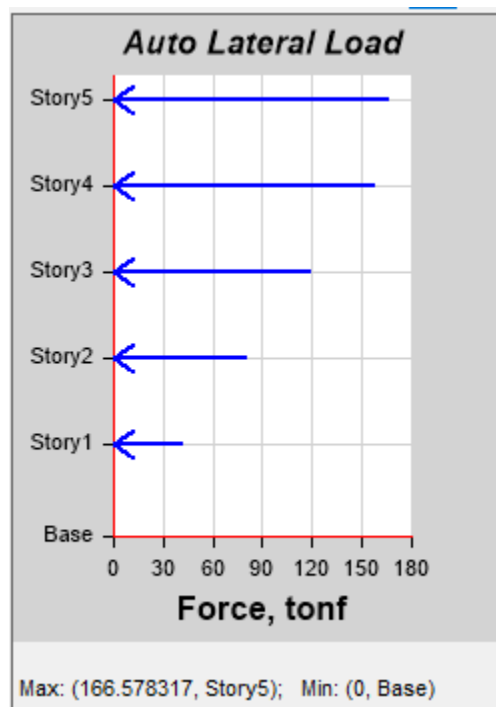


Figura 79. Cargas laterales del análisis estático aplicadas en cada entresijo, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

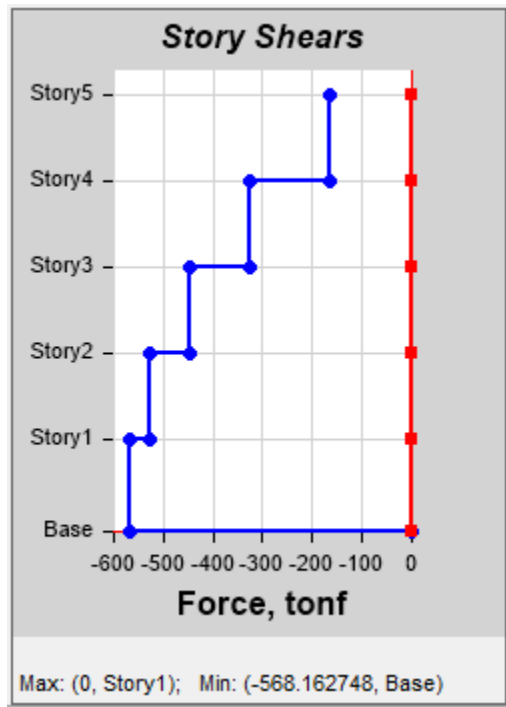


Figura 80. Fuerza cortante acumulada debido al análisis estático, modelado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

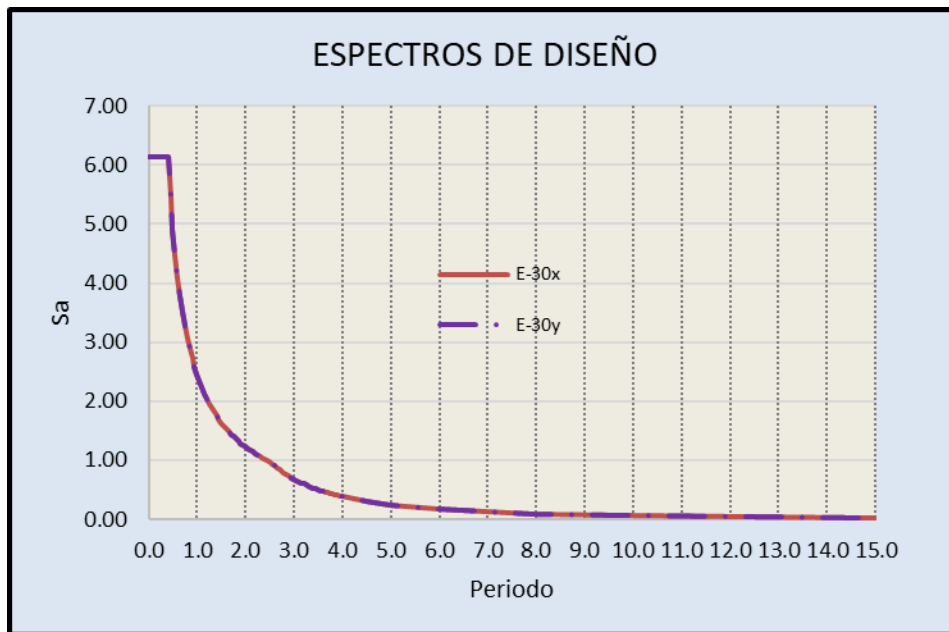


Figura 81. Espectro de diseño sísmico, periodo versus aceleración espectral. Elaborado por el investigador.

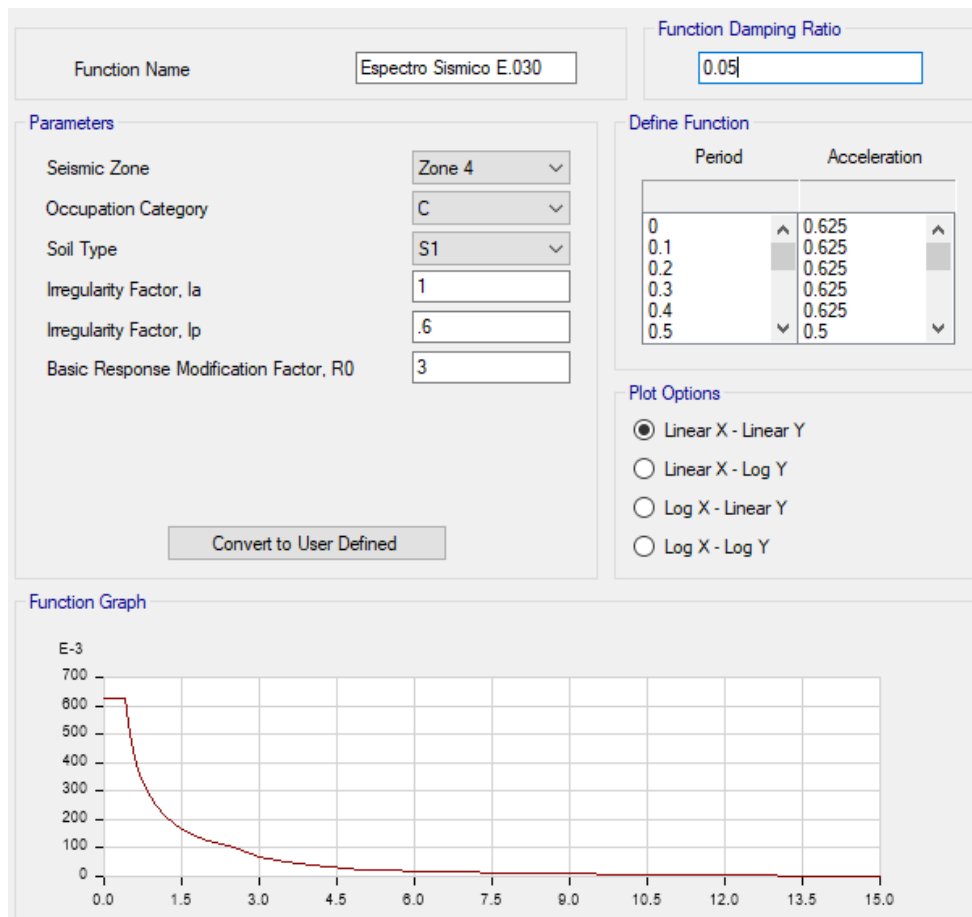


Figura 82. Definición del espectro de diseño sísmico, periodo versus aceleración espectral, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

5.2.5.5 Distorsión de los entresijos.

Según la N.T.E. E.030 (2018) menciona “para el caso de estructuras regulares, los desplazamientos relativos laterales o distorsiones se calcularán multiplicando por el 75% de R y los resultados obtenidos en el análisis elástico lineal y elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Entonces, para la estructura irregular, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.85 R los resultados obtenidos del análisis lineal estático, esta estructura de pórticos concreto armado, se tiene un límite para la distorsión del entresijo de 0.005” (p.29). Las tablas 63 y 64 muestran que la distorsión de pisos sobrepasa lo normado.

Tabla 63

Análisis para las distorsiones admisibles para la dirección XX

Nivel	Fuerza	Drift o Deriva	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.85 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} < 0.005$
5° Nivel	SX-DINAMICO	0.00183	0.0027999	OK
4° Nivel	SX-DINAMICO	0.002922	0.00447066	OK
3° Nivel	SX-DINAMICO	0.003797	0.00580941	NO
2° Nivel	SX-DINAMICO	0.004231	0.00647343	NO
1° Nivel	SX-DINAMICO	0.003173	0.00485469	OK

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 64

Análisis para las distorsiones admisibles para la dirección YY

Nivel	Fuerza	Drift o Deriva	$\frac{\Delta_i}{h_i} = \text{Drift} \times 0.85 \times R$	$\frac{\Delta_i}{h_i} < 0.005$
5° Nivel	SY-DINAMICO	0.001699	0.00202266	OK
4° Nivel	SY-DINAMICO	0.002703	0.00320382	OK
3° Nivel	SY-DINAMICO	0.00355	0.00412488	OK
2° Nivel	SY-DINAMICO	0.003925	0.00457929	OK
1° Nivel	SY-DINAMICO	0.002816	0.00342873	OK

Nota: Elaborado por el investigador

Considerando las tablas 63 y 64, la edificación analizada NO cumple con las máximas distorsiones permitidas.

5.2.5.6 Desplazamiento máximo de la estructura.

La fuerza por sismo aplicada sobre la edificación analizada produce unos desplazamientos laterales que se muestran en:

Tabla 65

Análisis para el desplazamiento máximo para la dirección XX

Nivel	Diafragma	Fuerza	Deformación (m)	Desplazamiento (Def.x0.85xR)
5° Nivel	D1	SX-DINAMICO	0.046416	0.07101648
4° Nivel	D1	SX-DINAMICO	0.041275	0.06315075
3° Nivel	D1	SX-DINAMICO	0.032972	0.05044716
2° Nivel	D1	SX-DINAMICO	0.022068	0.03376404
1° Nivel	D1	SX-DINAMICO	0.00984	0.0150552

Nota: Elaborado por el investigador

Tabla 66

Análisis para el desplazamiento máximo para la dirección YY

Nivel	Diafragma	Fuerza	Deformación (m)	Desplazamiento (Def.x0.85xR)
5° Nivel	D1	SY-DINAMICO	0.032947	0.05040891
4° Nivel	D1	SY-DINAMICO	0.029261	0.04476933
3° Nivel	D1	SY-DINAMICO	0.023338	0.03570714
2° Nivel	D1	SY-DINAMICO	0.0156	0.023868
1° Nivel	D1	SY-DINAMICO	0.006948	0.01063044

Nota: Elaborado por el investigador

5.2.5.7 Fuerza cortante acumulada mínima.

Según la N.T.E. E.030 (2018) menciona que “en el caso de estructuras regulares, la fuerza cortante acumulada en la base de la estructura no puede ser menor que el 80% del valor de la fuerza cortante calculada; y en el caso de estructuras irregulares no puede ser menor que el 90%”.

Si es que lo mencionado no cumple, la demanda por sismo deberá incrementarse con el factor de escalamiento, el cual tiene que ser superior a la unidad; se debe tener en cuenta que el escalamiento es solo para calcular las fuerzas internas, y no para analizar las distorsiones sísmicas. La fuerza cortante dinámica que se acumula en el primer nivel es calculada por medio del programa ETABS, como se muestra en las siguientes imágenes.

Tabla 67

Fuerza cortante acumulada del análisis dinámico para los entresijos en XX

Nivel	Fuerza	Ubicación	Vx (Ton)	Vy (Ton)
5° Nivel	SX-DINAMICO	Bottom	75.9859	77.5063
4° Nivel	SX-DINAMICO	Bottom	154.4315	146.1055
3° Nivel	SX-DINAMICO	Bottom	217.6287	202.7036
2° Nivel	SX-DINAMICO	Bottom	263.5091	246.1962
1° Nivel	SX-DINAMICO	Bottom	290.2111	269.5501

Nota: Elaborado por el investigador, sobre el reporte del software ETABS.

Tabla 68

Fuerza cortante acumulada del análisis dinámico para los entrepisos en YY

Nivel	Fuerza	Ubicación	Vx (Ton)	Vy (Ton)
5° Nivel	SY-DINAMICO	Bottom	74.2923	78.2664
4° Nivel	SY-DINAMICO	Bottom	144.0768	159.5853
3° Nivel	SY-DINAMICO	Bottom	202.4693	227.0162
2° Nivel	SY-DINAMICO	Bottom	246.8588	277.804
1° Nivel	SY-DINAMICO	Bottom	269.5501	308.1795

Nota: Elaborado por el investigador, sobre el reporte del software ETABS.

La fuerza cortante estática que se acumula en el primer nivel es calculada usando el programa ETABS, como se muestra en las siguientes tablas.

Tabla 69

Fuerza cortante acumulada del análisis estático para los entrepisos en XX

Nivel	Fuerza	Ubicación	Vx (Ton)	Vy (Ton)
5° Nivel	SX-ESTATICO	Bottom	-166.5783	0
4° Nivel	SX-ESTATICO	Bottom	-325.3891	0
3° Nivel	SX-ESTATICO	Bottom	-445.1938	0
2° Nivel	SX-ESTATICO	Bottom	-525.9923	0
1° Nivel	SX-ESTATICO	Bottom	-568.1627	0

Nota: Elaborado por el investigador, sobre el reporte del software ETABS.

Tabla 70

Fuerza cortante acumulada del análisis estático para los entrepisos en YY

Nivel	Fuerza	Ubicación	Vx (Ton)	Vy (Ton)
5° Nivel	SY-ESTATICO	Bottom	0	-166.5783
4° Nivel	SY-ESTATICO	Bottom	0	-325.3891
3° Nivel	SY-ESTATICO	Bottom	0	-445.1938
2° Nivel	SY-ESTATICO	Bottom	0	-525.9923
1° Nivel	SY-ESTATICO	Bottom	0	-568.1627

Nota: Elaborado por el investigador, sobre el reporte del software ETABS.

Tabla 71

Análisis para el cálculo del factor de escala

	Sentido XX	Sentido YY
Cortante Estático	568.16	568.16
Cortante Dinámico	290.21	308.18
90% (Cortante Estático)	511.34	511.34
Factor	1.76	1.66

Nota: Elaborado por el investigador.

La tabla 71 muestra el cálculo del factor para el escalamiento, por lo que será necesario aumentar la cortante dinámica.

5.2.5.8 Junta sísmica.

La NTE E.030 (2018) indica que “toda estructura debe estar separada de las estructuras vecinas, desde el nivel del terreno natural, a una distancia mínima s para evitar el contacto durante un movimiento sísmico. El edificio se retirará de los límites de propiedad adyacentes a otros lotes edificables, o con edificaciones, distancias no menores a $2/3$ del desplazamiento máximo calculado, ni menores que $s/2$ ” (p.29).

La estructura analizada tiene una altura de 14.2 m. altura considerada desde el nivel de la base hasta el último nivel.

$$s = 0.00600 h = 0.00600 * 14.2 = 0.08520 \geq 0.03m$$

El cálculo deberá tomar una junta sísmica de 0.0852 m. hacía los edificios colindantes que no hayan considerado junta sísmica y 0.0426 m de los edificios vecinos que sí.

5.2.6 Verificación del diseño de los elementos estructurales

5.2.6.1 Diseño de los elementos estructurales.

Como se mencionó anteriormente, las estructuras de concreto armado tienen que ser diseñados mediante el método de rotura, también conocido como diseño por resistencia; el cual depende del

tipo de concreto, este método brinda a la sección transversal de una resistencia mayor o igual a la resistencia de la que se requiere.

5.2.6.2 Incremento del factor de escala para el cortante basal.

El determinado factor de escala, calculado previamente, incrementa las fuerzas cortantes y momentos necesarios para el diseño de los elementos estructurales. Anteriormente se calculó el factor de escala, tabla 71, para la combinación de cargas:

The screenshot shows the 'General' and 'Loads Applied' sections of the ETABS software interface. The 'General' section includes fields for 'Load Case Name' (SX-DINAMICO), 'Load Case Type' (Response Spectrum), 'Exclude Objects in this Group' (Not Applicable), and 'Mass Source' (Previous (MASA SISMICA)). The 'Loads Applied' section contains a table with the following data:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	SISMO	9.81*1.76

Additional controls include 'Design...', 'Notes...', 'Add', 'Delete', and an 'Advanced' checkbox.

Figura 83. Incremento del espectro debido al factor de escala, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

The screenshot shows the 'General' and 'Loads Applied' sections of the ETABS software interface. The 'General' section includes fields for 'Load Case Name' (SY-DINAMICO), 'Load Case Type' (Response Spectrum), 'Exclude Objects in this Group' (Not Applicable), and 'Mass Source' (Previous (MASA SISMICA)). The 'Loads Applied' section contains a table with the following data:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	SISMO	9.81x1.66

Additional controls include 'Design...', 'Notes...', 'Add', 'Delete', and an 'Advanced' checkbox.

Figura 84. Incremento del espectro debido al factor de escala, modelado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

5.2.6.3 Corroboración del modelado estructural.

Luego de verificar que la edificación cumple con lo reglamentado por la NTE E.030 (2018), se procede a checkear si el armado de los aceros en las columnas asegura una resistencia admisible a las cargas aplicadas para este sistema aporticado con muros de albañilería confinada; y el diseño con la cantidad de acero de refuerzo necesario en función a las nuevas cargas. El chequeo de todas las columnas y el acero necesario para las vigas, se obtuvieron mediante el programa ETABS, el cual tiene un módulo de diseño automatizado.

5.2.6.4 Área de acero longitudinal necesario para las vigas.

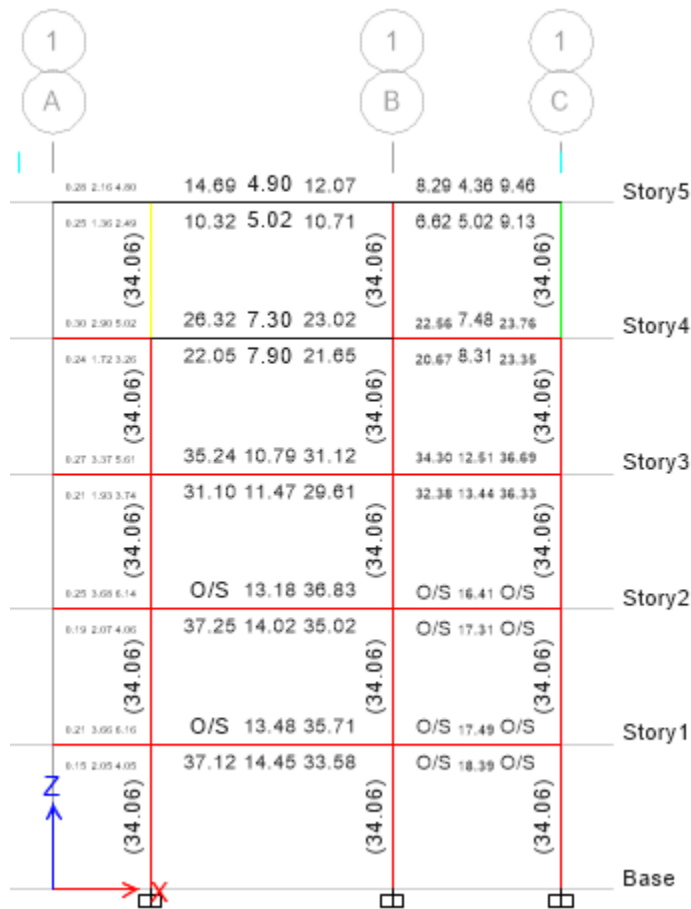


Figura 85. Área de acero necesario en las vigas del eje 1, calculado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

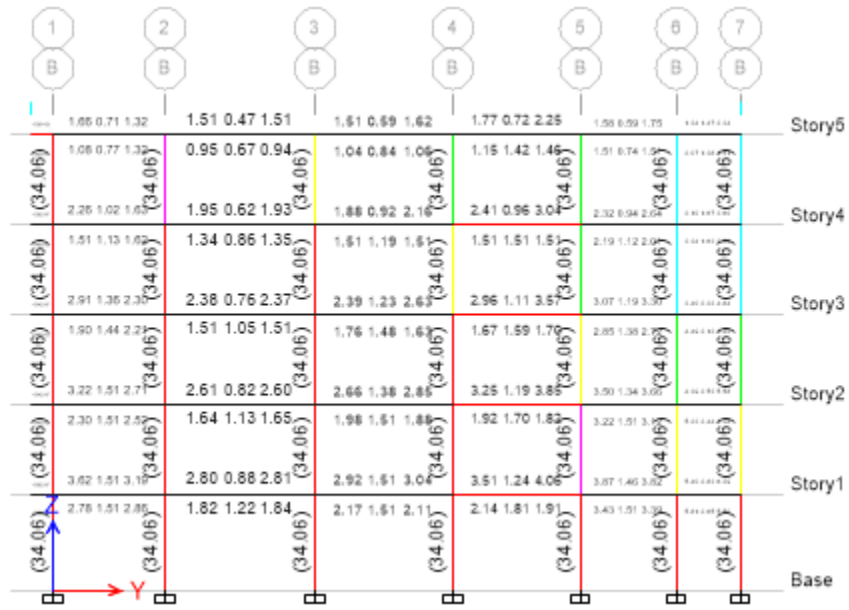


Figura 86. Área de acero necesario en las vigas del eje B, calculado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

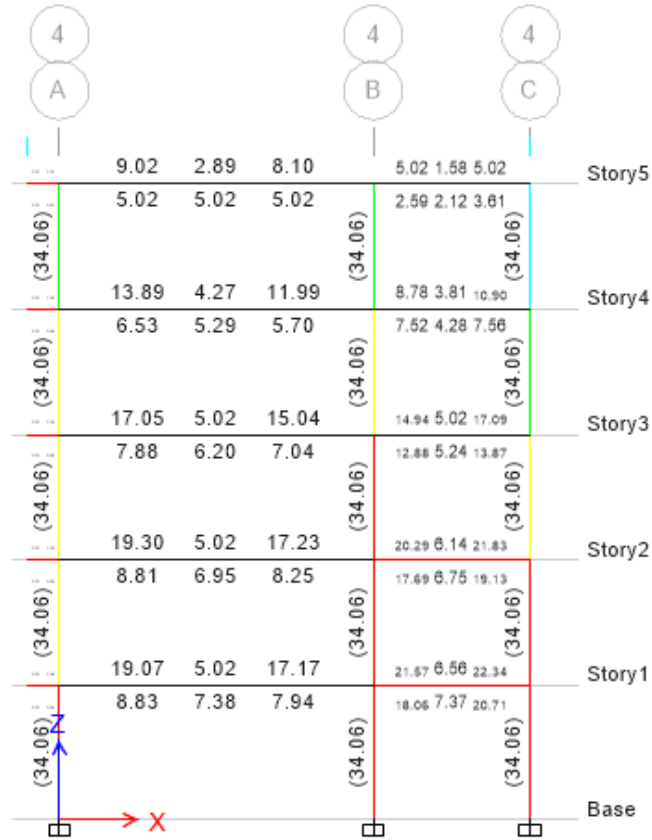


Figura 87. Área de acero necesario en las vigas del eje 4, calculado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

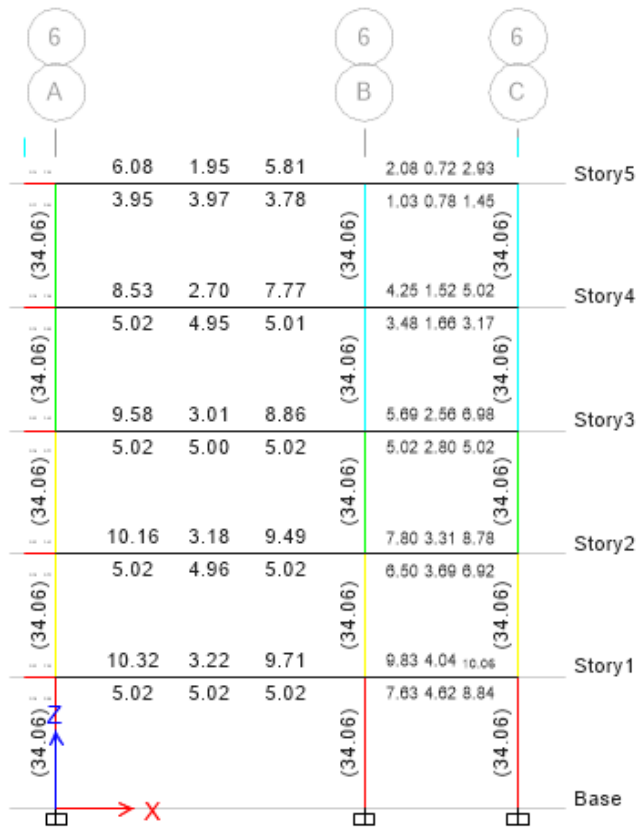


Figura 88. Área de acero necesario en las vigas del eje 6, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

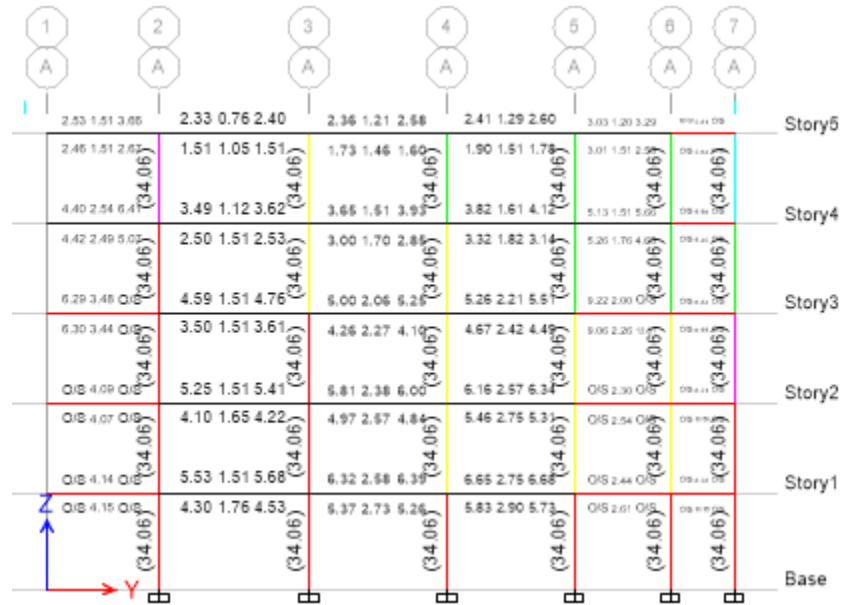


Figura 89. Área de acero necesario en las vigas del eje A, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.



Figura 92. Área de acero necesario en planta del piso 3, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.



Figura 93. Área de acero necesario en planta del piso 4, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.



Figura 94. Área de acero necesario en planta del piso 5, calculado en el programa ETABS. Elaborado por el investigador.

5.2.6.5 Chequeo de la resistencia admisible para las columnas.

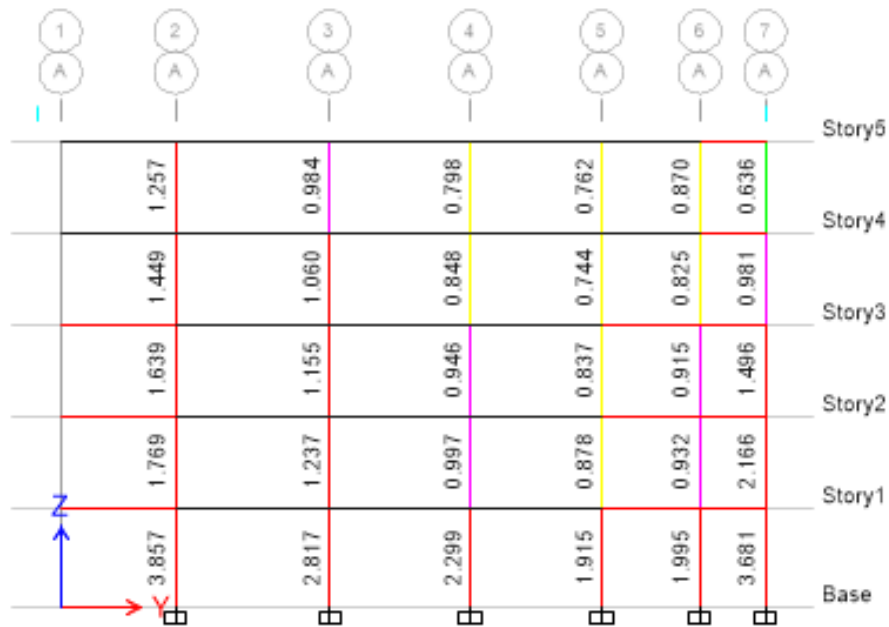


Figura 95. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes del eje A, calculado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador

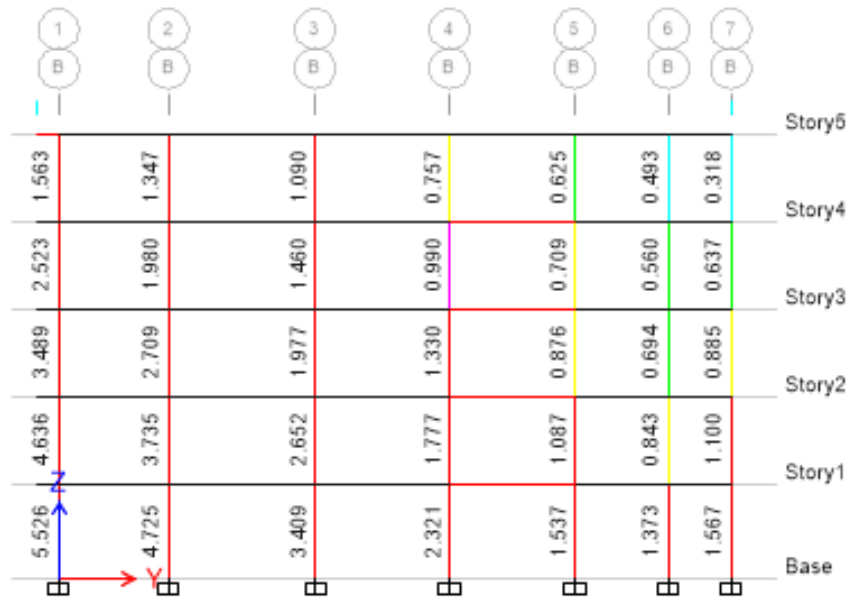


Figura 96. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes del eje B, calculado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

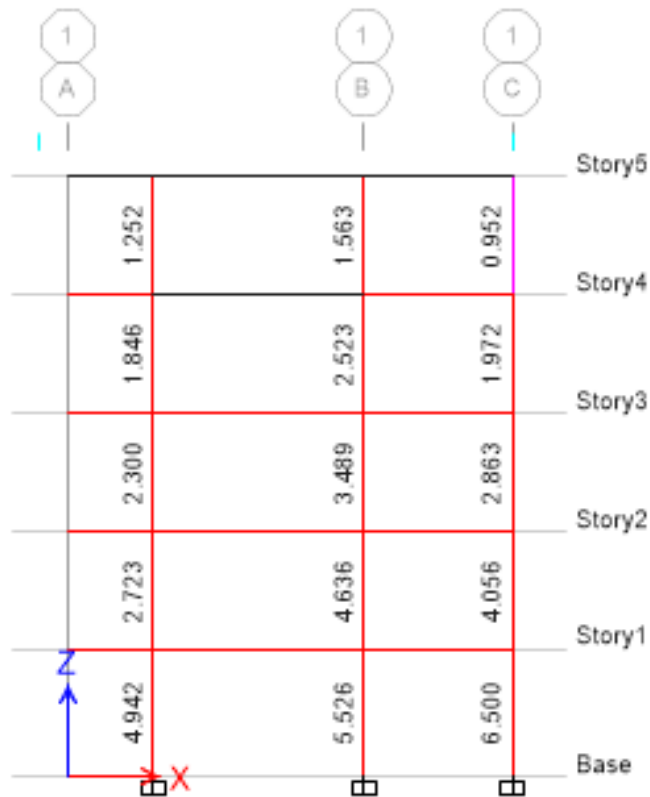


Figura 97. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes del eje 1, calculado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

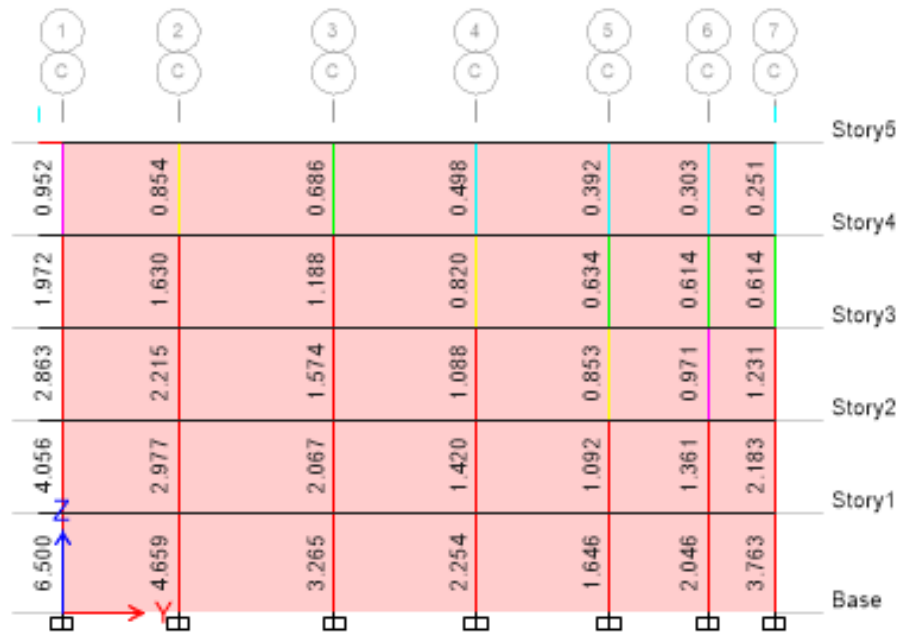


Figura 98. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes del eje C, calculado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

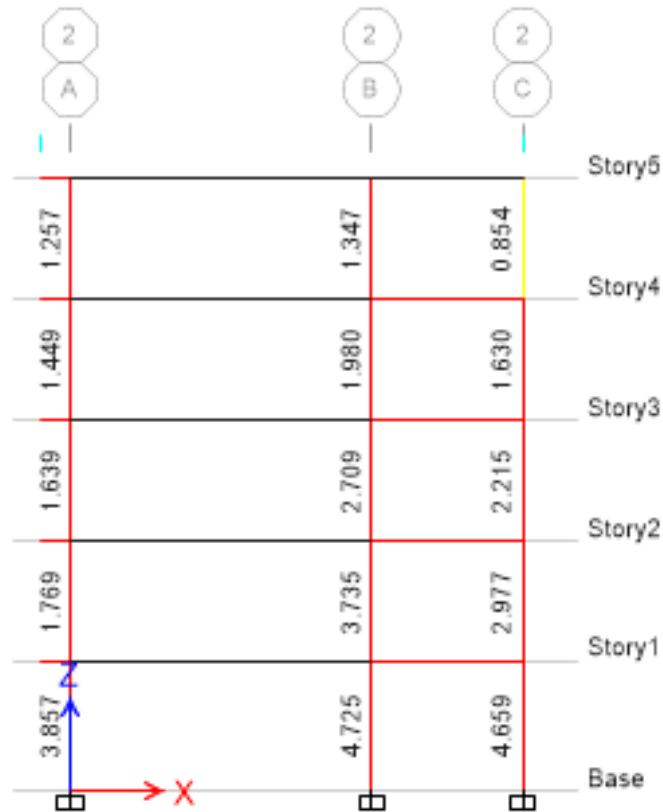


Figura 99. Ratio de fuerza resistente en relación a las fuerzas actuantes del eje 2, calculado en el programa ETABS.

Elaborado por el investigador.

5.3 Descripción de los resultados

5.3.1 Espectros para el diseño de la estructura.

Mediante los parámetros sísmicos, mencionados en la norma peruana, N.T.E-030, se ha elaborado los espectros de aceleraciones espectrales en función del periodo de vibración, para ambos sistemas estructurales.

Tabla 72

Aceleración espectral en función del periodo de ambos sistemas sismorresistentes.

T(seg)	C	Sa (R=8)	Sa (R=3)
0.00	2,500	0.1406 g	0.6250 g
0.10	2,500	0.1406 g	0.6250 g
0.20	2,500	0.1406 g	0.6250 g
0.30	2,500	0.1406 g	0.6250 g
0.40	2,500	0.1406 g	0.6250 g
0.50	2,500	0.1125 g	0.5000 g
0.60	2,500	0.0938 g	0.4167 g
0.70	2,143	0.0804 g	0.3571 g
0.80	1,875	0.0703 g	0.3125 g
0.90	1,667	0.0625 g	0.2778 g
1.00	1,500	0.0563 g	0.2500 g
2.00	0.750	0.0281 g	0.1250 g
3.00	0.333	0.0156 g	0.0694 g
4.00	0.188	0.0088 g	0.0391 g

Nota: Elaborado por el investigador.

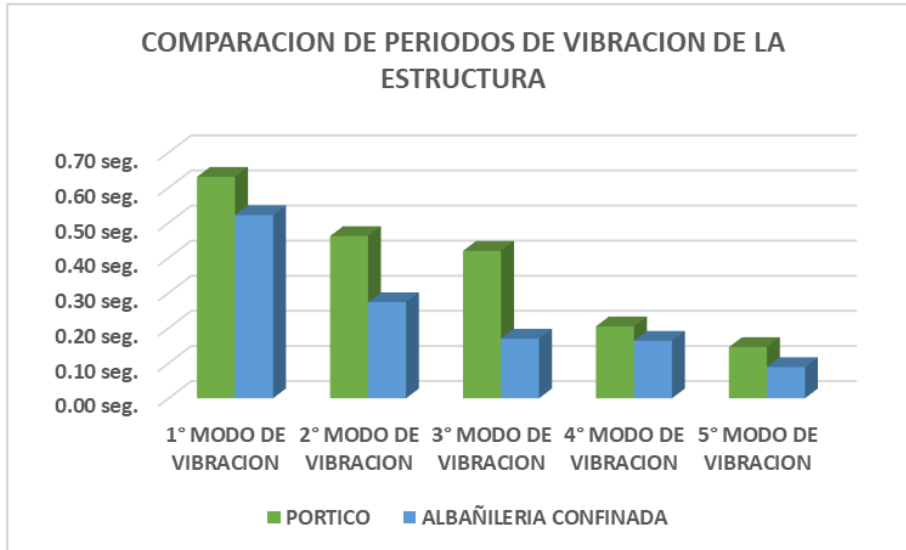


Figura 100. Diagrama del espectro para el diseño, periodo - aceleración.

Elaborado por el investigador.

5.3.2 Análisis de resultados del análisis modal

Gráfico 1. Modos de vibración del sistema apórticado y albañilería confinada



Nota: Elaborado por el investigador.

5.3.3 Verificación de la regularidad estructural

Tabla 73

Verificación de la irregularidad en el sistema apórticado

Tipo de irregularidad	Condición
Irregularidad de rigidez	Es regular
Irregularidad de rigidez extrema	Es regular
Irregularidad de resistencia	Es regular
Irregularidad de resistencia extrema	Es regular
Irregularidad de masa o peso	Es regular
Irregularidad geométrica vertical	Es regular
Discontinuidades resistentes en los sistemas	Es regular
Discontinuidades extremas de los sistemas resistentes	Es regular
Irregularidad torsional	Es regular
Irregularidad torsional extrema	Es regular
Esquinas entrantes	Es regular
Discontinuidad del diafragma	Es regular
Sistemas no paralelos	Es regular

Nota: Elaborado por el investigador.

Tabla 74

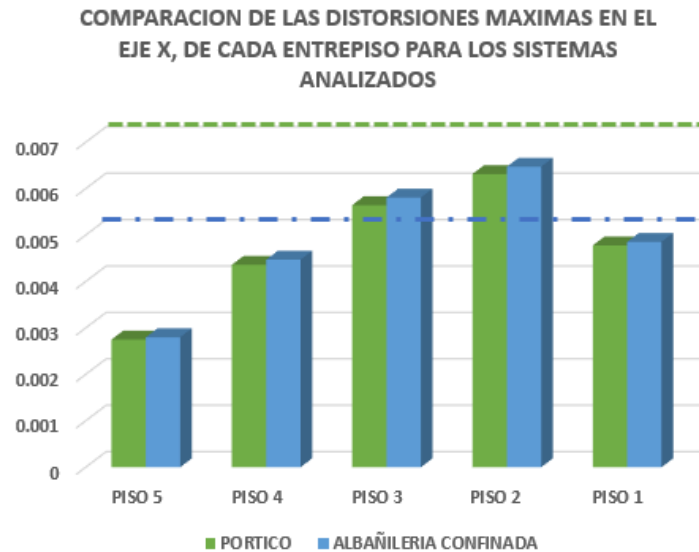
Verificación de la irregularidad en el sistema con muros de albañilería confinada

Tipo de irregularidad	Condición
Irregularidad de rigidez	Es regular
Irregularidad de rigidez extrema	Es regular
Irregularidad de resistencia	Es regular
Irregularidad de resistencia extrema	Es regular
Irregularidad de masa o peso	Es regular
Irregularidad geométrica vertical	Es regular
Discontinuidades resistentes en los sistemas	Es regular
Discontinuidades extremas de los sistemas resistentes	Es regular
Irregularidad torsional	Es irregular
Irregularidad torsional extrema	Es irregular
Esquinas entrantes	Es regular
Discontinuidad del diafragma	Es regular
Sistemas no paralelos	Es regular

Nota: Elaborado por el investigador.

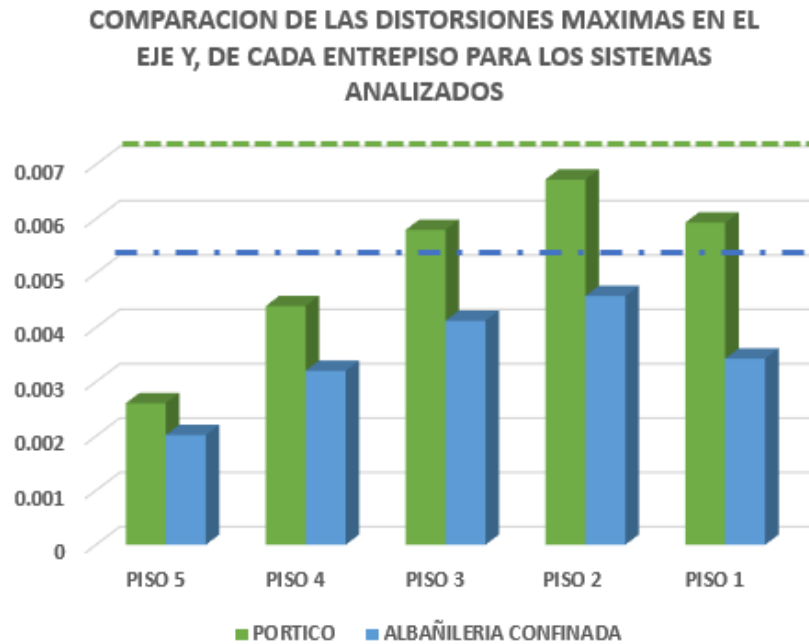
5.3.4 Desplazamiento laterales relativos del sistema aporticado y albañilería confinada

Gráfico 2. comparaciones de las distorsiones



Nota: Elaborado por el investigador

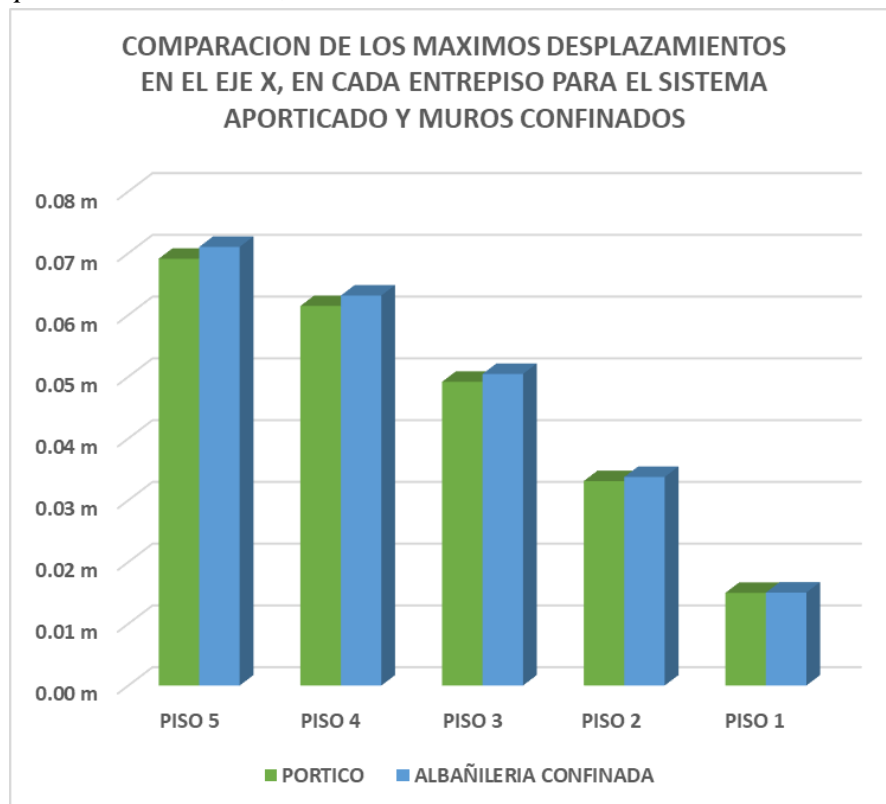
Gráfico 3. comparaciones de las distorsiones



Nota: Elaborado por el investigador

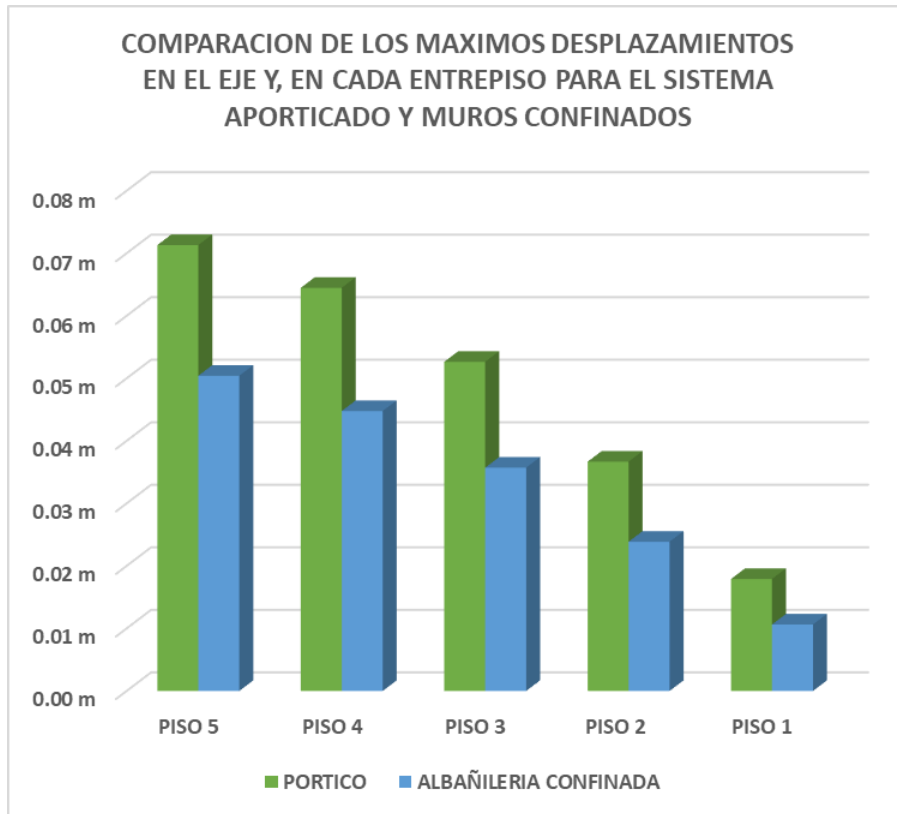
5.3.5 Máximo desplazamiento de la estructura aporticada y albañilería confinada

Gráfica 4. Desplazamiento máximo, en la dirección XX



Nota: Elaborado por el investigador.

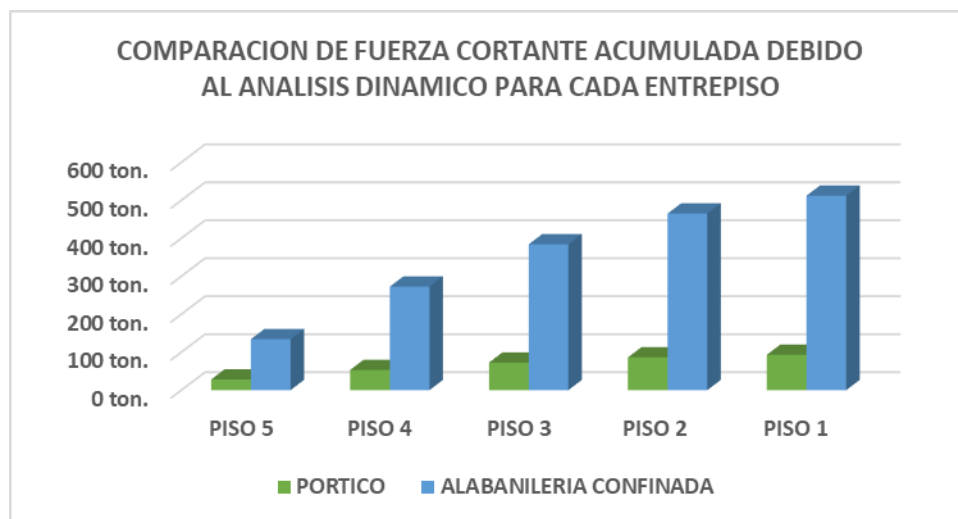
Gráfica 5. *Desplazamiento máximo, en la dirección YY*



Nota: Elaborado por el investigador.

5.3.6 Fuerza cortante mínima en la base del sistema aporticada y albañilería confinada

Grafica 6. *Fuerza cortante acumulada, en la dirección XX y dirección YY*



Nota: Elaborado por el investigador.

5.3.7 Proporción entre la fuerza actuante en relación a las fuerzas resistentes en elementos

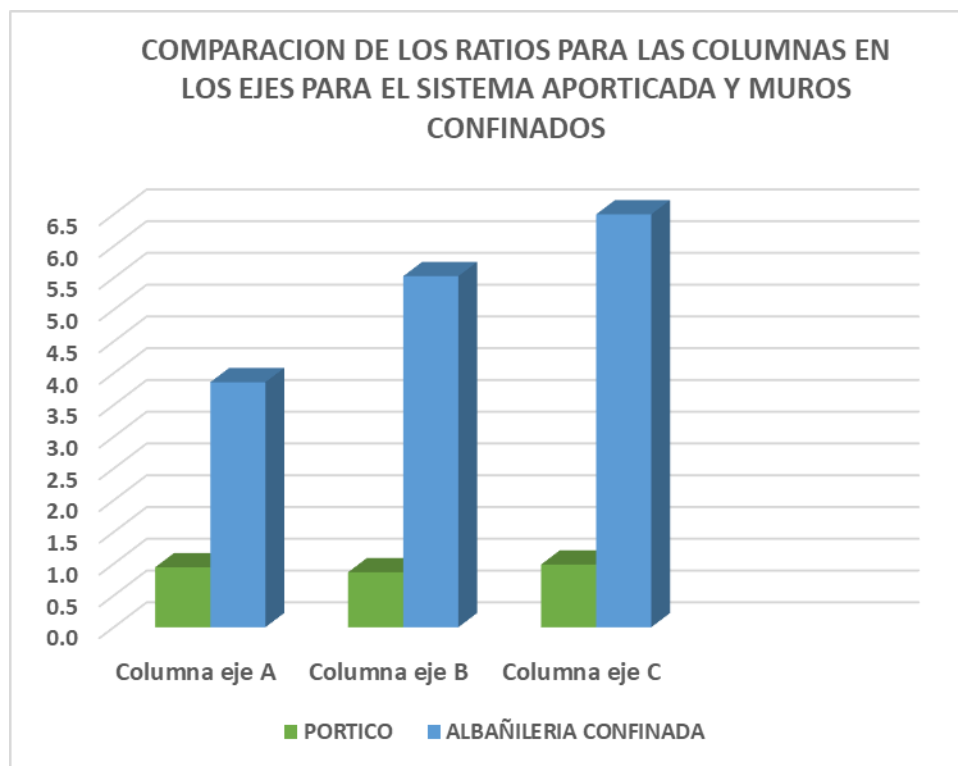
Tabla 75

Variación de fuerza resistente en el sistema aporticado y muros confinados

Tipo de columnas	Ratio máxima en sistema aporticado	Ratio máxima con muros confinados
Columna eje A	0.944	3.857
Columna eje B	0.866	5.526
Columna eje C	0.987	6.500

Nota: Elaborado por el investigador.

Graficas 7. Comparación de los ratios de esfuerzos en los distintos ejes.



Nota: Elaborado por el investigador.

CAPÍTULO VI

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1 Contrastación de las hipótesis específicas a.

H0: El mal aislamiento de los tabiques aumenta la fuerza cortante

H1: El mal aislamiento de los tabiques no aumenta la fuerza cortante

La gráfica 6, muestra la fuerza cortante que se acumula en la base debido al análisis dinámico, en la cual se aprecia la comparación de ambos sistemas sismorresistentes, mostrando de esta manera que la fuerza cortante en la base es mayor para un sistema con muros de albañilería confinada.

Mientras que en la tabla 75 y la gráfica 7, muestra la proporción o la ratio máxima de la fuerza actuante con respecto a la fuerza que puede soportar dicho elemento, y en el cual se puede apreciar que la proporción tiene una significativa variación para ambos sistemas sismorresistentes.

Por consiguiente, se acepta la hipótesis nula que señala que el mal aislamiento de los tabiques aumenta la fuerza cortante en el sistema aporticado con muros de albañilería confinada.

6.2 Contrastación de las hipótesis específicas b.

H0: El mal aislamiento de los tabiques reduce los desplazamientos relativos o distorsiones de los entrepisos en una edificación aporticada.

H1: El mal aislamiento de los tabiques no reduce los desplazamientos relativos o distorsiones de los entrepisos en una edificación aporticada.

En la tabla 73, se muestra el resultado de la verificación de la irregularidad para el sistema aporticado, y se observa que la condición para el sistema aporticado cumple con la regularidad en todos los casos propuestos, mientras que en la tabla 74 muestra la verificación de irregularidad

para el sistema aporticado con muros de albañilería confinada teniendo en este caso, que la estructura muestra una irregularidad torsional extrema, según los cálculos realizados.

Teniendo en cuenta la gráfica 2, las distorsiones para la dirección X muestran una variación no significativa entre ellas, pero sí con respecto a la distorsión admisible; mientras que para la gráfica 3, las distorsiones para la dirección Y muestran una significativa variación en comparación con el sistema aporticado.

También se puede observar en la gráfica 4 y gráfica 5, que los desplazamientos máximos en el sistema aporticado son mayores que los desplazamientos mostrados por el sistema aporticado con muros de albañilería confinada en el eje Y, mientras que en el eje X los desplazamientos máximos son ligeramente menores que los desplazamientos mostrados por el sistema con muros de albañilería confinada. Con esto, se ha evaluado que los desplazamientos en el eje X para el sistema con muros de albañilería confinada tiene un incremento del 2.76% con respecto al desplazamiento del sistema aporticado. Mientras que los desplazamientos en el eje Y para el sistema con muros de albañilería confinada tienen una reducción del 29.31% con respecto al desplazamiento del sistema aporticado

Por lo que se acepta la hipótesis nula H_0 y se rechaza la hipótesis H_1 alternativo.

6.3 Contrastación de la hipótesis general

H_0 : El mal aislamiento de los tabiques repercute desfavorablemente en la respuesta sísmica de una edificación aporticada en la ciudad de Lima.

H_1 : El mal aislamiento de los tabiques no repercute desfavorablemente en la respuesta sísmica de una edificación aporticada en la ciudad de Lima.

La tabla 72, muestran los resultados y los valores para el espectro de diseño, tanto como para el sistema aporticado y el sistema de muros confinados, teniendo en cuenta los parámetros de

la norma NTE E.030(2018), donde las aceleraciones, en función del periodo de vibración, muestran una variación significativa debido al cambio de factor de reducción.

Como se observa en la gráfica 1, se presentan los resultados del análisis modal para ambos sistemas sismorresistentes, donde se aprecian los periodos para cada modo de vibración; en el análisis, el periodo para el primer modo de vibración es mayor para el sistema aporticado, los siguientes periodos tienen la misma tendencia, por lo cual se aprecia que el sistema con albañilería confinada tiene mayor rigidez.

Teniendo en cuenta lo mencionado, y viendo las características de la forma del modo de vibración de ambos sistemas estructurales, mostrados en las figuras 21, 22, 23, 67, 68 y 69, se puede apreciar que, en el primer modo de vibración, mientras que el sistema aporticado muestra un movimiento traslacional, el sistema con muros de albañilería muestra un movimiento rotacional, el cual muestra un indicio de cierta anormalidad.

Por todo lo expresado se resume que efectivamente el mal aislamiento de los tabiques tiene una repercusión desfavorable en la respuesta sísmica en una edificación aporticado en la ciudad de Lima que implica la aceptación de la hipótesis nula.

CONCLUSIONES

1.- El mal aislamiento de los elementos de tabiquería tiene una significativa influencia en la estructura pues altera la respuesta sísmica de una estructura que ha sido diseñado con un sistema sismorresistente distinto; teniendo en cuenta que se evaluó, en comparación con la demanda por sismo, que para el espectro de diseño de un sistema aporticado, la parte en meseta tiene una aceleración máxima espectral de 0.1406g; mientras que para el sistema aporticado con muros de albañilería confinada, la parte en meseta tiene una aceleración máxima espectral de 0.625g. Teniendo en cuenta que en la zona 4 se puede esperar una aceleración máxima horizontal de 0.45g, y si se compara con la aceleración máxima del espectro de diseño del sistema aporticado, esta representa un 31.24%, y si se compara con la aceleración máxima del espectro de diseño del sistema aporticado con muros de albañilería confinada esta representa un 138.89% de la probable aceleración máxima horizontal.

2.- Se ha evaluado que la máxima fuerza cortante, en el análisis dinámico, ubicada en la base de la estructura tiene un incremento de 449.30% con respecto al sistema aporticado, por lo que la variación de la fuerza cortante, debido al mal aislamiento de los tabiques, es significativa. Teniendo en cuenta el incremento de la fuerza cortante y que la proporción de la fuerza actuante con respecto a la fuerza que pueden soportar los diferentes elementos, los ratios máximas en una columna en los ejes A, B y C tiene un incremento de 308.58%, 538.11% y 558.56% respectivamente, con lo que la influencia del mal aislamiento de los tabiques es significativa en la fuerza cortante en la base.

3.- Con respecto a los desplazamientos máximos de los entresijos se ha evaluado que dichos desplazamientos ubicados en el último nivel de la estructura, en el sistema aporticado con muros de albañilería confinada tiene una variación de 2.76 en el eje X, mientras que tiene una reducción del 29.31% con respecto al desplazamiento del sistema aporticado en el eje Y; mostrando con esto que, el sistema aporticado con muros de albañilería confinada tiene mayor rigidez, por lo que se determinó que la variación de los desplazamientos, debido al mal aislamiento de los tabiques, es significativa. Con respecto a las distorsiones sísmicas, la variación entre ambos sistemas es significativa ya que la máxima distorsión en el eje X ocurre en el segundo entresijo con una variación del 2.48% con respecto al sistema aporticado, mientras que hay una reducción de 31.92% en el eje Y. En cambio, si se considera que ambos sistemas tienen diferentes límites de distorsión, se puede concluir que la estructura aporticada sí cumple con la distorsión máxima, mientras que el sistema con muros de albañilería confinada no cumple con la distorsión máxima pues tiene algunos entresijos que exceden el 0.005 permitido en la actual norma sismorresistente, con lo que se concluye que la influencia del mal aislamiento de los tabiques es significativa en las distorsiones de los entresijos.

RECOMENDACIONES

1.- Los desplazamientos en la estructura con el sistema sismorresistente distinto con el que fue analizado, tiene menor magnitud, esto es debido al incremento de la rigidez lateral; sin embargo, este incremento de rigidez influye negativamente en otros aspectos, como la rigidez de las irregularidades. Por lo cual se recomienda respetar el análisis de la estructura de una edificación aporticada y en ningún caso alterar el sistema sismorresistente con el cual fue analizado y diseñado una edificación.

2.- Al considerar que la estructura aporticada, deja de tener el comportamiento esperado a causa de la inclusión de muros confinados, este nuevo sistema sismorresistente tiene una rigidez que provoca una irregularidad torsional extrema, la cual no está permitida. Por lo cual hay que evitar esta ubicación de los muros confinados.

3.- El mal aislamiento de los elementos de tabiquería muestra una significativa variación en la respuesta sísmica, por lo que se recomienda una adecuada supervisión al momento de aislar la tabiquería de los elementos estructurales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- 1.- American Concrete Institute [ACI] Committee 318. (2004). *Building Code Requirements for Structural Concrete* (2005 edition). Michigan. Estados Unidos.
- 2.- Bernal, C. A. (2010). *Metodología de la investigación* (3 ed.). Bogotá D.C., Colombia: Pearson Educación.
- 3.- Federal Emergency Management Agency [FEMA]. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (Report N° 356). Washington D.C. Estados Unidos.
- 4.- Fracica, N. G. (1988). *Modelo de simulación en muestreo*. Bogotá, Colombia: Universidad de la Sabana. (Original no consultado, citado por: Bernal, 2010).
- 5.- Pflucker, M. (1988). *Efectos de la tabiquería en el comportamiento dinámico de estructuras aporticadas* (tesis de pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- 6.- Moreno, R. y Bairan, J. (2012). *Evaluación sísmica de los edificios de mampostería típicos de Barcelona aplicando la metodología Risk-UE*. Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño de ingeniería, ELSEIVER Vol. N° 28. 12 Agosto 2012. pag. 161-169.
- 7.- Harmsen, H. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado* (4 Ed.). Lima, Perú: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- 8.- Hurtado, J. (2000). *Metodología de la Investigación Holística* (3 Ed.). Caracas, Venezuela: Fundacion Sypal.
- 9.- Park, R. y Paulay, T. (1980). *Estructuras de Concreto Reforzado*. (S. Fernández, Trad.). México D. F., México: Editorial Limusa.
- 10.- Reglamento Nacional de Edificaciones [RNE]. (2006). *Norma Técnica de Edificación [NTE] E.020 Cargas*. Lima. Perú.
- 11.- Reglamento Nacional de Edificaciones [RNE]. (2009). *Norma Técnica de Edificación [NTE] E.060 Concreto Armado*. Lima. Perú.
- 12.- Reglamento Nacional de Edificaciones [RNE]. (2018). *Norma Técnica de Edificación [NTE] E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima. Perú.
- 13.- Reglamento Nacional de Edificaciones [RNE]. (2006). *Norma Técnica de Edificación [NTE] E.070 Albañilería*. Lima. Perú
- 14.- Zorrilla, S. (1993). *Introducción a la Metodología de la Investigación*. México D.F., México: Ediciones cal y arena

ANEXOS

1.- MATRIZ DE CONSISTENCIA

2.- DIAGRAMAS DE ITERACION DE COLUMNAS

3.- MAPA DE ZONA SISMICA DEL PERÚ

4.- CONCLUSIONES DE ESTUDIO DE SUELOS REFERENCIALES PARA EL
PRESENTE ESTUDIO

5.- PLANOS DE ESTRUCTURAS



ANEXO 01: MATRIZ DE CONSISTENCIA

“INFLUENCIA DEL MAL AISLAMIENTO DE TABIQUES EN LA RESPUESTA SÍSMICA DEL EDIFICIO APORTICADO EN LIMA ENTRE LAS AVENIDAS NARANJAL Y LAS PALMERAS”

Problema	Objetivos	Hipótesis	Variables	Metodología
<p>Problemática General ¿Cuál es la influencia del mal aislamiento de tabiques en la respuesta sísmica del edificio aporticado en Lima entre las avenidas Naranjal y las Palmeras?</p> <p>Problemas Específicos A) ¿Qué influencia tiene el mal aislamiento de los tabiques en la fuerza cortante aplicada en la base del edificio aporticado? B) ¿Cómo es la influencia del mal aislamiento de los tabiques en los desplazamientos relativos o distorsiones de los entresijos en el edificio aporticado?</p>	<p>Objetivo General Evaluar la influencia del mal aislamiento de tabiques en la respuesta sísmica del edificio aporticado en Lima entre las avenidas Naranjal y las Palmeras.</p> <p>Objetivos Específicos A) Estimar la influencia que tiene el mal aislamiento de los tabiques en la Fuerza cortante aplicada en la base del edificio aporticado. B) Determinar la influencia del mal aislamiento de los tabiques en los desplazamientos relativos o distorsiones de los entresijos del edificio aporticado.</p>	<p>Hipótesis General El mal aislamiento de los tabiques repercute desfavorablemente en la respuesta sísmica edificio aporticado en Lima entre las avenidas Naranjal y las Palmeras.</p> <p>Hipótesis Específicas A) El mal aislamiento de los tabiques incrementa la fuerza cortante aplicada en la base del edificio aporticado. B) El mal aislamiento de los tabiques reduce los desplazamientos laterales de los entresijos en el edificio aporticado.</p>	<p>Variable de estudio:</p> <p>1.- Aislamiento de tabiques</p> <p>Dimensiones: -Calidad de aislamiento</p> <p>2.- Respuesta sísmica</p> <p>Dimensiones: -Desplazamiento -Distorsiones -Fuerza cortante en la base</p>	<p>Metodología de investigación general Método científico</p> <p>Tipo de investigación Aplicativa</p> <p>Nivel de investigación Nivel descriptivo - explicativo</p> <p>Diseño de investigación No experimental</p> <p>Población: Estuvo constituida por todas las edificaciones aporticadas de 5 pisos de uso común construidas en lugares con un alto riesgo sísmico.</p> <p>Muestra: La muestra seleccionada para la presente investigación es una estructura regular de 5 niveles para uso común, un tipo de suelo S1, en base a pórticos de concreto armado, ubicada en la ciudad de Lima entre las avenidas Naranjal y las Palmeras.</p>

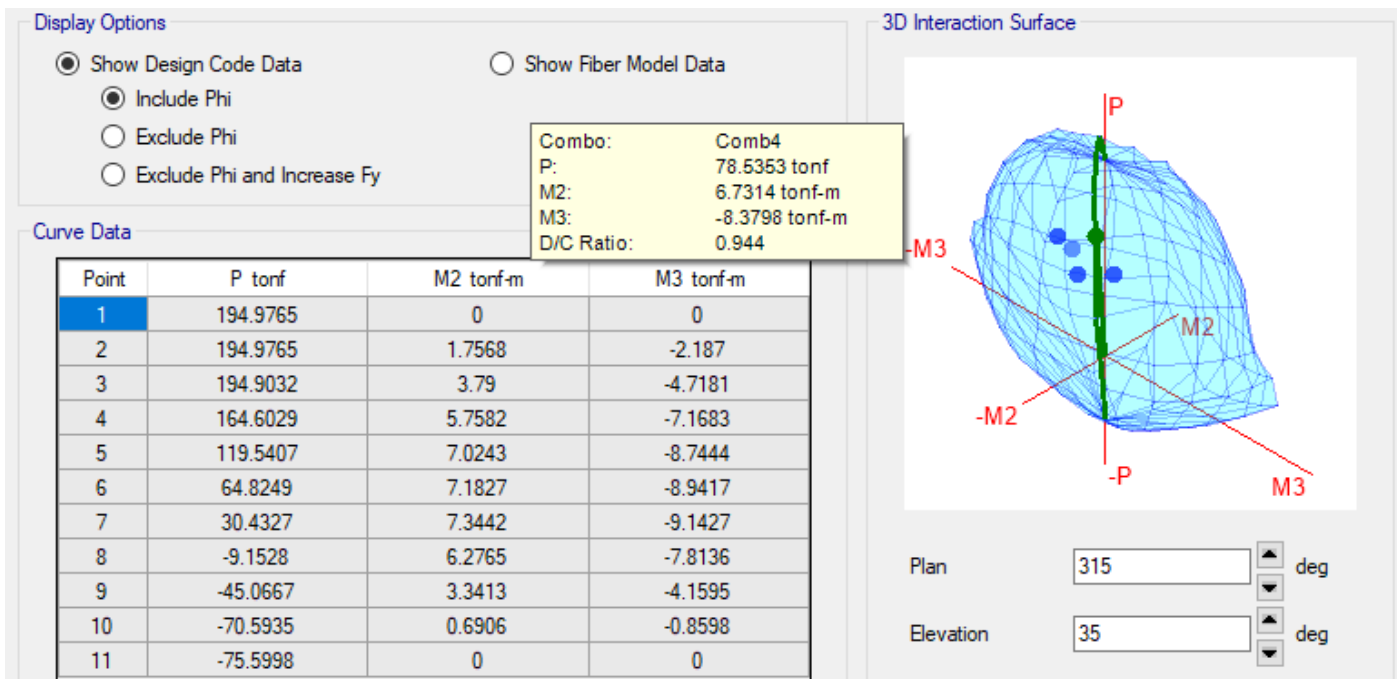


Diagrama de interacción de la Columna con mayor esfuerzo en el eje A, Sistema Aporticado

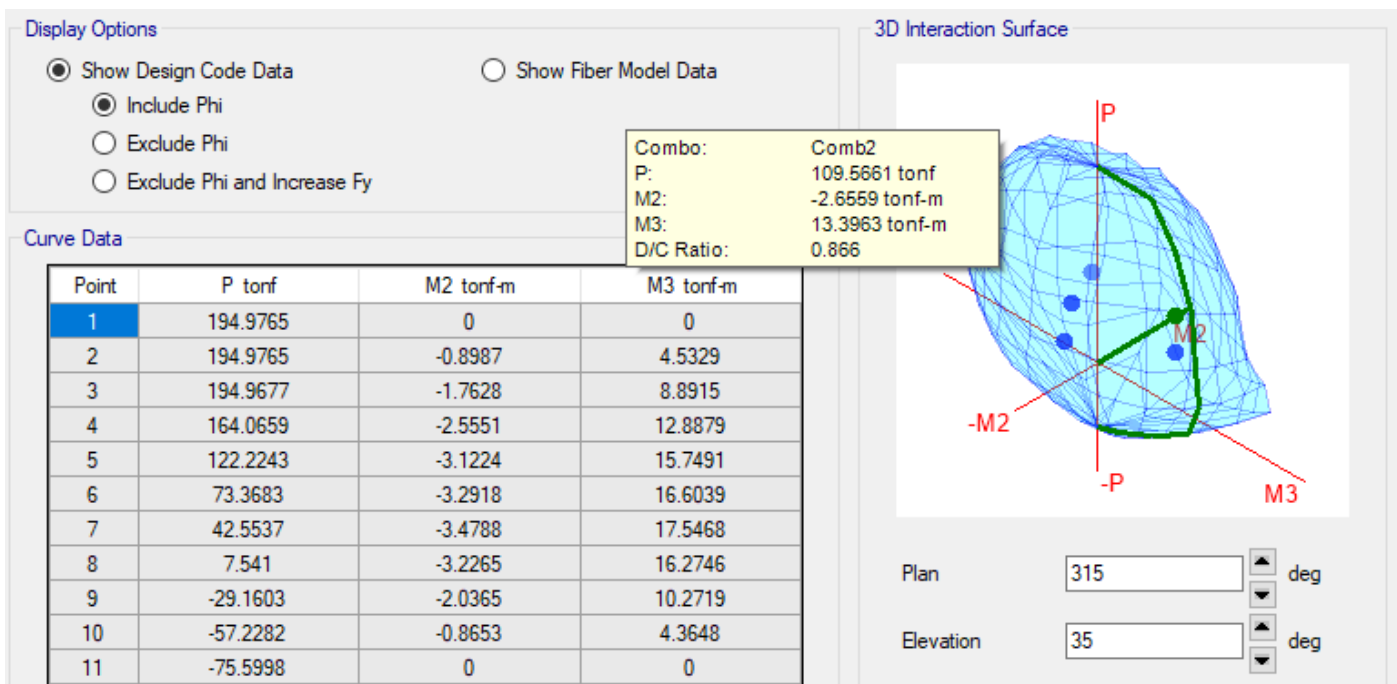


Diagrama de interacción de la Columna con mayor esfuerzo en el eje B, Sistema Aporticado

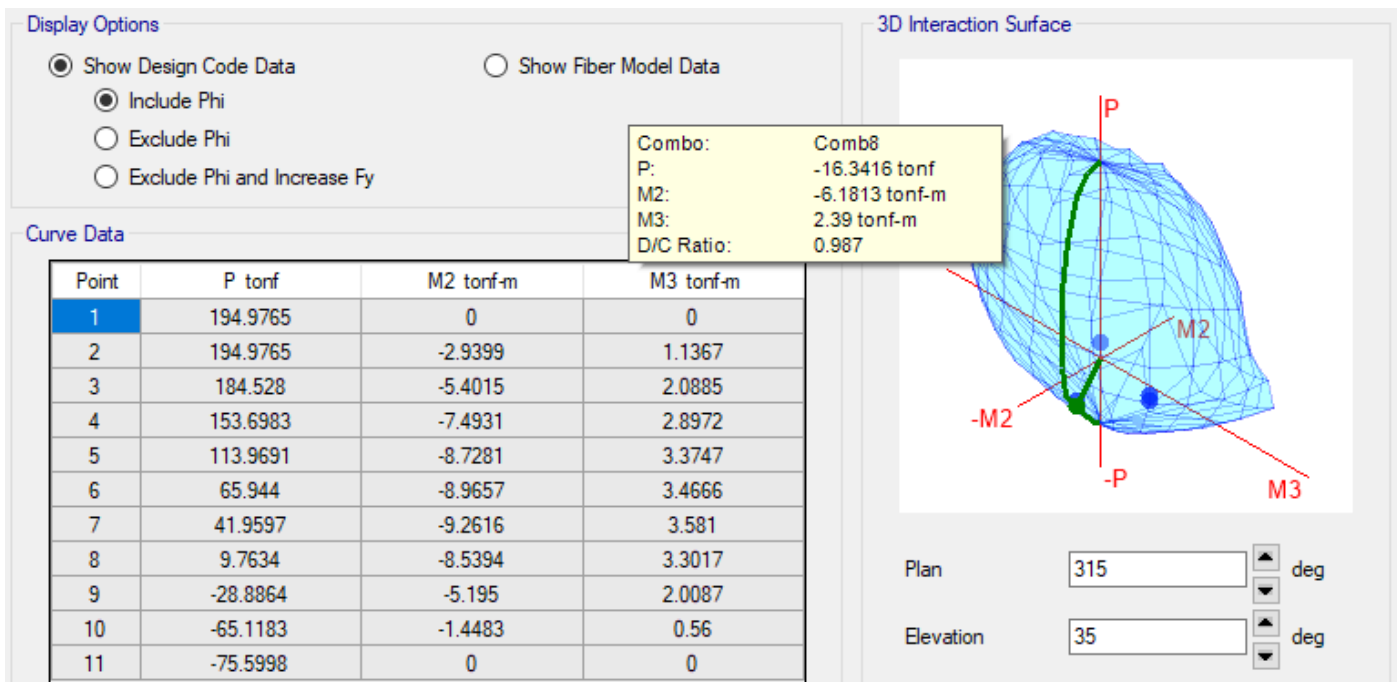


Diagrama de interacción de la Columna con mayor esfuerzo en el eje C, Sistema Aporticado

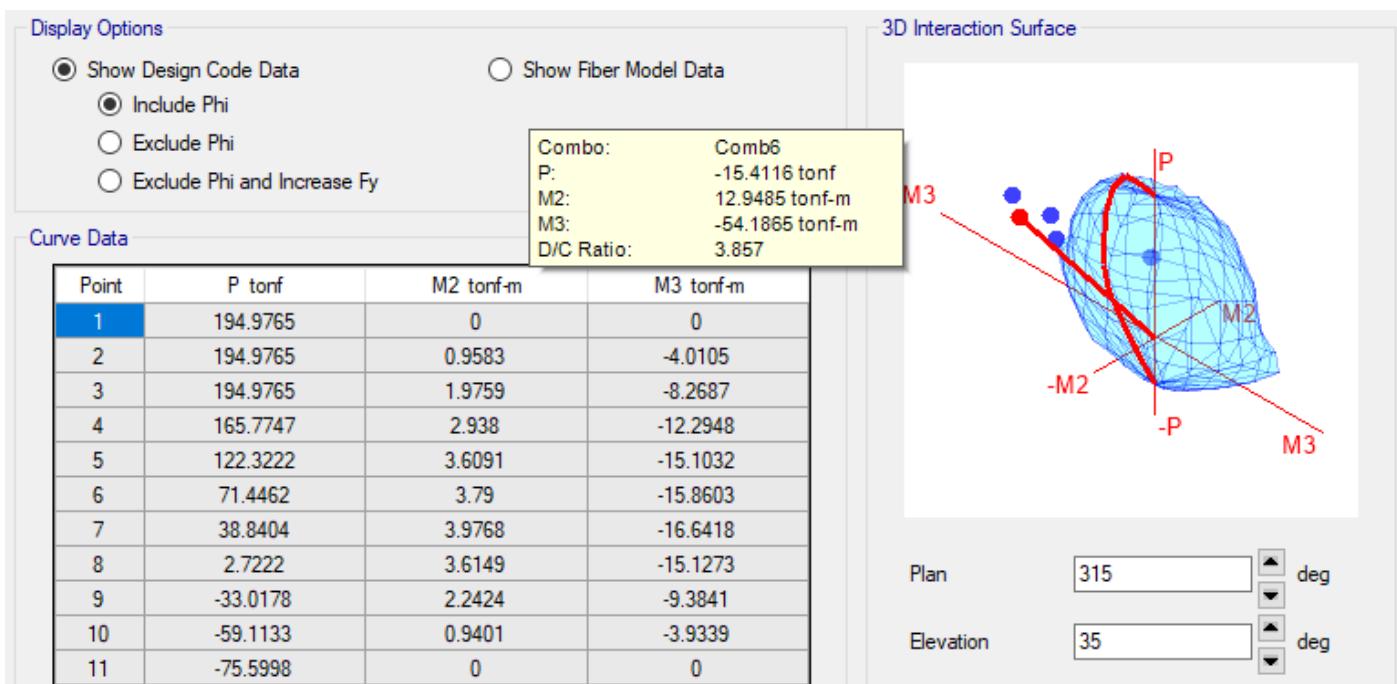


Diagrama de interacción de la Columna con mayor esfuerzo en el eje A, Sistema con muros confinados

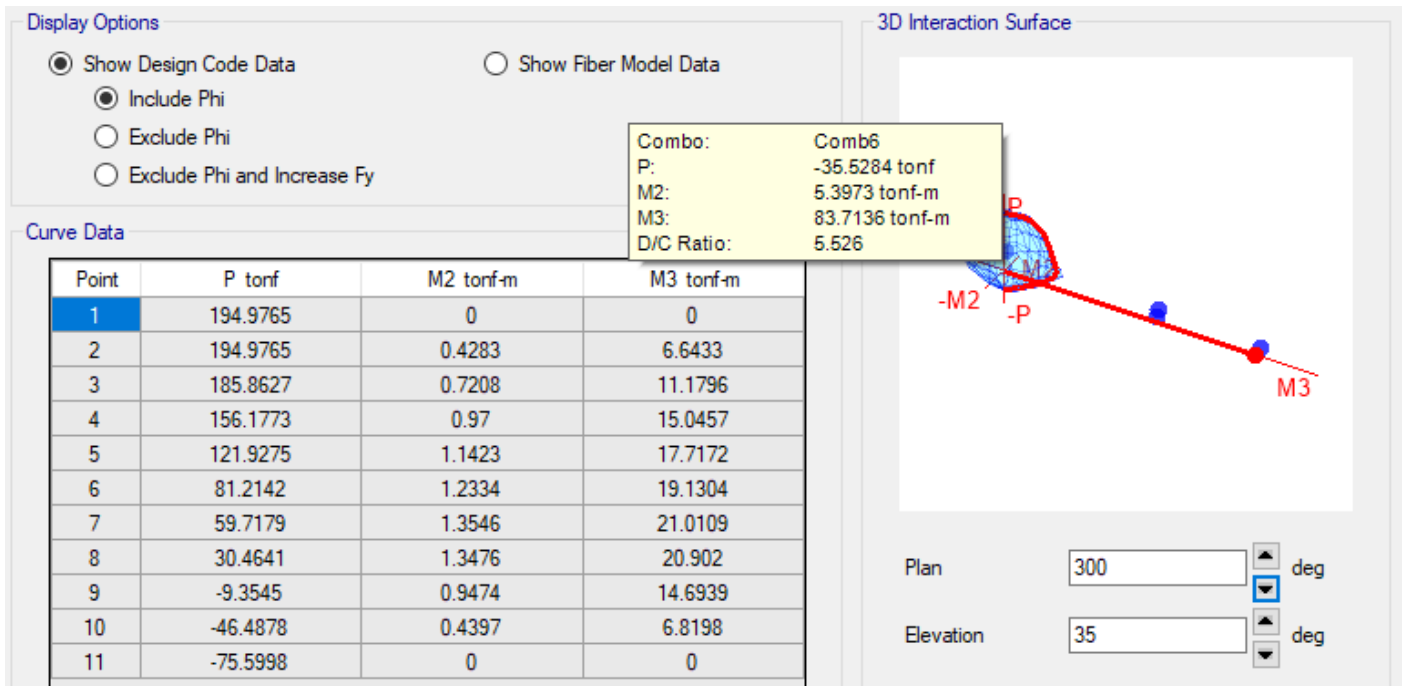


Diagrama de interacción de la Columna con mayor esfuerzo en el eje B, Sistema con muros confinados

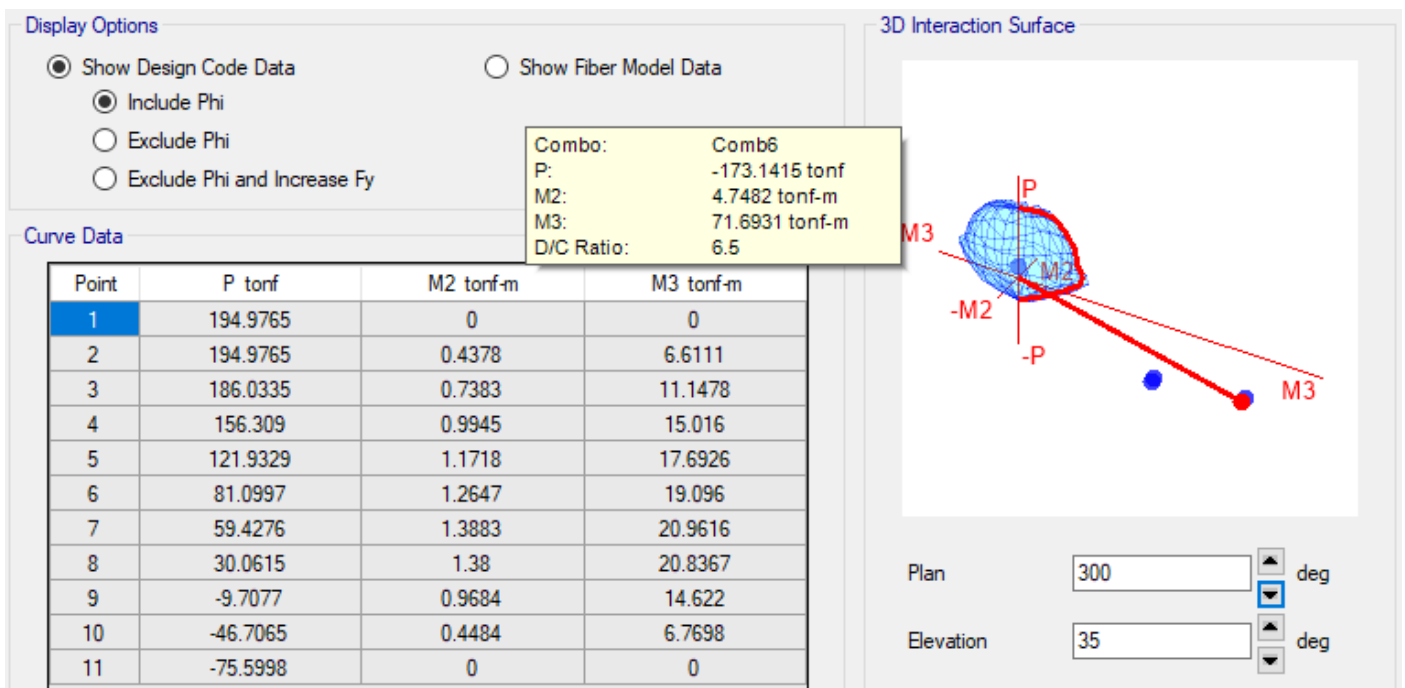


Diagrama de interacción de la Columna con mayor esfuerzo en el eje C, Sistema con muros confinados



Zonas sísmicas del territorio Peruano

INFORME TECNICO CORRESPONDIENTE AL ESTUDIO DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION



ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS CON FINES DE CIMENTACION DEL PROYECTO CONSTRUCCION

REALIZADO: VERKOV PERU SAC.

SOLICITANTE: SR JUAN DE LA CRUZ SARMIENTO

**LOCALIZACION: AV. LAS PALMERAS MZ. H LT.O, URB
PARQUE EL NARANJAL, LOS OLIVOS, LIMA**

ENERO 2017

Vista de la presentación de estudios de suelos, con un perfil de suelo tipo S1, para un edificio cercano al edificio de estudio

9.00 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1- El presente reporte corresponde a la elaboración del Informe Técnico correspondiente al Estudio de Mecánica de suelos con Fines de Cimentación para el proyecto "CONSTRUCCION DE VIVIENDA DE 4 PISOS." para una edificación de hasta 4 niveles. El área en estudio se ubica en la avenida Las Palmeras Mz. H LT. 08 Urb. Parque el Naranjal Distrito de Los Olivos, Prov. Y Dep. de Lima, que abarca un área de terreno de 152.39m².
- 2- La construcción corresponde a una edificación de hasta 04 niveles más azotea. La super estructura está constituida por un sistema convencional en base a pórticos de concrete armado con columnas, placas, vigas y losa aligerada. Cuyos muros están conformados por mampostería de ladrillo.
- 3- De acuerdo a la Información Sismológica, el área en estudio se encuentra ubicada dentro de la zona N° 4 del Mapa de Zonificación Sísmica. Para el área de estudio se han encontrado intensidades máximas de VIII-IX en la escala Mercalli Modificada. Por lo tanto, la susceptibilidad sísmica es alta.

Mostrándose los parámetros sísmicos para un perfil de suelo tipo S-1 conformado por grava arenosa densa.



Ing. Luis Soto Cachi
INGENIERO RESIDENTE
CIP 125781

PERFIL SE SUELO S-1	Z	S	Tp (seg.)	Tl (seg.)	U
Grava arenosa densa	0.45g	1.00	0.40	2.50	1.00

- 4 - En conformidad con las labores de campo, ensayos de laboratorio, clasificación de los suelos encontrados en las excavaciones se tiene el

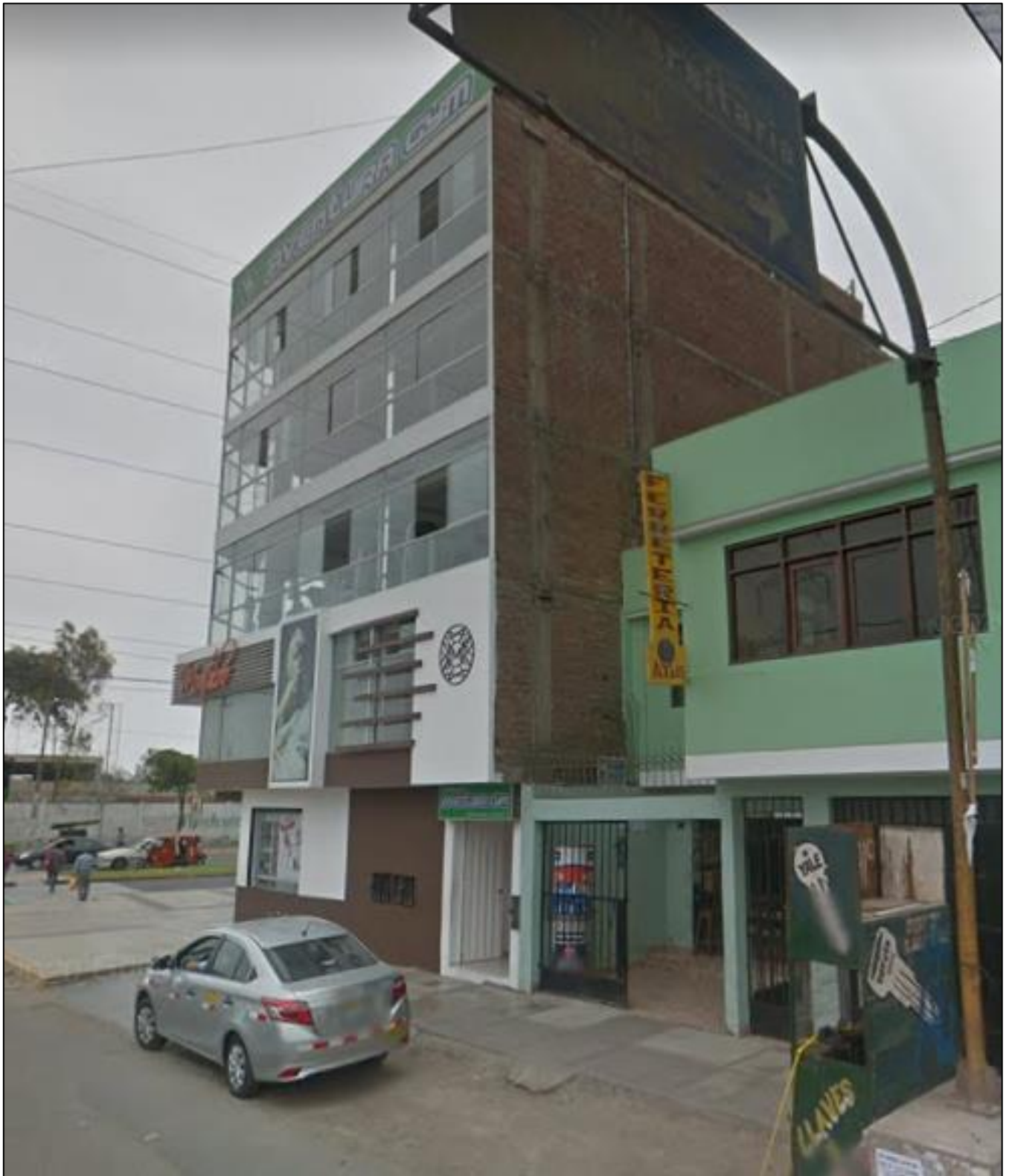
Conclusiones de estudios de suelos, con un perfil de suelo tipo S1, para un edificio cercano al edificio de estudio.



Vista del edificio aporricado con muros confinados en los lados perimetrales, ubicado en la intersección de la Av. Naranjal con Av. Las palmeras – Los Olivos



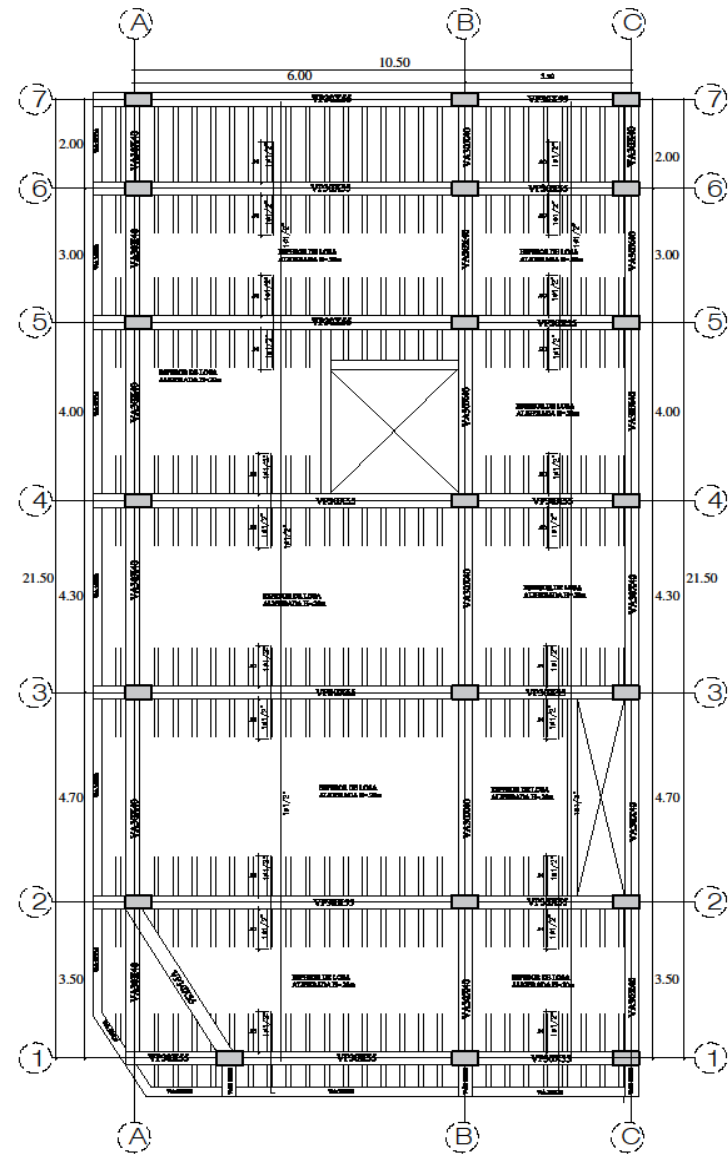
Vista del edificio apoticado con muros confinados en los lados perimetrales, ubicado en la intersección de la Av. Naranjal con Av. Las palmeras – Los Olivos



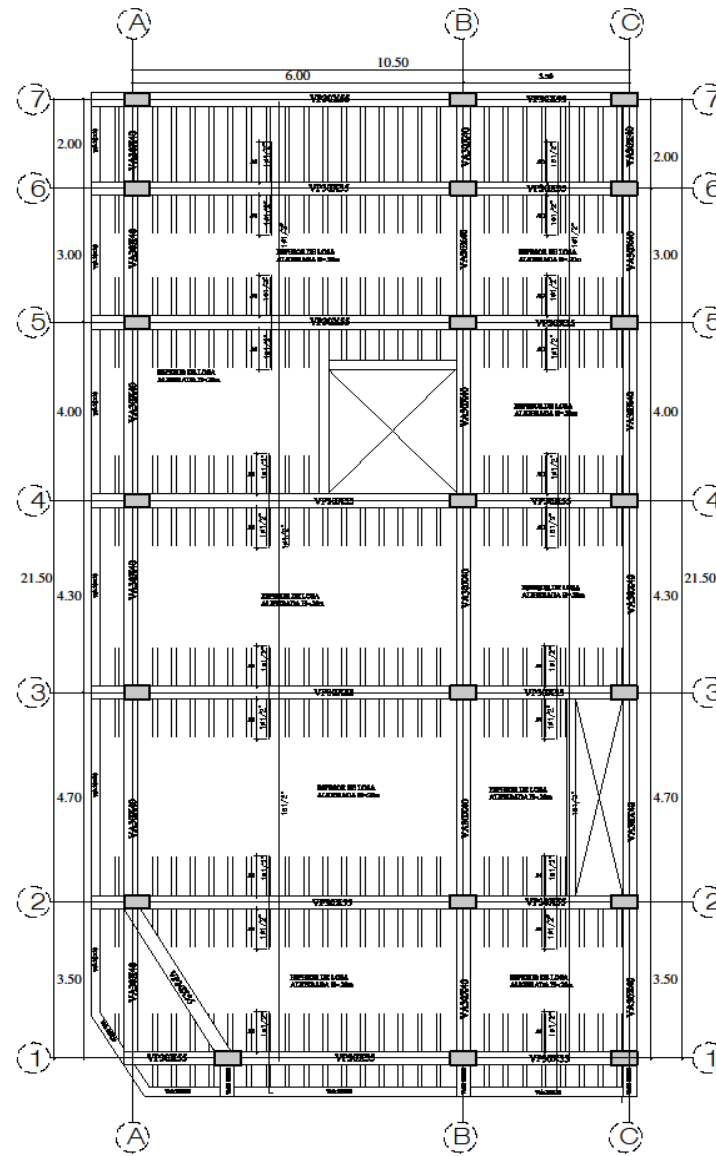
Vista del edificio aporcado con muros confinados en los lados perimetrales, ubicado en la intersección de la Av. Naranjal con Av. Las palmeras – Los Olivos



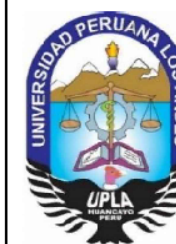
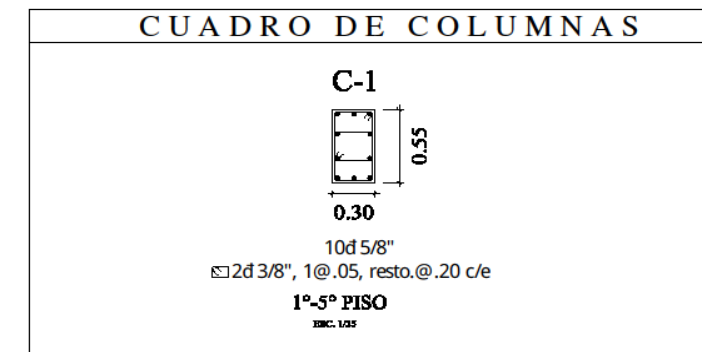
Vista del levantamiento de los elementos estructurales de la estructura analizada, ubicado en la intersección de la Av. Naranjal con Av. Las palmeras – Los Olivos



ALIGERADO 1 TECHO
ESCALA: 1/60

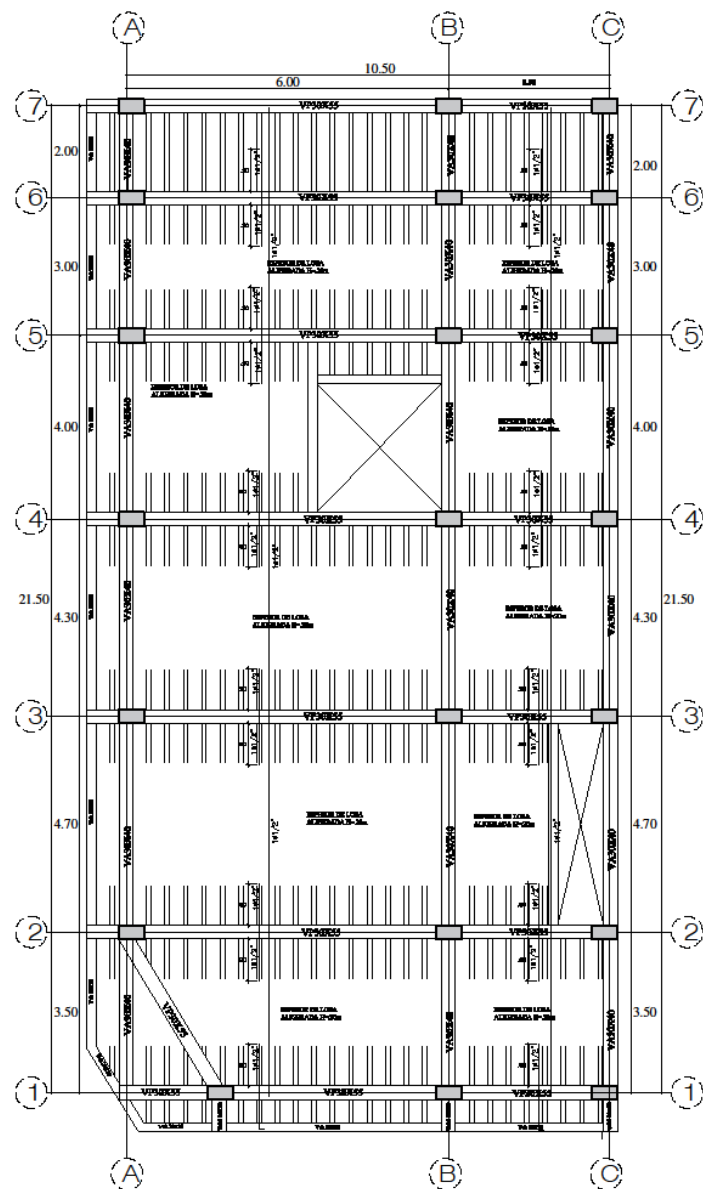


ALIGERADO 2 TECHO
ESCALA: 1/60

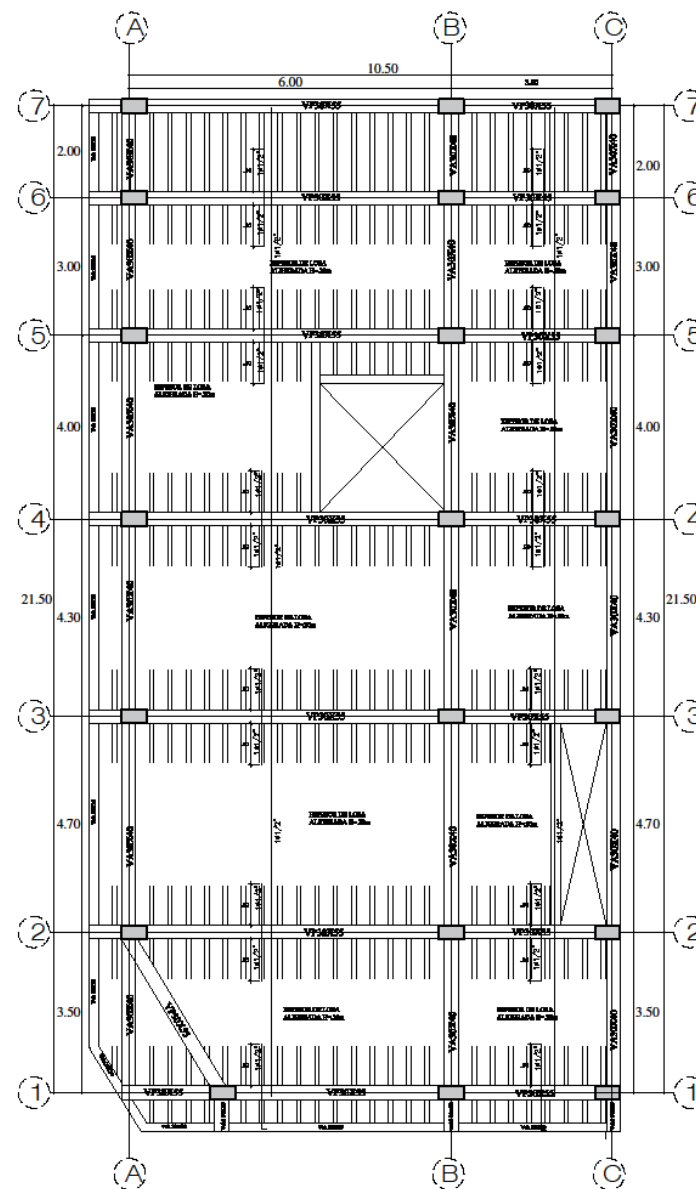


TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL

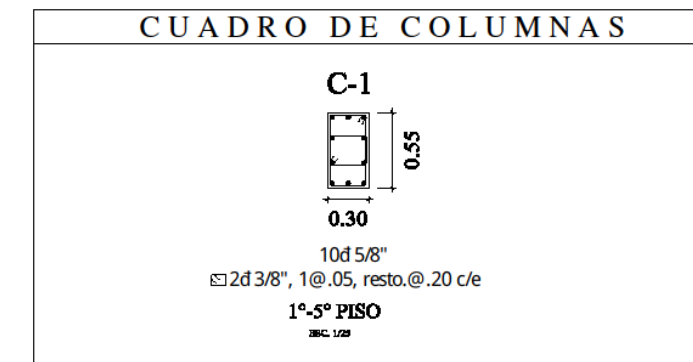
TESISTA :	BACH. VEGA VALDIVIEZO CLEIDI	CODIGO N° F027371
PLANO :	PLANTA 1- ALIGERADOS Y COLUMNAS DEL SISTEMA APORTICADO	LAMINA- E-01
UBICACION:	FECHA :	ESCALA:
LIMA	JULIO 2019	INDICADA



ALIGERADO 3éTECHO
ESCALA: 1/80

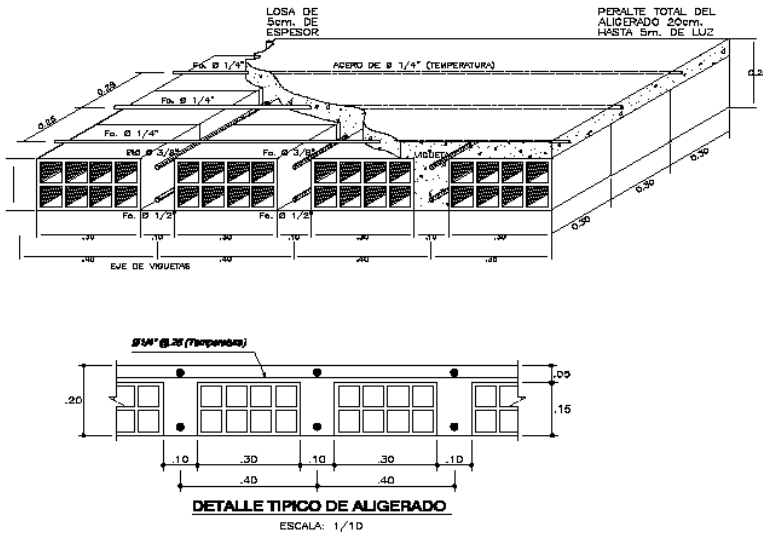
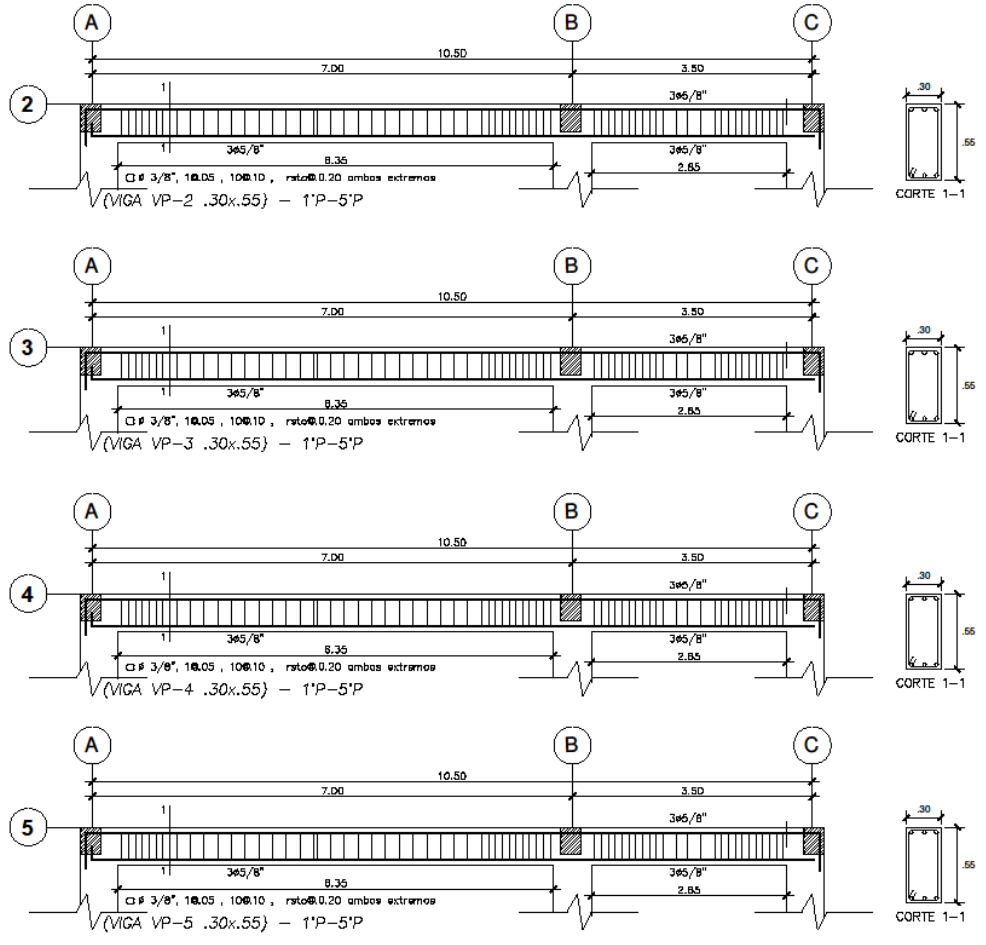
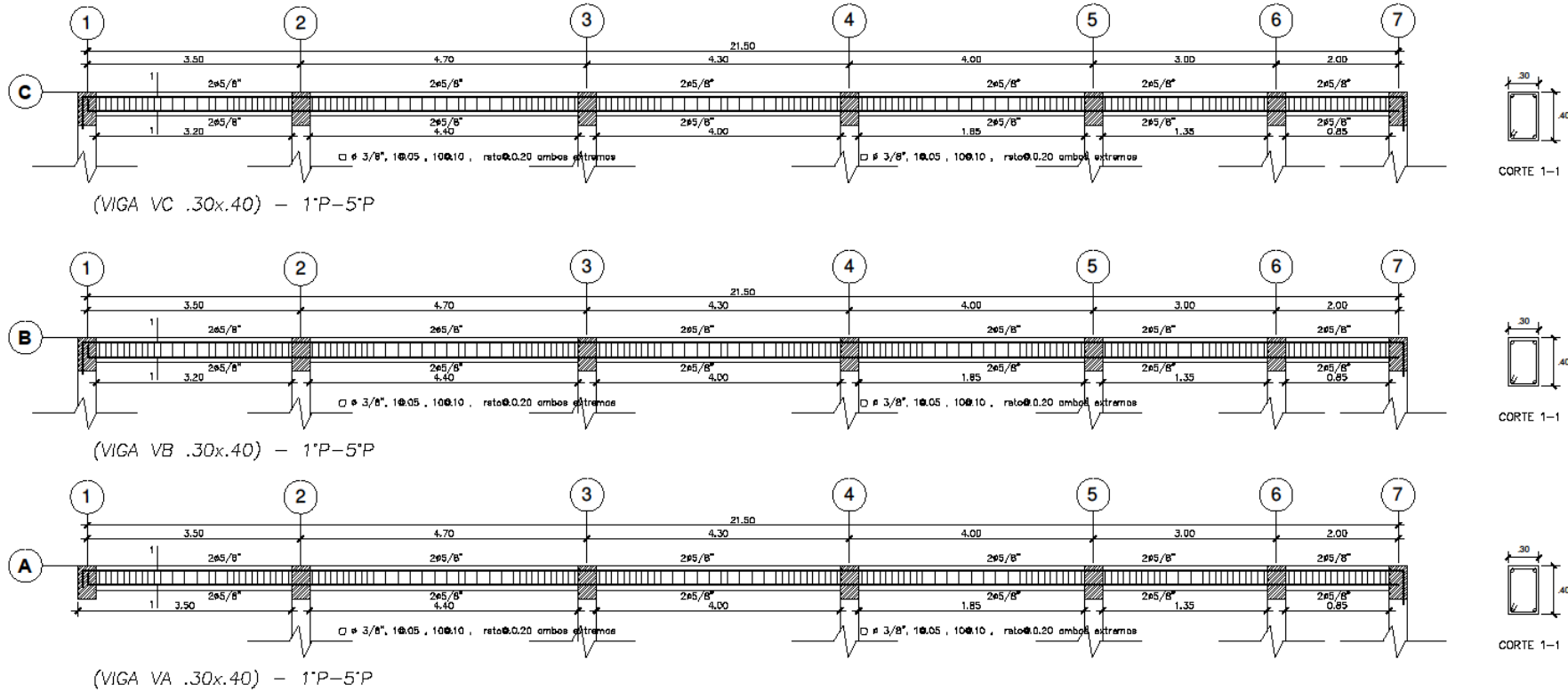


ALIGERADO 4éTECHO
ESCALA: 1/80

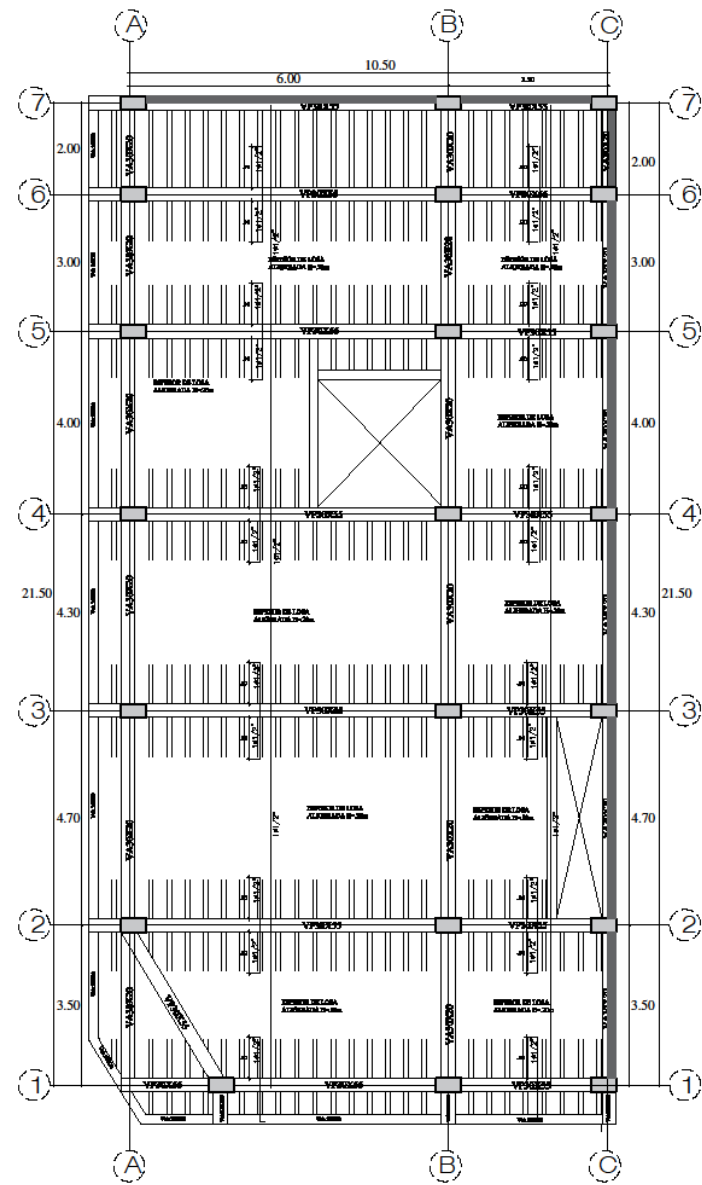


	TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL			
	TESISTA : BACH. VEGA VALDIVIEZO CLEIDI		CODIGO N° F027371	
	PLANO : PLANTA 1- ALIGERADOS Y COLUMNAS DEL SISTEMA APORTICADO			LAMINA.- E-02
	UBICACION: LIMA	FECHA : JULIO 2019	ESCALA: INDICADA	

DESARROLLO DE VIGAS



	TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL			
	TESISTA : BACH. VEGA VALDIVIEZO CLEIDI		CODIGO N° F027371	
	PLANO : DESARROLLO DE VIGAS - SISTEMA APORTICADO			LAMINA.- E-04
	UBICACION: LIMA	FECHA : JULIO 2019	ESCALA: INDICADA	



ALIGERADO 1
 ALIGERADO 2
 ALIGERADO 3
 ALIGERADO 4
 ALIGERADO 5

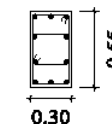
ESCALA: 1/50

ALBAÑILERIA
 CONFINADA

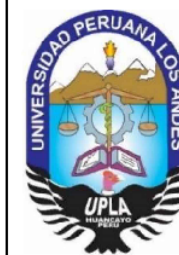


CUADRO DE COLUMNAS

C-1



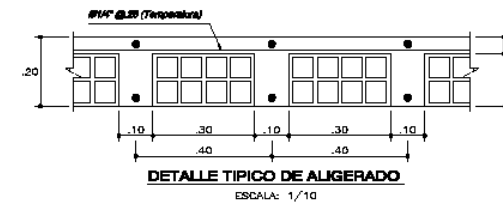
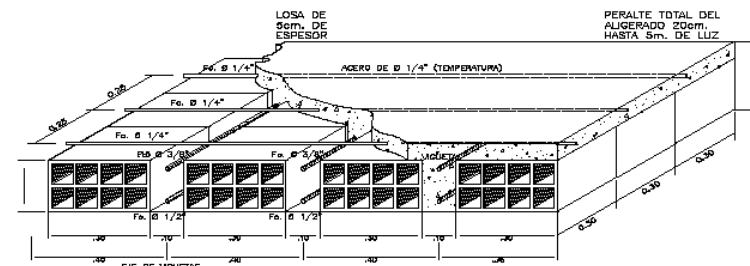
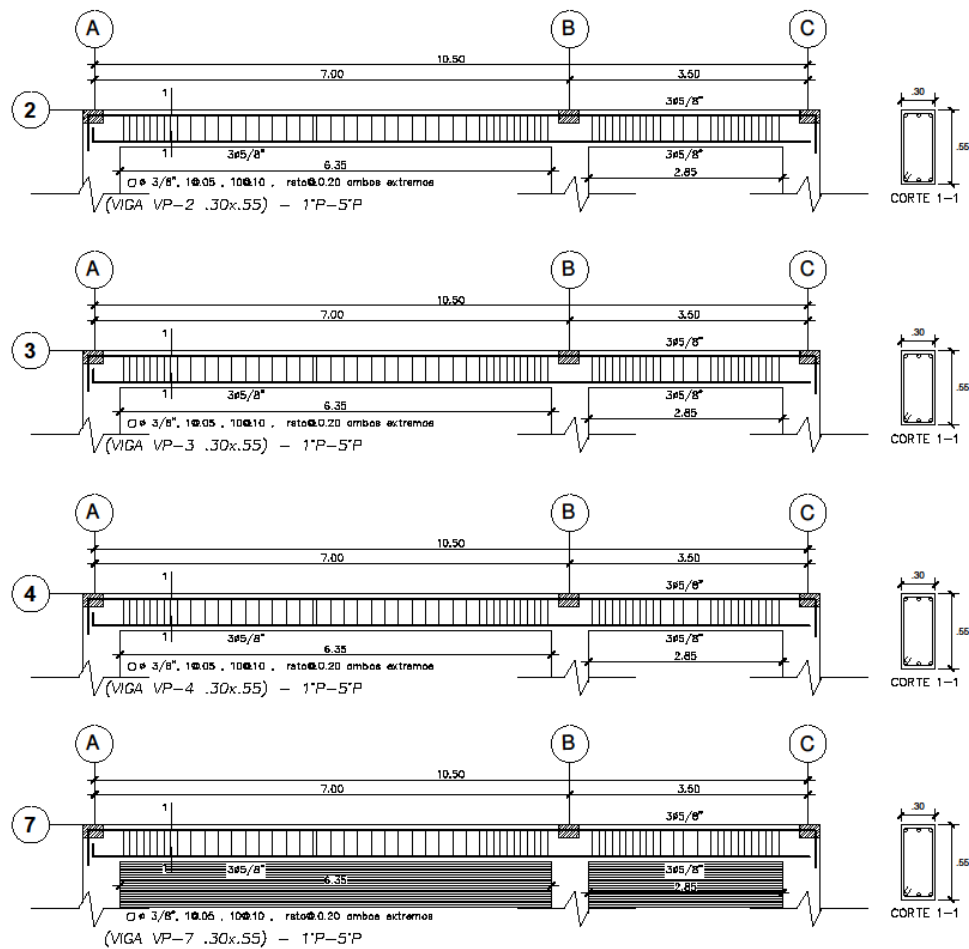
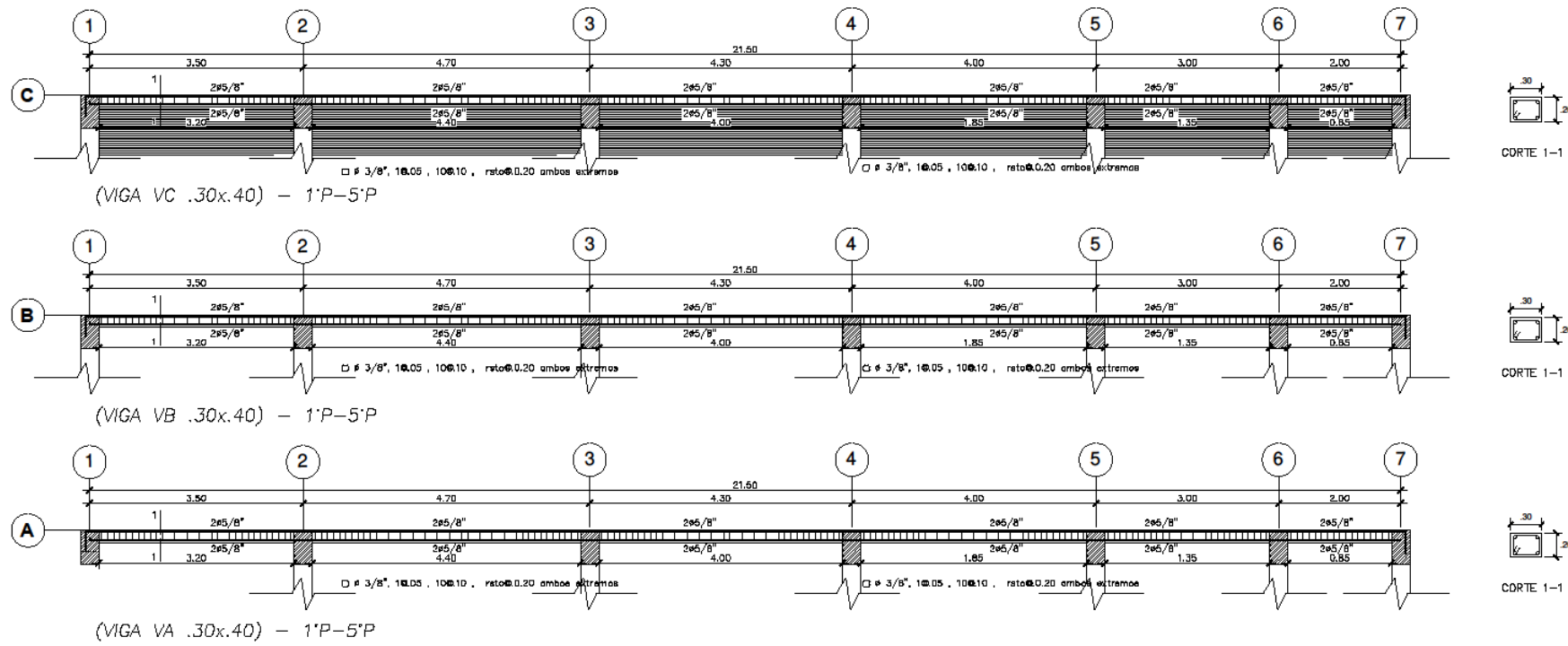
10d 5/8"
 2d 3/8", 1@.05, resto@.20 c/e
 1°-5° PISO
 H8C. 120



TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL

TESISTA :	BACH. VEGA VALDIVIEZO CLEIDI	CODIGO N°	F027371
PLANO :	PLANTAS ALIGERADOS Y COLUMNAS DEL SISTEMA DE ALBAÑILERIA CONFINADA	LAMINA-	E-05
UBICACION:	LIMA	FECHA :	ENERO 2019
		ESCALA:	INDICADA

DESARROLLO DE VIGAS



	TESIS PARA OBTENER EL TITULO PROFESIONAL		
	TESISTA :	BACH. VEGA VALDIVIEZO CLEIDI	CODIGO N° F027371
	PLANO :	DESARROLLO DE VIGAS - SISTEMA CON MUROS CONFINADOS	
	UBICACION:	LIMA	FECHA : JULIO 2019
		ESCALA: INDICADA	E-06