

FACULTAD DE INGENIERÍA



Carrera de Ingeniería Civil

“VARIACIÓN DE LA RESPUESTA ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN AL MODIFICAR EL SISTEMA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA A UN SISTEMA EMMEDUE, CAJAMARCA 2020”

Tesis para optar el título profesional de:

INGENIERO CIVIL

Autor:

Elmer Jesús Linares Vigo

Asesor:

Dr. Ing. Miguel Angel Mosqueira Moreno

Cajamarca - Perú

2020

DEDICATORIA

A DIOS

Por la sabiduría y bendiciones que me ha dado.

A MIS PADRES

Por ser mis guías incondicionales, durante mi vida

A MI HERMANO

Por su apoyo y convivencia fraterna.

A MIS FAMILIARES

Por su aprecio y apoyo fraternal.

A MIS AMIGOS

Por compartir momentos.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Privada Del Norte, por ser el centro que me formó académicamente.

A toda la plana docente de la Facultad de Ingeniería, por ser quienes me transmitieron todo su conocimiento y apoyo durante estos años de estudio en la carrera profesional de ingeniería civil.

Al Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno, por la valiosa asesoría en este trabajo especial y sus constantes consejos.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DEDICATORIA.....	2
AGRADECIMIENTO.....	3
ÍNDICE DE TABLAS.....	5
ÍNDICE DE FIGURAS.....	8
ÍNDICE DE ECUACIONES.....	13
RESUMEN.....	18
CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	19
1.1. Realidad problemática.....	19
1.2. Formulación del problema.....	47
1.3. Objetivos.....	47
1.4. Hipótesis.....	47
CAPÍTULO II: METODOLOGÍA.....	48
2.1. Tipo de investigación	48
2.2. Población y muestra.....	48
2.3. Técnicas e instrumentos de recolección y análisis de datos.....	49
2.4. Procedimiento.....	50
CAPÍTULO III: RESULTADOS.....	155
CAPÍTULO IV: DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES.....	221
REFERENCIAS.....	223

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Límites Para La Distorsión Del Entrepiso.....</i>	35
Tabla 2. <i>Clases de unidad de Albañilería.</i>	38
Tabla 3. <i>Resistencia de la Albañilería.</i>	39
Tabla 4. <i>Tipos de Panel Emmedue.....</i>	45
Tabla 5. <i>Tipos de Mallas Electro - soldadas.</i>	47
Tabla 6. <i>Densidad Muros de Albañilería en dirección X.....</i>	56
Tabla 7. <i>Densidad Muros de Albañilería en dirección X.....</i>	57
Tabla 8. <i>Coeficientes K y n para Columnas.....</i>	59
Tabla 9. <i>Metrado de Cargas para Peso propio y Carga Muerta.</i>	62
Tabla 10. <i>Metrado de Cargas para Carga Viva y Carga Viva de Techo.</i>	63
Tabla 11. <i>Cortante Basal estático y Dinámico de Albañilería.....</i>	70
Tabla 12. <i>Periodos de vibración y Masa Participativa de Albañilería.....</i>	71
Tabla 13. <i>Desplazamientos en X en Albañilería.....</i>	72
Tabla 14. <i>Desplazamientos en Y en Albañilería.....</i>	72
Tabla 15. <i>Cálculo del refuerzo por flexión para la vigueta en estudio.....</i>	83
Tabla 16. <i>Dimensionamiento del Ancho de los Cimientos Corridos.....</i>	87
Tabla 17. <i>Dimensionamiento de las Zapatas.....</i>	91
Tabla 18. <i>Esfuerzos en la cimentación de Albañilería generados por las comb. de Diseño.....</i>	92
Tabla 19. <i>Cálculo del refuerzo por flexión para la viga del ejemplo.....</i>	98
Tabla 20. <i>Cargas de la Columna C8 para las diferentes combinaciones.....</i>	102
Tabla 21. <i>Metrado de Cargas para Peso Propio y Carga Muerta</i>	110

Tabla 22. <i>Metrado de Cargas para Carga Viva y Carga Viva de Techo.....</i>	111
Tabla 23. <i>Cortante Basal estático y Dinámico en Emmedue.....</i>	117
Tabla 24. <i>Periodos de vibración y Masa Participativa en Emmedue.....</i>	118
Tabla 25. <i>Desplazamientos en X en Emmedue.....</i>	119
Tabla 26. <i>Desplazamientos en Y en Emmedue.....</i>	119
Tabla 27. <i>Cargas de muro Y10 Emmedue para Flexocompresión.....</i>	121
Tabla 28. <i>Cargas de muro Y10 Emmedue para Diagrama de interacción.....</i>	122
Tabla 29. <i>Dimensionamiento del Ancho de los Cimientos Corridos.....</i>	136
Tabla 30. <i>Esfuerzos en la cimentación Emmedue generados por las comb. de Diseño.....</i>	139
Tabla 31. <i>Pesos de la vivienda con los Sistemas de Albañilería y Emmedue.....</i>	143
Tabla 32. <i>Periodos y frecuencias de la vivienda.....</i>	144
Tabla 33. <i>Periodos y Masa participativas de la vivienda.....</i>	146
Tabla 34. <i>Fuerzas ante sismo moderado de la vivienda.....</i>	147
Tabla 35. <i>Fuerzas ante sismo severo de la vivienda.....</i>	148
Tabla 36. <i>Centro de masa y rigidez para la Excentricidad de la vivienda.....</i>	149
Tabla 37. <i>Cortante Basal de la vivienda en la dirección X.....</i>	151
Tabla 38. <i>Cortante Basal de la vivienda en la dirección Y.....</i>	153
Tabla 39. <i>Desplazamientos por piso en la dirección X.....</i>	155
Tabla 40. <i>Desplazamientos por piso en la dirección Y.....</i>	156
Tabla 41. <i>Desplazamientos por diafragma en la dirección X.....</i>	158
Tabla 42. <i>Desplazamientos por diafragma en la dirección Y.....</i>	159
Tabla 43. <i>Desplazamientos relativos en la dirección X.....</i>	161

Tabla 44. <i>Desplazamientos relativos en la dirección Y.....</i>	162
Tabla 45. <i>Derivas Elásticas en la dirección X.....</i>	163
Tabla 46. <i>Derivas Elásticas en la dirección Y.....</i>	165
Tabla 47. <i>Derivas Inelásticas en la dirección X.....</i>	166
Tabla 48. <i>Derivas Inelásticas en la dirección Y.....</i>	167
Tabla 49. <i>Cortantes por Piso en la dirección X.....</i>	169
Tabla 50. <i>Cortantes por Piso en la dirección Y.....</i>	171
Tabla 51. <i>Carga Axial en muros X de Albañilería del primer Piso.....</i>	173
Tabla 52. <i>Carga Axial en muros X de Emmedue del primer Piso.....</i>	175
Tabla 53. <i>Carga Axial en muros Y de Albañilería del primer Piso.....</i>	177
Tabla 54. <i>Carga Axial en muros Y de Emmedue del primer Piso.....</i>	179
Tabla 55. <i>Cortantes en muros X de Albañilería del primer Piso.....</i>	181
Tabla 56. <i>Cortantes en muros X de Emmedue del primer Piso.....</i>	183
Tabla 57. <i>Cortantes en muros Y de Albañilería del primer Piso.....</i>	185
Tabla 58. <i>Cortantes en muros Y de Emmedue del primer Piso.....</i>	187
Tabla 59. <i>Momentos en muros X de Albañilería del primer Piso.....</i>	189
Tabla 60. <i>Momentos en muros X de Emmedue del primer Piso.....</i>	191
Tabla 61. <i>Momentos en muros Y de Albañilería del primer Piso.....</i>	193
Tabla 62. <i>Momentos en muros Y de Emmedue del primer Piso.....</i>	195
Tabla 63. <i>Resumen De Análisis Comparativo Del Analisis y respuesta Estructural de los sistemas de Albañilería y Emmedue.....</i>	197

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Población mundial proyectada hasta 2100.	21
<i>Figura 2.</i> Cinturón de Fuego.....	23
<i>Figura 3.</i> Derivas de entrepiso. Rochel, 2012.....	35
<i>Figura 4.</i> Esquema de muro confinado. Abanto, 2007.....	38
<i>Figura 5.</i> Detalle general del panel Emmedue.....	41
<i>Figura 6.</i> Detalle general del panel Emmedue.....	42
<i>Figura 7.</i> Detalle de Malla de refuerzo y conectores.	43
<i>Figura 8.</i> Detalle de concreto en losas.....	43
<i>Figura 9.</i> Detalle de concreto en muros.....	43
<i>Figura 10.</i> Espigas para la conexión de cimentación y muros.	44
<i>Figura 11.</i> Espigas para conectar y dar continuidad a los muros.	44
<i>Figura 12.</i> Panel simple estructural (PSME).	46
<i>Figura 13.</i> Panel simple cerramiento (PSMR).....	46
<i>Figura 14.</i> Distribución del primer piso.....	51
<i>Figura 15.</i> Distribución del segundo al quinto piso.....	51
<i>Figura 16.</i> Distribución de la azotea.....	51
<i>Figura 17.</i> Modelamiento de Albañilería en Etabs.....	66
<i>Figura 18.</i> Espectro de aceleraciones usado en el modelo estructural.....	70
<i>Figura 19.</i> Excentricidad para Albañilería en ETABS.....	73
<i>Figura 20.</i> Dirección de losa Aligerada.....	82
<i>Figura 21.</i> Sección de losa aligerada.....	82
<i>Figura 22.</i> Diagrama de Momento Flector (Kg.cm).....	82

Figura 23. Diagrama de Fuerza Cortante (Kg.).....	83
Figura 24. Momentos en la losa aligerada de 20cm en safe.....	84
Figura 25. Distribución de acero en losa aligerada de 20cm.....	84
Figura 26. Diseño de Losa Aligerada.....	85
Figura 27. Carga muerta de la edificación.....	86
Figura 28. Carga viva de la edificación.....	86
Figura 29. Asignación de propiedades.....	88
Figura 30. Asignación de propiedades de la capacidad portante.....	88
Figura 31. Análisis de cimientos corridos.....	89
Figura 32. Combinación de servicio 1.....	89
Figura 33. Momentos en Zapatas (Ton-m).....	94
Figura 34. Cortantes en Zapatas (Ton).....	94
Figura 35. Distribución de acero en las Zapatas.....	95
Figura 36. Momentos en Vigas de Cimentación (Ton-m).....	95
Figura 37. Cortantes en Vigas de Cimentación (Ton).....	96
Figura 38. Distribución de acero por Cortante en las Vigas de Cimentación (cm ² /cm).....	96
Figura 39. Distribución de acero Longitudinal en las Vigas de Cimentación (cm ²).....	97
Figura 40. Área de Acero calculado por el Etabs para el eje 10 primer nivel.....	97
Figura 41. Envolvente de momentos flectores para la viga a diseñar (ton-m).....	98
Figura 42. Envolvente de fuerzas cortantes de las combinaciones empleadas	99
Figura 43. Resultados obtenidos del diseño en el Etabs.....	101

Figura 44. Sección de la columna a diseñar.....	102
Figura 45. Diagrama de interacción en el Etabs.....	103
Figura 46. Puntos (Mu, Pu) ubicados en los diagramas de interacción para cada dirección.....	103
Figura 47. Diseño final de la Columnas C-8.....	106
Figura 48 Modelamiento de Emmedue en Etabs.....	113
Figura 49. Espectro de aceleraciones usado en el modelo estructural.....	117
Figura 50. Excentricidad para Albañilería en ETABS.....	120
Figura 51. Diagrama de Interacción P-M del Muro Y10 Emmedue.....	122
Figura 52. Diagrama de Interacción P-M y punto Máximo de Flexocompresión del Muro Y10 Emmedue.....	123
Figura 53. Cortantes en Losa (Ton).....	132
Figura 54. Momentos en Losa (Ton-m).....	132
Figura 55. Distribución de acero superior e inferior de Ø3 mm en losa para Layer A.....	133
Figura 56. Distribución de acero superior e inferior de Ø3 mm en losa para Layer B.....	133
Figura 57. Carga muerta de la edificación.....	135
Figura 58. Carga viva de la edificación.....	135
Figura 59. Asignación de propiedades.....	137
Figura 60. Asignación de propiedades de la capacidad portante.....	137
Figura 61. Análisis de zapatas corridas.....	138
Figura 62. Combinación de servicio 1.....	138

Figura 63. Momentos en Zapatas corridas (Ton-m).....	141
Figura 64. Cortantes en Zapatas corridas (Ton).....	141
Figura 65. Distribución de acero en Cimentación Emmedue Layer A.....	142
Figura 66. Distribución de acero en Cimentación Emmedue Layer B.....	142
Figura 67. Pesos de Vivienda.....	143
Figura 68. Periodos del Modelamiento de Vivienda.....	145
Figura 69. Frecuencias del Modelamiento de Vivienda.....	145
Figura 70. Masas Participativas del Modelamiento de Vivienda.....	146
Figura 71. Fuerzas antes Sismo Moderado.....	147
Figura 72. Fuerzas antes Sismo Severo.....	148
Figura 73. Excentricidad propia de la Vivienda.....	150
Figura 74. Cortante Basal en X Para Diferentes Casos De Carga.....	152
Figura 75. Cortante Basal en Y Para Diferentes Casos De Carga.....	154
Figura 76. Desplazamientos por Piso en la dirección X.....	155
Figura 77. Desplazamientos por Piso en la dirección Y.....	157
Figura 78. Desplazamientos en Diafragmas en la dirección X.....	158
Figura 79. Desplazamientos en Diafragmas en la dirección Y.	160
Figura 80. Desplazamientos Relativos en la dirección X.	161
Figura 81. Desplazamientos Relativos en la dirección Y.	162
Figura 82. Derivas Elásticas en la dirección X.....	164
Figura 83. Derivas Elásticas en la dirección Y.....	165
Figura 84 Derivas Inelásticas en la dirección X.	166
Figura 85. Derivas Inelásticas en la dirección Y.....	168

Figura 86. Cortantes por Piso en Dirección X.....	170
Figura 87. Cortantes por Piso en Dirección Y.....	172
Figura 88. Carga Axial en muros de Albañilería del 1er Piso en Dirección X.....	174
Figura 89. Carga Axial en muros Emmedue del 1er Piso en Dirección X.....	176
Figura 90. Carga Axial en muros de Albañilería del 1er Piso en Dirección Y.....	178
Figura 91. Carga Axial en muros Emmedue del 1er Piso en Dirección Y.....	180
Figura 92. Cortantes en muros de Albañilería del 1er Piso en Dirección X.....	182
Figura 93. Cortantes en muros Emmedue del 1er Piso en Dirección X.....	184
Figura 94. Cortantes en muros de Albañilería del 1er Piso en Dirección Y.....	186
Figura 95. Cortantes en muros Emmedue del 1er Piso en Dirección Y.....	188
Figura 96. Momentos en muros de Albañilería del 1er Piso en Dirección X.....	190
Figura 97. Momentos en muros Emmedue del 1er Piso en Dirección X.....	192
Figura 98. Momentos en muros de Albañilería del 1er Piso en Dirección Y.....	196
Figura 99. Momentos en muros Emmedue del 1er Piso en Dirección Y.....	196

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Cortante en la Base por la norma E.030.....	32
Ecuación 2. Módulo de elasticidad de Albañilería.....	39
Ecuación 3. Módulo de corte de Albañilería.....	39
Ecuación 4. Combinación de carga 1 por la norma E.060	52
Ecuación 5. Combinación de carga 2 por la norma E.060	52
Ecuación 6. Combinación de carga 3 por la norma E.060	52
Ecuación 7. Combinación de carga 4 por la norma E.060.	52
Ecuación 8. Combinación de carga 5 por la norma E.060	52
Ecuación 9. Densidad mínima de muros por la norma E.070.....	55
Ecuación 10. Altura mínima de losa aligerada.	57
Ecuación 11. Peralte de vigas principales.	57
Ecuación 12. Área sección de columna de confinamiento.	58
Ecuación 13. Área de Columna.....	59
Ecuación 14. Espesor de garganta de escalera.....	60
Ecuación 15. Coeficiente de reducción sísmica (C).....	67
Ecuación 16. Coeficiente de reducción (R) en sismo severo.....	68
Ecuación 17. Coeficiente de reducción (R) en sismo moderado.	68
Ecuación 18. Peso Sísmico.....	68
Ecuación 19. Fuerza cortante en la base.....	69
Ecuación 20. Espectro de aceleración sísmica de Albañilería.....	69
Ecuación 21. Desplazamiento real de la edificación.....	72
Ecuación 22. Resistencia admisible a compresión en muro de Albañilería.....	74

Ecuación 23. Esfuerzo axial máximo en muro de Albañilería.....	74
Ecuación 24. Resistencia al Corte en muro de Albañilería.....	75
Ecuación 25. Fuerza cortante producida por el sismo severo en el entrepiso "i" de muro de Albañilería.....	77
Ecuación 26. Momento flector en un muro de Albañilería producido por el sismo severo.....	77
Ecuación 27. Momento flector en un muro de Albañilería obtenido del análisis elástico ante el sismo moderado.....	77
Ecuación 28. Fuerza axial en columna de confinamiento.....	78
Ecuación 29. Fuerza cortante en columna de confinamiento.....	78
Ecuación 30. Fuerza tracción en columna de confinamiento.....	78
Ecuación 31. Área de columna bordeada por estribos.....	78
Ecuación 32. Área transversal de columna.....	79
Ecuación 33. Refuerzo requerido por Corte y Fricción.....	79
Ecuación 34. Refuerzo requerido por Tracción.....	79
Ecuación 35. Refuerzo Vertical de columna de Confinamiento.....	79
Ecuación 36. Separación de estribos de confinamiento S1.....	80
Ecuación 37. Separación de estribos de confinamiento S2.....	80
Ecuación 38. Separación de estribos de confinamiento S3.....	80
Ecuación 39. Tracción en viga solera.....	81
Ecuación 40. Área de acero en viga solera.....	81
Ecuación 41. Combinación de carga para diseño de losa aligerada.....	82

Ecuación 42. Cortante nominal de losa aligerada.....	85
Ecuación 43. Cortante de diseño de losa aligerada.....	85
Ecuación 44. Acero de temperatura de losa aligerada.....	85
Ecuación 45. Combinación de carga 1 para diseño de cimentación por la norma E.060.....	90
Ecuación 46. Combinación de carga 2 para diseño de cimentación por la norma E.060.....	90
Ecuación 47. Combinación de carga 3 para diseño de cimentación por la norma E.060.....	90
Ecuación 48. Combinación de carga 4 para diseño de cimentación por la norma E.060.....	90
Ecuación 49. Combinación de carga 5 para diseño de cimentación por la norma E.060.....	90
Ecuación 50. Parametro Ku para refuerzo por flexión.....	98
Ecuación 51. Área de acero a flexión en vigas.....	98
Ecuación 52. Área de acero mínimo a flexión en viga.....	98
Ecuación 53. Área de acero máximo a flexión en viga.....	98
Ecuación 54. Cortante de diseño en viga.....	99
Ecuación 55. Esparcimiento S en acero por cortante.....	99
Ecuación 56. Resistencia requerida por cortante en viga	100
Ecuación 57. Esparcimiento S en acero por cortante.....	100
Ecuación 58. Cortante de diseño en columna.....	104
Ecuación 59. Cortante Vsmáx en columna.....	104

Ecuación 60. Cortante V _{max} en columna.....	104
Ecuación 61. Cortante V _s en columna.....	104
Ecuación 62. Cortante nominal V _n en columna.....	105
Ecuación 63. Separación mínima de estribos en columna.....	105
Ecuación 64. Combinación de carga 1 por la norma E.060 en Emmedue.....	107
Ecuación 65. Combinación de carga 2 por la norma E.060 en Emmedue.....	107
Ecuación 66. Combinación de carga 3 por la norma E.060 en Emmedue.....	107
Ecuación 67. Combinación de carga 4 por la norma E.060 en Emmedue.....	107
Ecuación 68. Combinación de carga 5 por la norma E.060 en Emmedue.....	107
Ecuación 69. Coeficiente de reducción sísmica (C).....	114
Ecuación 70. Peso Sísmico Emmedue.....	116
Ecuación 71. Fuerza cortante en la base Emmedue.....	116
Ecuación 72. Espectro de aceleración sísmica de Emmedue.....	117
Ecuación 73. Desplazamiento real de la edificación Emmedue.....	119
Ecuación 74. Resistencia de corte del Muro Emmedue.....	123
Ecuación 75. Cortante nominal del Muro Emmedue.....	123
Ecuación 76. Combinación de carga 1 para chequeo de conexión muro - losa...	125
Ecuación 77. Reacciones R _A y R _B que se produce en el apoyo de muro – losa..	125
Ecuación 78. Esfuerzo que se produce en el apoyo muro-losa.....	125
Ecuación 79. Esfuerzo útil de mortero en panel Emmedue.....	126
Ecuación 80. Esfuerzo de trabajo de acero de refuerzo en panel Emmedue.....	126
Ecuación 81. Acero de refuerzo vertical Emmedue.....	127
Ecuación 82. Acero de refuerzo horizontal Emmedue.....	127

Ecuación 83. Esfuerzo de fluencia máximo.	129
Ecuación 84. Esfuerzo de fluencia del panel Emmedue.	129
Ecuación 85. Carga axial a compresión del panel Emmedue.	129
Ecuación 86. Resistencia nominal para la carga axial del panel Emmedue.....	129
Ecuación 87. Cortante aportante por la malla electrosoldada.....	130
Ecuación 88 Cortante aportante por el muro de concreto Emmedue.	131
Ecuación 89. Combinación de carga para diseño de losa Emmedue	131
Ecuación 90. Combinación de carga 1 para diseño de cimentación Emmedue por la norma E.060	133
Ecuación 91. Combinación de carga 2 para diseño de cimentación Emmedue por la norma E.060	134
Ecuación 92. Combinación de carga 3 para diseño de cimentación Emmedue por la norma E.060	134
Ecuación 93. Combinación de carga 4 para diseño de cimentación Emmedue por la norma E.060	134
Ecuación 94. Combinación de carga 5 para diseño de cimentación Emmedue por la norma E.060.....	134

RESUMEN

En la presente tesis tuvimos como objetivo determinar la variabilidad de la respuesta estructural de una Edificación para vivienda multifamiliar al modificar el sistema de Albañilería Confinada por un sistema Emmedue en la ciudad de Cajamarca. Iniciando previamente con el levantamiento arquitectónico de la vivienda multifamiliar de cinco (05) niveles ubicada en la Av. 26 de octubre de la Urbanización “Horacio Zevallos”. De tal forma que esto nos permitió realizar los planos preliminares de la vivienda y así poder desarrollar el análisis estático y dinámico bajo diferentes condiciones de carga, además de considerar la teoría y aplicabilidad de los requisitos de diseño y especificaciones indicadas en la norma E.030 “Diseño Sismorresistente”, norma E.060 “Concreto armado” y las características de albañilería de la E.070 “Albañilería”, asimismo teniendo en cuenta las recomendaciones de documentos publicados sobre las características del sistema Emmedue. Para realizar los análisis antes descritos, se tuvo que realizar los modelamientos estructurales; a través de la idealización de cada sistema (Albañilería confinada y Emmedue) utilizando los programas computacionales de Etabs v17.0.1 y Safe v16.0.2. Los resultados obtenidos al modificar el sistema de Albañilería confinada por el sistema Emmedue; además la comparación de sus respectivas respuestas estructurales en la edificación, nos permitió concluir que nuestra hipótesis se verifica; ya que existen diferencias mayores al 10% en la respuesta estructural entre los sistemas de Albañilería Confinada y Emmedue.

Palabras clave: Emmedue, Albañilería, respuesta estructural.

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

La poblacional mundial está creciendo de manera acelerada (Ver Figura 1) y según la INEI en el 2020, en el Perú ya existen 32 millones 625 mil 948 personas; siendo uno de los países que más incremento poblacional ha tenido.

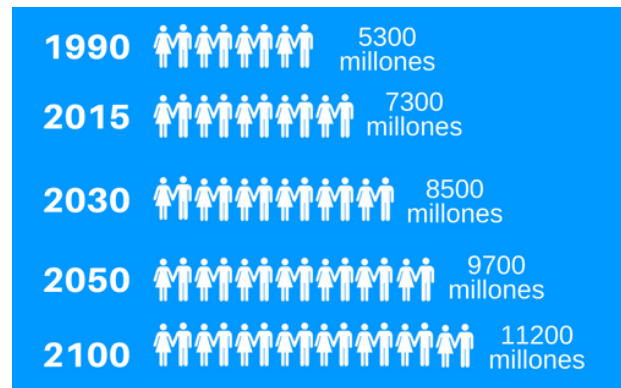


Figura 1. Población mundial proyectada hasta 2100. World population prospects. División De Población Del Departamento De Asuntos Económicos Y Sociales De Las Naciones Unidas, 2015

El departamento de Cajamarca tiene una población de más de 1 341 012 habitantes entre población urbana y rural (INEI 2017 – Censos nacionales de población y vivienda); y solo la ciudad de Cajamarca cuenta algo más de 220 mil habitantes.

Al ver el crecimiento poblacional que está experimentando el Perú y particularmente la ciudad de Cajamarca; la necesidad de vivienda se hace un tema preocupante ya que, según el INEI; para el 2016 nuestro país alcanzo un déficit habitacional de 1.1 millones y en el departamento de Cajamarca está cerca de 108 mil unidades.

Si bien es cierto que, la falta de viviendas existe en nuestro país, vemos que el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (MVCS) tampoco ha normado nuevos sistemas constructivos; ya que en las últimas décadas los edificios de viviendas se han construido con muros de albañilería confinada y en los últimos 15 –

20 años se viene utilizando el concreto armado como sistema de construcción. (Chávez et al., 2016).

En la construcción de toda edificación es importante considerar la seguridad de sus ocupantes; ya que es una necesidad básica para que una edificación sea habitable, por lo cual es fundamental tener una estructura que presente un comportamiento adecuado frente a eventos sísmicos; ya que el territorio peruano se encuentra situado sobre el Cinturón de Fuego Circumpacífico (Ver Figura 2), que es donde ocurren más del 80% de los temblores que afectan al planeta. (DeMets et al, 1980; Norabuena et al, 1999). Entre los últimos sismos de gran magnitud ocurridos en el Perú, podemos destacar el sismo ocurrido en Pisco – Ica, el cual ocurrió un 15 de agosto del 2007, cabe señalar que tuvo un hipocentro de 40 Km alcanzando una magnitud de 7.9 grados en escala Richter, el cual causo un desastre dejando a 48208 viviendas destruidas, 45813 viviendas afectadas, 45500 viviendas inhabitables, además de la destrucción de 14 establecimientos de salud y lo que es más importante; la consecuencia de 593 muertes y 1291 personas heridas. En Cajamarca el 16 de abril 2016, se logró sentir un terremoto con hipocentro de 436 km al norte de tumbes en Ecuador, registrando una intensidad de III en nuestra región; el cual no tuvo consecuencia alguna dentro de Cajamarca debido a que el hipocentro se encontraba en una zona apartada de nuestra región, sin embargo; teniendo en cuenta que, conforme a la Norma E.030 de diseño Sismorresistente indica; nuestra región (Cajamarca) se encuentra situada en la zona sísmica 03; la cual tiene un alto peligro sísmico. Por lo tanto, la posibilidad de que un sismo ocurra en nuestro departamento (Cajamarca), causando una catástrofe; con

pérdida de vidas humana y materiales (hogares afectados y destruidos) siempre estará latente.



Figura 2. Cinturón de Fuego. Gabriel Damián Rodríguez - CNN, 2018

Actualmente, la región de Cajamarca tiene como material preponderante el ladrillo, ya que; el 22.2% de sus viviendas están construida con este material, un 70.3% construidas a base de adobe o tapial y el 5.3% con material precario (quincha, piedra con barro, triplay, calamina, estera u otro material). (INEI, 2017). Con relación a la estadística mencionada; la INEI afirma que, en la ciudad de Cajamarca; más de la mitad de sus viviendas han sido construidas con Albañilería Confinada.

Con respecto a la construcción de viviendas; vemos que, en el Perú, viene siendo predominante el sector informal (autoconstrucción); ya que según CAPECO; el 80% de viviendas en el Perú son construcciones informales y de ese porcentaje, la mitad son altamente vulnerables a sismos de alta intensidad y en zonas periféricas de las ciudades esta cifra llega al 90% (CAPECO, 2018), lo cual genera interrogantes en cuanto a la seguridad de las viviendas.

Referente al crecimiento poblacional, el déficit y seguridad de las viviendas, podemos ver que, en el sector vivienda existe una falta de alternativas de solución, además de la ausencia de normativa de nuevos sistemas constructivos. Sin embargo, el MVCS nos muestra sistemas del tipo no convencional; los cuales carecen de normativa y tienen que ser validados previa evaluación del instituto SENCICO, entre los cuales se podemos mencionar al sistema Emmedue.

El sistema Emmedue está presente en el Perú desde el 2009 y desde el 2010 se encuentra aprobado como Sistema Constructivo No Convencional. (Por SENCICO, Ministerio de Vivienda RM 045). Para lo cual; la Universidad Pontificia del Perú fue contratada por la empresa PANECONS S.A, solicitando los servicios del Laboratorio de Estructuras Antisísmicas para la evaluación del sistema Emmedue, la cual fue supervisada por el Ing. Angel San Bartolomé.

Al realizar el informe técnico del sistema Emmedue, el Ing. Bartolomé tuvo como objetivo principal; evaluar el comportamiento del sistema del tipo no convencional frente a distintas acciones de carácter experimental, simulando acciones gravitatorias y sísmicas. Para lo cual se construyó un módulo de vivienda de dos pisos del sistema Emmedue, en el cual se efectuaron los ensayos correspondientes y a la vez también sobre los paneles individuales del sistema junto a los elementos que los conforman como: el concreto y el mortero. Laboratorio De Estructuras Departamento De Ingeniería Pontificia Universidad Católica Del Perú, 2009. Evaluación Experimental Del Sistema Constructivo M2.

Al finalizar la evaluación experimental del sistema Emmedue, el Ing. Bartolomé manifestó una opinión favorable concluyendo que el sistema Emmedue puede emplearse sin problemas.

En la revista Mi Vivienda (2013); el Sr. Juan Carlos Hurtado, gerente general de la empresa PANECONS S.A Perú, menciona que siendo Emmedue un sistema constructivo que ya se produce en el Perú; todavía queda la tarea pendiente en nuestro país, de lograr que la población entienda y compruebe que este tipo de sistema del tipo no convencional es una alternativa válida, eficiente y sobre todo segura para la ejecución de sus viviendas.

Entonces podemos ver que es necesario se investiguen nuevos sistemas de construcción, y no solo dedicarse a la perfección de los sistemas ya existentes como el sistema de Albañilería confinada.

Por tal motivo, la presente tesis pretende modificar el sistema de albañilería confinada que usualmente se usa en la construcción de viviendas por un sistema Emmedue para luego verificar la respuesta estructural de la Edificación frente a las diversas sollicitaciones que se podrían generar en un evento sísmico, mediante el uso de herramientas teóricas y prácticas que nos permitan tener una mayor perspectiva de las propiedades y características que definen al sistema constructivo Emmedue como tal; determinando si cumple con los requisitos necesarios para su aplicación y lo más importante que brinde seguridad a sus ocupantes.

Entre los estudios a nivel mundial y nacional que analizan y comparan la respuesta estructural de sistemas, tanto tradicionales como no convencionales mencionaremos las de mayor relevancia.

- **Sagñay y Villa, (2014). En su Tesis “Evaluación Y Propuesta De Diseño Sismo-Resistente Para Viviendas Construidas Con Materiales No Tradicionales (Hormi-2)”** desarrollada en la ciudad de Riobamba – Ecuador; en esta investigación se planteó el estudio y diseño de Hormi-2; sistema que tiene como núcleo paneles de Tecnopor o poliestireno expandido (EPS) y en ambas caras del panel cuentan con una malla electrosoldada, recubierta con mortero o micro-hormigón. Realizando una comparación del diseño y comportamiento estructural Sistema tradicional frente al sistema de Hormigón Armado. Estas alternativas de Sistemas constructivos fueron calculados y diseñados con los siguientes parámetros ($E_c = 217370.651 \text{ Kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$, y un $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$) y con una filosofía Sismorresistente, conforme a los códigos vigentes establecidos en el país de Ecuador, de esta manera se presentaron los siguientes resultados del programa Etabs; para el sistema Hormi-2 se obtuvo un desplazamiento sísmico en X de 0.0075 y un desplazamiento en Y de 0.00375. De igual manera; para el sistema de hormigón armado se obtuvo un desplazamiento en X de 0.0189 y un desplazamiento en Y de 0.0203. Concluyendo que ambos sistemas están dentro del rango y cumplen con los parámetro que establece la normativa ecuatoriana.
- **Caguete (2013). En la tesis “Calcular Y Diseñar La Solución Estructural De Una Casa Tipo Planteada Para El Sistema Constructivo De Paredes Portantes en Quito - Ecuador”**; en la presente tesis realizaron un análisis y diseño estructural de una vivienda de 2 pisos en concreto armado para una “casa tipo”, cuyo sistema estructural está definido a partir de un sistema aporticado y

muros portantes. En el cual se tuvo en cuenta las exigencias establecidas en la Norma Ecuatoriana y las siguientes propiedades (muros portantes: $f_y = 5000$ Kg/cm², $f'_c = 180$ Kg/cm², $E_c = 201246.11$ Kg/cm² y aporticado: $f'_c = 210$ Kg/cm², $f_y = 4200$ Kg/cm² y un $E_c = 217370.65$ Kg/cm²). Obteniendo los resultados de las deformadas por sismo en sap2000, para el tipo aporticado se obtuvo una deformada de 0.000291, mientras que para los muros portantes obtuvieron una deformada de 0.00001473, Concluyendo que ambos sistemas constructivos son confiables ante la sollicitación de cargas verticales y horizontales, y también que la respuesta estructural en el sistema de paredes portantes fue superior al sistema aporticado por cuanto presentó una mayor resistencia y rigidez lateral frente acciones sísmicas.

- **Velasteguí (2013). En su Tesis “Estado Del Arte Del Sistema M2 Para Edificios De Altura” Quito - Ecuador;** en el presente estudio realizaron la modelación del sistema M2 para una Edificación de 8 pisos usando el programa Etabs y empleando las siguientes propiedades ($E_c = 173896.521$ Kg/cm², $f'_c = 210$ Kg/cm², $f_y = 5000$ Kg/cm²). Y conforme a las de los códigos ACI318S-08 y CEC2001. Obteniendo que las derivas de la modelación son de 0.001974 en “X” y 0.00672 en “Y”. Concluyendo que el sistema M2 es confiable ante sollicitaciones sísmicas ya que los valores son menores en comparación a la deriva admisible que establece la Normativa Ecuatoriana que es del 0.002.
- **Manrique & Victoria (2017). En la tesis “Análisis Comparativo Del Sistema Estructural Emedos (M-2) Y Viviendas Confinadas en la ciudad de Huancavelica - Perú”;** en esta investigación realizaron la comparación del

sistema de Albañilería confinada frente al sistema Emedos (M2); ejecutando el modelamiento de una edificación de 3 pisos usando el programa Robot Structural empleado las propiedades de cada sistema (Emedos: $f_y = 6120 \text{ Kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, $E_c = 217370.651 \text{ Kg/cm}^2$ y Albañilería Confinada: $f'_m = 35 \text{ Kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, $E_c = 217370.651 \text{ Kg/cm}^2$, $E_{alb} = 17500 \text{ Kg/cm}^2$). Obteniendo los siguientes resultados para el análisis dinámico; el sistema estructural Emedos (M-2) presentó la máxima deriva de 0.00004; mientras que la albañilería confinada presento una máxima deriva de 0.00031. Determinando que el sistema Emedos presenta un mejor comportamiento estructural frente a eventos sísmicos; simultáneamente, concluyen también que tanto el sistema de Albañilería Confinada como el sistema Emmedue, ambos se encuentran dentro de los rangos permisibles de la Norma Sismorresistente E.030, por lo que pueden ser utilizados en construcción.

- **Arteaga (2018). En la tesis “Análisis Comparativo De Costos En Una Vivienda Familiar Usando El Sistema Constructivo Emmedue Y El Sistema De Albañilería”** en la ciudad de Huánuco - Perú; en la presente investigación realizaron un contraste de las características y respuestas estructurales de los sistemas Emmedue y Albañilería Confinada; a través de un modelamiento computacional usando el programa Etabs, la normativa vigente del Perú y las posteriores propiedades (Emmedue: $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$, $f'_c \text{ muro} = 175 \text{ Kg/cm}^2$, $f'_c \text{ losa} = 210 \text{ Kg/cm}^2$, $E_{c \text{ losa}} = 217370.651 \text{ Kg/cm}^2$, $E_{c \text{ muro}} = 198431.348 \text{ Kg/cm}^2$ y Albañilería Confinada: $f'_m = 49 \text{ Kg/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, $E_c = 217370.651 \text{ Kg/cm}^2$, $E_{alb} = 24500 \text{ Kg/cm}^2$). Obteniendo los

siguientes resultados: Para el sistema estructural Emedos (M-2) presento la máxima deriva de 0.0002; mientras que la máxima deriva del sistema de Albañilería tuvo un valor de 0.0028. La cortante basal del sistema Emmedue tuvo un valor de 24.80 Tn y para la Albañilería confinada un valor de 36.38 Tn. Determinando que, frente a eventos sísmicos; el sistema de Albañilería Confinada muestra un comportamiento estructural inferior; respecto del sistema Emmedue.

- **Lara (2016). En su Tesis “Análisis Comparativo Estructural-Económico Según El Código NEC2011 Entre Sistemas Constructivos De Muros Portantes De Hormigón Armado Con Alma De Poliestireno Y Muros De Enchape Con Malla Electrosoldada, En Una Estructura De 4 Pisos”** en la ciudad de Quito – Ecuador; en la presente tesis tuvo como objetivo principal el evaluar los sistemas de muros con enchape con malla Electrosoldada y muros con núcleo de poliestireno, realizando el modelamiento computacional para una vivienda de 4 pisos empleando el Software Etabs y considerando las siguientes características (muro de Enchape: $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, $E_c = 217370.651 \text{ Kg/cm}^2$ y un $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ para los Muro alma de Poliestireno: $f_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$, $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, $E_c = 217370.651 \text{ Kg/cm}^2$) y siguiendo los lineamientos de la normativa Ecuatoriana. Obteniendo los siguientes resultados: En el sistema de muros de enchape se obtuvo una deriva de 0.0004; mientras que para los muros con alma de poliestireno se obtuvo un valor de 0.000203. Concluyendo que el sistema de muros con alma de poliestireno tuvo una mejor respuesta estructural con respecto a los muros de enchape.

Con la finalidad de llevar a cabo las bases teóricas de la presente investigación, se hace necesaria la revisión de algunos enfoques teóricos relacionados a las variables en estudio; los cuales nos ayuden a comprender mejor el tema en estudio.

- La respuesta estructural de las edificaciones durante su vida útil; dependerá de la adecuada estructuración que se proporcione a los edificios frente a las diversas sollicitaciones que se le puede presentar, ya sean; tanto cargas permanentes (peso propio, acabados, carga viva, etc.) como eventuales (sobrecargas, sismo, viento, etc.); teniendo en cuenta que, los componentes estructurales deben tener una disposición simultánea y características (Físicas y Mecánicas) adecuadas. (San Bartolomé, 1998).
- La constitución estructural de una edificación consiste en disponer y distribuir adecuadamente los componentes de la estructura de forma adecuada y teniendo en cuenta la disposición de la arquitectura, así mismo manteniendo una estructura lo más simétrica y uniforme posible. (Rochel, 2012).
- En su libro Análisis y diseño sísmico de edificaciones, Rochel (2012), nos dice; que cuando se habla de estructuración no solamente se refiere una estructura simétrica, pues hay otros factores y recomendaciones que deben tenerse en cuenta para lograr que la estructura tenga una buena respuesta estructural frente a eventos sísmicos. Entre los cuales menciona los siguientes:
 - Se recomienda que las estructuras sean livianas, pues las fuerzas debidas al sismo surgen como consecuencia de la inercia de las masas al desplazarse, por lo cual, entre menos peso, menores serán los efectos de los sismos en ellas.

- Una estructura simple, regular y proporcional o simétrica, simultáneamente tanto en planta como en altura.
 - Plantas poco alargadas.
 - Es necesario una equivalencia en la disposición 3 propiedades: rigidez, resistencia y ductilidad, sin concentrarse en unos cuantos elementos.
 - Entre más Hiperestaticidad tenga la estructura, es mayor el número de secciones que deben fallar antes que la estructura colapse.
 - Líneas progresivas de la protección del sistema estructural.
 - La formación de juntas plásticas preferiblemente debe ocurrir en los elementos estructurales horizontales antes que en los verticales.
 - En la estructura, se recomienda intentar que el estudio dinámico sea congruente con los del suelo en la cual está cimentada; en general, se dice que en suelos firmes se comportan mejor las estructuras flexibles y en suelos blandos las estructuras rígidas. Es decir, tratar de que las características dinámicas tanto del suelo como las de la Edificación eviten una posible resonancia por similitud.
- El análisis estructural se considera como el conjunto de acciones que determinan el comportamiento estructural de una Edificación ante diversas fuerzas externas que la podrían llevar al colapso total o parcial. (Rochel, 2012)

El análisis tiene tres etapas básicas:

- La estructura debe ser idealizada; a través de un modelo factible de evaluar por métodos de cálculo aptos y adecuados.
- Determinación de las fuerzas para el diseño de los elementos estructurales.

- En la modelación de la estructura se debe tener en cuenta los efectos de las fuerzas de diseño.
- Sabemos que la fuerza sísmica está unida al comportamiento estructural de las edificaciones. En nuestro caso; la acción sísmica será la que ocurre en el Perú.

Ahora bien, la normativa peruana de diseño sismorresistente E.030 se rige por criterios de superposición modal y descomposición. Entre las variables; de las cuales dependerá el espectro de diseño, tenemos al periodo fundamental de la estructura, estado actual del suelo local, y magnitud de los sismos, etc.

La norma E.030 de diseño sismorresistente propone una expresión para determinar el cortante en la base.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde, similarmente a la normativa UBC (Uniform Building Code), Z es un factor de zona; U es un factor de la ocupación que tendrá la edificación; S es el coeficiente que tendrá el suelo de la estructura; C es un coeficiente sísmico; R es el coeficiente de restricción por ductilidad y redundancia estructural y P es el coeficiente del peso de la estructura. Adicionalmente se debe comprobar lo siguiente: $C/R \geq 0,11$.

El diseño sismorresistente se realizará conforme a los lineamientos de la norma técnica de diseño sismorresistente E.030 - 2018, teniendo como filosofía de diseño:

- Se deberá Prevenir las pérdidas de vidas humanas.
- Garantizar que los servicios básicos de la Edificación tendrán continuidad.
- La estructura deberá presentar el mínimo de daños posibles.

Sabemos que las estructuras no pueden ser protegidas de manera completa; ya que en su gran mayoría no sería factible económicamente. En concordancia con la filosofía; la norma E.030 presenta los siguientes principios:

- El estado límite Ultimo; en el cual la actividad sísmica severa no debe causar que la estructura colapse.
- El estado límite de servicio; en el cual la actividad sísmica moderada, no debería afectar a la estructura durante su vida de servicio, consintiéndose solo daños dentro de los límites permisibles de la norma técnica E.030.

El hecho que una estructura pueda cumplir con los principios antes mencionados está unido a su capacidad de disipar energía. La disipación se presenta en los elementos estructurales como tal (vigas, columnas, muros, losas). Debiéndose comprobar que en circunstancias ultima de diseño (flexión, tracción, compresión, pandeo, etc.) y de servicio (fatiga, agrietamiento, deflexiones y vibraciones, etc.) la Edificación debe tener un comportamiento estructural adecuado de sus componentes. (Cutimbo, 2016)

- La importancia del modelamiento de la Edificación radica en el análisis tridimensional denominado método “exacto” se refiere a la precisión numérica dentro del marco de ciertas hipótesis. En el análisis de edificios, dicho término alude a resultados precisos de modelos en los que las cargas y las propiedades mecánicas de los materiales son conocidas y se supone un comportamiento elástico lineal.

En la evaluación tridimensional, la práctica más frecuente es idealizar la Edificación como la agrupación de sub estructuras de muros y pórticos, unidos a

los pisos (Techos, aligerados; etc.) que se consideran rígidos; es decir indeformables en su plano. (RocheI, 2012)

- Para las edificaciones, las propiedades que más interesan en el diseño son:
 - Las deflexiones excesivas pueden producir desplazamientos horizontales exagerados que afecten desfavorablemente el uso de la estructura; o vibraciones que produzcan incomodidad. (Jaramillo,2014)
 - Los desplazamientos para estructuras regulares se encontrarán multiplicando los coeficientes de $0.75R$ por los valores conseguidos del análisis Elástico lineal con las demandas sísmicas limitadas. Y serán multiplicados por $0.85R$ en el caso de que la estructura sea irregular.
 - Las derivas de los pisos consecutivos de una estructura son los desplazamientos relativos que se producen en su entrepiso.

Al someter una estructura a las fuerzas sísmicas, f_i , los entrepisos sufren desplazamientos horizontales, Δ_i .

Según la norma técnica E0.30, las derivas de entrepiso, δ_i , se calculan de la siguiente manera:

$$\text{Piso 1: } \delta_1 = \frac{\Delta_1}{h_1} \qquad \text{Piso } i: \delta_i = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i}$$

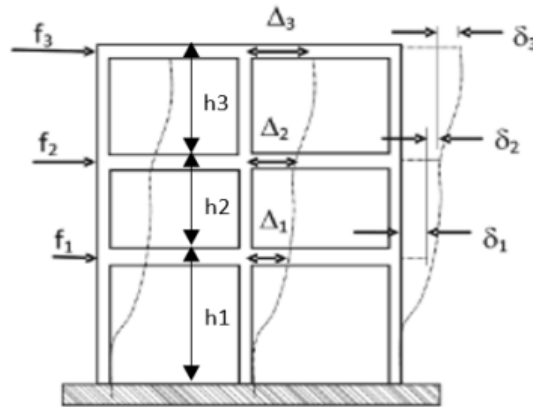


Figura 3. Derivas de entrepiso. Rochel, 2012.

Los desplazamientos relativos de igual forma serán afectados por 0.75R y 0.85R, según la estructura sea regular o irregular; respectivamente.

En la tabla 1, la norma técnica E.030 establece límites de derivas permisibles en cada sistema.

Tabla 1. Límites Para La Distorsión Del Entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i/h_{ei})
Sistema de Concreto Armado	0,007
Sistema de Acero	0,010
Sistema de Albañilería	0,005
Sistema de Madera	0,010
Estructuras con muros de ductilidad limitada y concreto armado.	0,005

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018.

- En edificaciones regulares, la fuerza cortante del análisis dinámico en el primer entrepiso de la estructura no puede ser inferior al 80% del calculado en el análisis estático, y en estructuras irregulares tampoco podrá ser inferior

al 90%; lo cual se debe cumplir en cada una de las direcciones de análisis de la estructura. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018)

De ser preciso, se deberá aumentar la cortante de manera que se pueda cumplir los cortantes mínimos mencionados; por lo cual de forma proporcional se deberá escalar los valores conseguidos del modelamiento estructural, exceptuando a los desplazamientos.

- En los modos de vibración se deberán tomar en cuenta los 3 primeros modos preponderantes en la dirección de análisis de la estructura, cuya suma sea por lo menos el 90% del peso total de la edificación, para lo cual se deberá considerar un análisis adecuado que valore apropiadamente la repartición de masas y rigidez. (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2018)

En general, en toda edificación lo ideal es que sus dos primeros modos de vibración sean traslacionales, es decir que no causen torsiones.

- La determinación de Resultantes de los esfuerzos como fuerzas axiales, fuerza cortante y momento flector en los elementos estructurales.

Los puntos mencionados nos ayudaran analizar la respuesta estructural. Del mismo modo es importante conocer los sistemas que serán parte de la edificación; ya que de sus características dependerán, el comportamiento en general de la edificación.

- Los Sistemas Constructivos han sido siempre herramientas fundamentales para el desarrollo de la vida del hombre, la construcción y la arquitectura. Es por ello que la experimentación con los diversos materiales tanto naturales en los inicios de la humanidad como los artificiales en su posterior desarrollo ha permitido la

mejor satisfacción de los requerimientos básicos de habitabilidad y confort. Siendo los sistemas constructivos, el conjunto integral de materiales y elementos constructivos que combinados según determinadas reglas tecnológicas conforman una edificación completa la cual es vital en el progreso de la humanidad. (Mac Donnell, 2008)

Podemos entender por sistema constructivo el conjunto de elementos y unidades de un edificio que forman una organización funcional con una misión constructiva común, ya sea estructural, de protección de espacios habitables y de obtención de confort. Es decir, el sistema como conjunto articulado, más que el sistema como método. (J. Monjo, 2005)

Los sistemas constructivos tratados en esta investigación serán: La Albañilería confinada y Emmedue.

Luego del desastre producido en el Perú en el año 1940; la albañilería confinada como tal ingresa al país. En los años 70 se realizaron los ensayos iniciales del sistema de albañilería; pero no fue sino hasta el año 1982 que se pudo obtener algunos resultados; los cuales sirvieron para elaborar el primer reglamento referente al sistema de Albañilería obteniendo la Norma técnica E.070.

- La Albañilería Confinada es aquel sistema formado por muros de ladrillo rodeados por elementos de concreto armado; en los cuales se soportan las losas macizas y aligeradas. (Abanto, 2017, pág. 19).

En la Albañilería confinada existe solo 2 tipos de componentes de concreto armado; las columnas de amarre; que son los elementos verticales y las vigas de amarre; que vienen siendo los elementos horizontales. En esta configuración

estructural, las cargas sísmicas y de gravedad serán soportadas por los muros.

(Abanto, 2017, pág. 19)

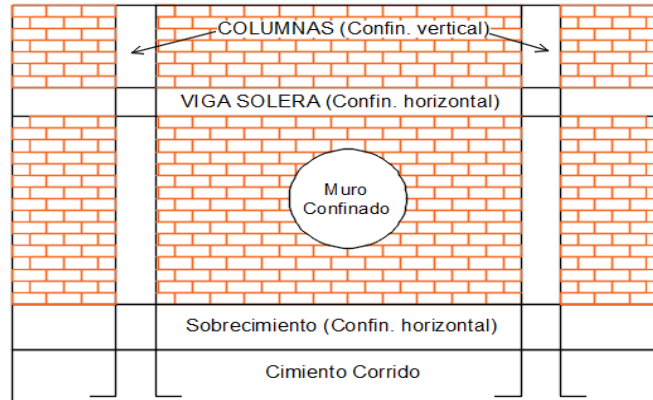


Figura 4. Esquema de muro confinado. Abanto, 2007.

El sistema de Albañilería confinada tiene cuatro componentes que son: Unidad de Albañilería, Mortero, Acero y Concreto. (Abanto, 2017, pág. 39)

- La unidad de Albañilería: En la construcción de muros de albañilería, el elemento más importante es la unidad de Albañilería, los cuales se denominan ladrillos o bloques. Los ladrillos se caracterizan por tener dimensiones particularmente el ancho y pesos que los hacen manejables a una sola mano. (Abanto, 2017, pág. 39)

Las características de las unidades de Albañilería, estarán en base a la norma técnica peruana E.070 de Albañilería.

Tabla 2. Clases de unidad de Albañilería.

CLASE DE UNIDAD DE ALBAÑILERIA PARA FINES ESTRUCTURALES					
CLASE	VARIACIÓN DE LA DIMENSIÓN (máxima en porcentaje)			ALABEO (máximo en mm)	RESISTENCIA CARACTERÍSTICA A COMPRESIÓN f_b mínimo en Mpa (Kg/cm²) sobre área bruta
	Hasta 100 mm	Hasta 150 mm	Más de 150 mm		
	Ladrillo I	± 8	± 6		
Ladrillo II	± 7	± 6	± 4	8	6.9 (70)
Ladrillo III	± 5	± 4	± 3	6	9.3 (95)
Ladrillo IV	± 4	± 3	± 2	4	12.7 (130)
Ladrillo V	± 3	± 2	± 1	2	17.6 (180)
Bloque P	± 4	± 3	± 2	4	4.9 (50)
Bloque NP	± 7	± 6	± 4	8	2.0 (20)

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006.

Tabla 3. Resistencia de la Albañilería.

RESISTENCIAS CARACTERÍSTICAS DE LA ALBAÑILERIA Mpa (Kg/cm²)				
Materia Prima	Denominación	Unidad f_b	Pilas f_m	Muretes v_m
Arcilla	King Kong Artesanal	5.4 (55)	3.4 (35)	0.5 (5.1)
	King Kong Industrial	14.2 (145)	6.4 (65)	0.8 (8.1)
	Rejilla Industrial	21.1 (215)	8.3 (85)	0.9 (9.2)
Sílice - Cal	King Kong Normal	15.7 (160)	10.8 (110)	1.0 (9.7)
	Dédalo	14.2 (145)	9.3 (95)	1.0 (9.7)
	Estándar y mecano	14.2 (145)	10.8 (110)	0.9 (9.2)
Concreto	Bloque tipo P	4.9 (50)	7.3 (7.4)	0.8 (8.6)
		6.4 (65)	8.3 (85)	0.9 (9.2)
		7.4 (75)	9.3 (95)	1.0 (9.7)
		8.3 (85)	11.8 (120)	1.1 (10.9)

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006.

La norma técnica E.070; nos indica los módulos de elasticidad (E_m) y de corte (G_m)

para la Albañilería; los cuales se considerarán como sigue:

- Unidades de arcilla E_m = 500f_m (Ec. 2)

- Todas las clases de Albañilería $G_m = 0.4E_m$ (Ec. 3)

- El mortero es una clase de mezcla formada por agua, cemento y agregados principalmente finos. Para un muro de albañilería el componente esencial será el mortero; el cual le proporcionará la resistencia adecuada. (Gallegos y Casabonne, 2005).
- El tipo de acero empleado para reforzar los elementos de concreto que enmarcan la Albañilería confinada, es del mismo tipo empleado en concreto armado.

El grado de cada varilla de acero corrugado definirán sus respectivas características es así que en el Perú para el caso de la Albañilería se tiene un acero de grado 60, con un límite de fluencia mínimo de 420 Mpa. En general, en Albañilería se debe procurar usar la mayor cantidad de barras con el menor diámetro posible. (Gallegos y Casabonne, 2005).

El acero tiene un módulo de elasticidad (E_s) igual a 196 000 Mpa (2 000 000 Kg/cm²). (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009)

- El concreto surge de mezclar los componentes: piedra chancada, arena gruesa, agua y cemento Portland de los cuales en diferentes proporciones se obtiene la resistencia requerida para el concreto.

La propiedad que determina la resistencia a la compresión del concreto se especifica es el f'_c (Kg/cm²). En estructuras de Albañilería, se permite usar concretos de resistencia f'_c mayores o igual a 175 Kg/cm². (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2009)

El sistema Emmedue nace a finales de los años 70`s como una idea de combinar las ventajas de fabricación de los materiales industriales con la creciente necesidad de

sistemas más rápidos de construcción, siendo de origen italiano y usado en el mundo hace aproximadamente 25 años, esta tecnología de construcción es producida en 27 plantas industriales en diferentes países tales como: Costa Rica, Argentina, México, Italia, Guatemala, Venezuela, Egipto, Rusia, Arabia, Turquía, Malasia, Australia, Filipinas Y Ecuador. El Ministerio De Vivienda, Construcción y Saneamiento a través de la resolución ministerial N°. 045-2010-VIVIENDA aprobó el sistema Emmedue en el año 2009 y simultáneamente; el mismo año entro al país.

- El Sistema Constructivo Emmedue tiene en sus caras laterales una malla electrosoldada de alta resistencia, uniéndose entre sí por grapas de acero y cuyo núcleo es el poliestireno expandido. Candiracci et al., 2014. Manual Técnico Sistema Constructivo Emmedue. Los muros Emmedue se conforman lanzando capas de mortero con un equipo neumático y con la presión adecuada para proporcionar la rigidez y resistencia al panel (EPS), además las mallas adheridas al núcleo del panel le proporcionarán una ductilidad y resistencia complementarias a la producida por el mortero. Laboratorio De Estructuras Departamento De Ingeniería Pontificia Universidad Católica Del Perú, 2009. Evaluación experimental Del Sistema Constructivo M2.

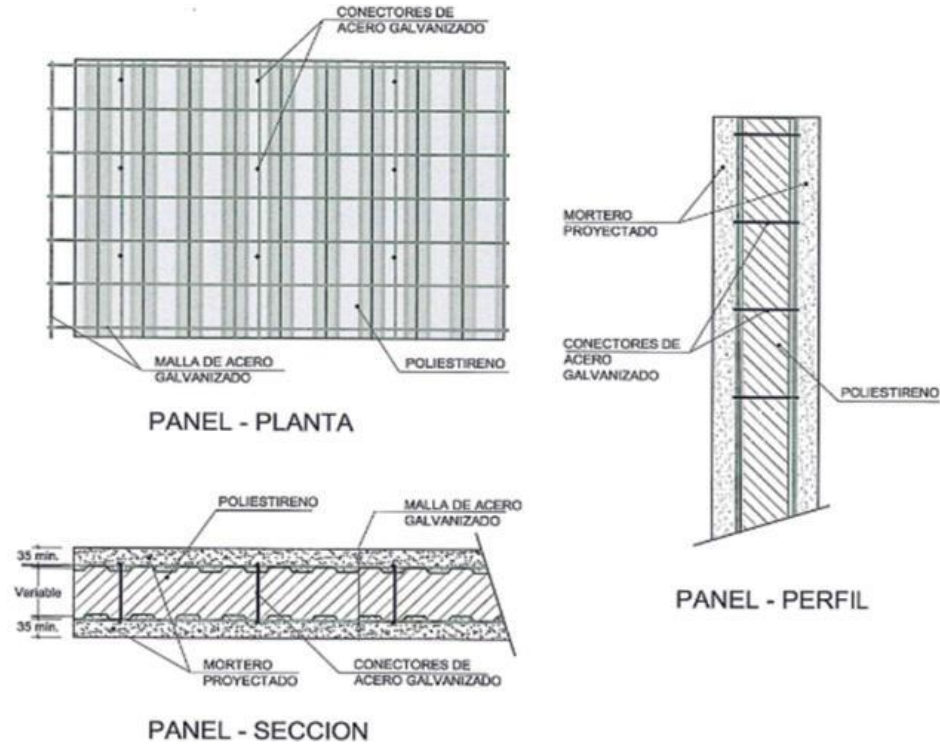


Figura 5. Detalle general del panel Emmedue. DGRS, República Dominicana – 2015

Los paneles del sistema Emmedue están conectados horizontalmente través de malla superpuestas, y conectados verticalmente a la cimentación por espigas (dowells) de acero corrugado y de la misma forma para los muros que se encuentra enlazados de forma subsecuente en pisos superiores. Para formar los techos del sistema Emmedue se utilizarán paneles similares a los de los muros; sin embargo, tendrán un mayor espesor y las mallas adheridas a sus caras laterales tendrán un diámetro superior, su principal finalidad es la de proveer funciones estructurales auto portantes. Laboratorio De Estructuras Departamento De Ingeniería Pontificia Universidad Católica Del Perú, 2009. Evaluación Experimental Del Sistema Constructivo M2

Los materiales componentes del sistema Emmedue son: Núcleo Central, Acero de Refuerzo, Concreto, Espigas de acero corrugado (dowells)

Núcleo Central: Esta conformado por el alma de tecnopor expandido con un peso específico varía entre los 13 - 25 kg/m³ y con un espesor que varía entre los 40 mm y los 400 mm. Candiracci et al., 2014. Manual Técnico Sistema Constructivo Emmedue.

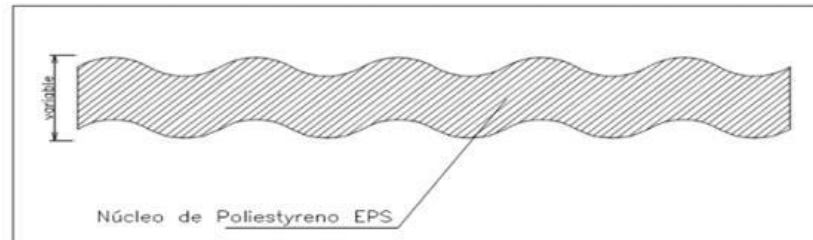


Figura 6. Detalle general del panel Emmedue

Acero De Refuerzo: El acero para la malla electro-soldada se encuentra adherido en ambas caras del núcleo de tecnopor unidas entre sí por conectores; los cuales son del mismo material de acero liso galvanizado y con similares características a los de la malla. La fluencia del acero galvanizado para la malla de acero de sistema Emmedue tiene un $f_y = 6120 \text{ Kg/cm}^2$ y un diámetro de $\phi = 2.50 \text{ mm}$ y el diámetro para los conectores son de $\phi = 3.00 \text{ mm}$. Para el encuentro entre muros perpendiculares y ángulos pronunciados se utilizan las mallas angulares. Candiracci et al., 2014. Manual Técnico Sistema Constructivo Emmedue.

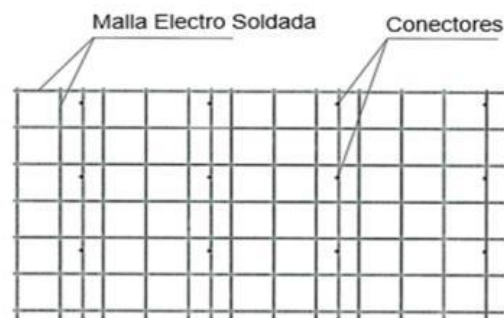


Figura 7. Detalle de Malla de refuerzo y conectores. DGRS, República Dominicana – 2015

Concreto: El concreto utilizado en las paredes del sistema Emmedue tendrá espesores que variaran de 2.5 a 4cm de acuerdo a la resistencia requerida en el diseño y la construcción de la edificación; y tendrá una resistencia mínima a compresión de $f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$. Para el caso de losas se utilizará un $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, teniendo en cuenta que para la capa sometida a compresión se tendrán un espesor mínimo de 5cm y de 3cm para la capa inferior. Candiracci et al., 2014. Manual Técnico Sistema Constructivo Emmedue.

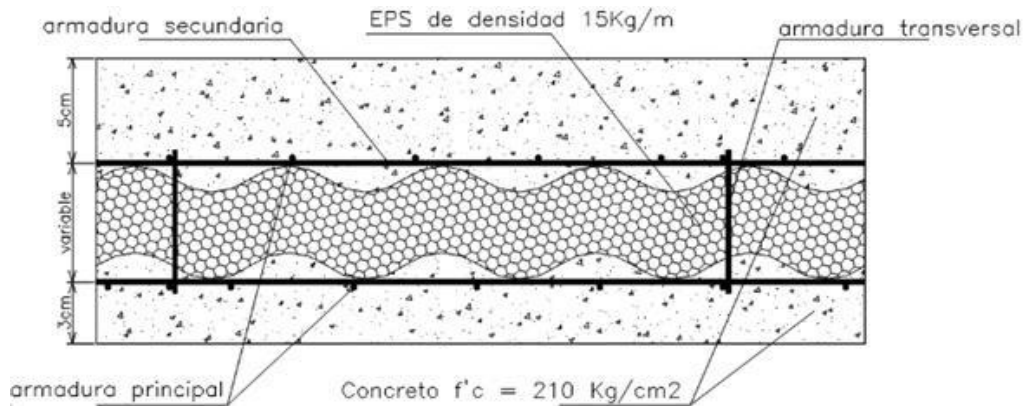


Figura 8. Detalle de concreto en losas.

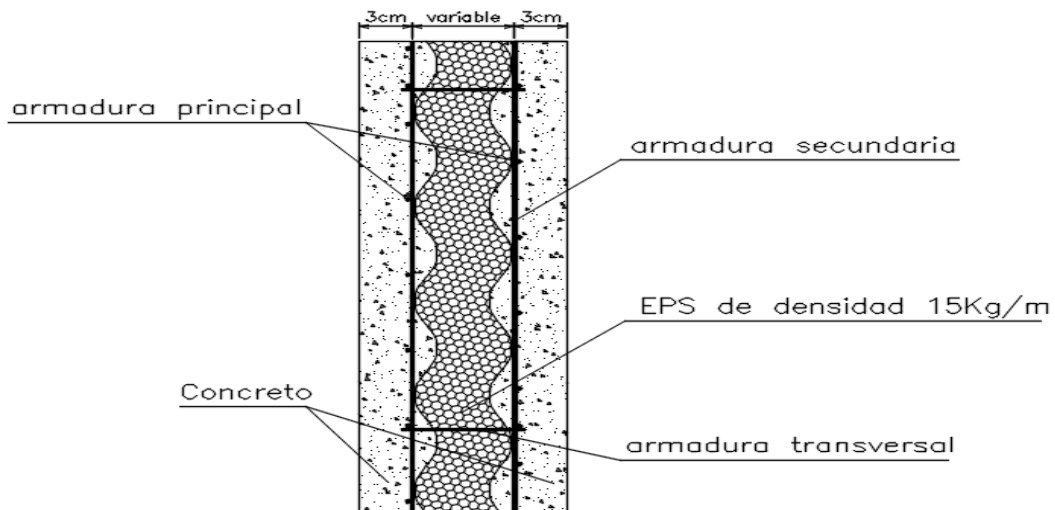


Figura 9. Detalle de concreto en muros.

Espigas de acero corrugado (dowells): Los muros Emmedue tienen que tener una continuidad tanto en la cimentación como también entre muros de pisos subsecuentes; para lo cual se colocan las espigas de acero corrugado con un diámetro de $\phi = 6.00$ m y así, se puedan conectar entre si los elementos mencionados. Candiracci et al., 2014. Manual Técnico Sistema Constructivo Emmedue.



Figura 10. Espigas para la conexión de cimentación y muros. San Bartolomé, 2009. Informe Evaluación Experimental Del Sistema Constructivo “M2”



Figura 11. Espigas para conectar y dar continuidad a los muros. San Bartolomé, 2009. Informe Evaluación Experimental Del Sistema Constructivo “M2”

La Clasificación Paneles Emmedue: Existe una gran variedad de poliestireno expandido con refuerzo adicional, están clasificados de acuerdo a la tipología de los paneles Emmedue, ámbito de aplicación, medidas estándares y accesorios complementarios. Candiracci et al., 2014. Manual Técnico Sistema Constructivo Emmedue.

Tabla 4. *Tipos de Panel Emmedue*

TIPO	APLICACIÓN	Ø DEL ALAMBRE	TRAMADO	RESISTENCIA DEL MORTERO REQUERIDA
PSME (Panel Simple Modular Estructural)	Construcción Integral de Mamposterías	Longitudinal: 2.5 Transversal: 2.5	Longitudinal: 7.5 Transversal: 7.5	210 Kg/cm ²
PSMC (Panel Simple Modular de Cerramiento)	Aplicaciones en estructuras Mixtas Cerramientos	Longitudinal: 2.5 Transversal: 2.5	Longitudinal: 7.5 Transversal: 15	Entre 90 Kg/cm ² y 110 Kg/cm ²
PSMR (Panel Simple Modular Reforzado)	Losa de Cubierta Conformación de gradas	Longitudinal: 3 Transversal: 2.5	Longitudinal: 7.5 Transversal: 7.5	210 Kg/cm ² para la carpeta superior de compresión o la que resulte del cálculo estructural. (e= 5cm) 210 Kg/cm ² para la carpeta inferior. (e= 3cm)
PSM2R (Panel Simple Modular Doblemente Reforzado)	Losas de entepiso Conformación de gradas	Longitudinal: 3 Transversal: 3	Longitudinal: 7.5 Transversal: 7.5	211 Kg/cm ² para la carpeta superior o la que proponga el Calculista. 210 Kg/cm ² para la carpeta inferior.

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2010. Resolución Ministerial para la Memoria Descriptiva General Del Sistema Emmedue.

- **PSME (Panel Simple Para Muro Estructural):** Este panel de tecnopor tiene un espesor de que varía entre los 4 a 30 cm y un espesor de concreto entre los 2.5 y 3 cm llegando alcanzar un espesor total de pared entre 10 y 36cm; el cual se usa en la construcción de edificaciones de 4 a 6 niveles, y es utilizado en losas de

entrepisos con luces máximas de 5m y dependiendo de la configuración del edificio; se deberá considerar añadir acero de refuerzo, según los cálculos efectuados. Candiracci et al., 2014. Manual Técnico Sistema Constructivo Emmedue.



Figura 12. Panel simple estructural (PSME). Hormi2, 2013

- PSMR (Panel Simple Modular Reforzado) Y PSM2R (Panel Simple Modular Doblemente Reforzado): Estos paneles de tecnopor tienen espesores entre 10 y 12cm; en los cuales se proyecta una capa de concreto de ($e = 5\text{cm}$) para la parte superior y un espesor de ($e = 3\text{cm}$) para la capa inferior y dependiendo de la configuración de la Edificación puede ser utilizado en losas de entrepiso y paredes estructurales. Las losas PSMR y PSMR2 terminadas tienen un espesor total entre los 18 hasta 20cm y 16 a 20cm; respectivamente. La plancha de tecnopor de ambas losas tiene un espesor que varía entre 8 y 12 cm. En la Figura 13 se mostrará, el panel simple modular reforzado y como se compone. Candiracci et al., 2014. Manual Técnico Sistema Constructivo Emmedue.

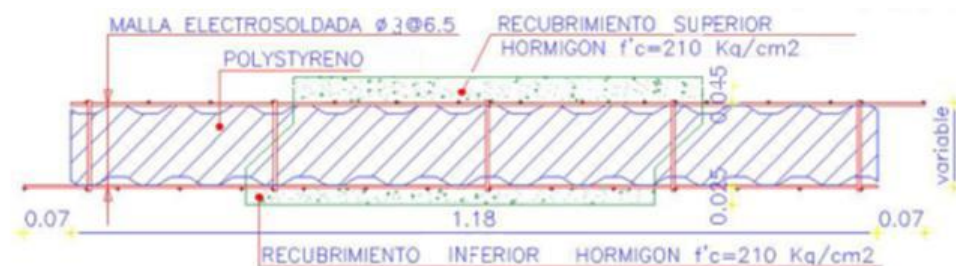


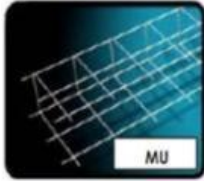
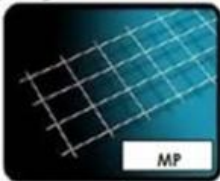
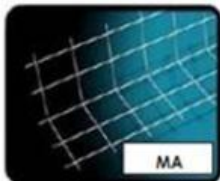
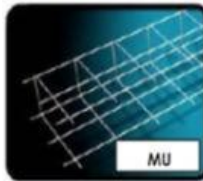
Figura 13. Panel simple cerramiento (PSMR). Hormi2, 2013

La clasificación de las mallas electro soldadas: Las mallas del sistema Emmedue tienen diámetros entre 2.5 y 3 mm y se elaboran con alambre de acero galvanizado de alta resistencia. Estas mallas se utilizan en el reforzamiento de puertas y ventanas (MU), losas (ME), aristas de uniones entre paredes y encuentros de losa con pared (MA), dando continuidad a malla entre paneles. Las mallas se fijan en las caras laterales del tecnopor con la ayuda de alambre de acero o grapas.

Panecons. (2014). Memoria Descriptiva Emmedue. Recuperado de:

https://www.slideshare.net/javer_7/memoria-descriptiva-sistema-m2-72807476.

Tabla 5. Tipos de Mallas Electro - soldadas.

MALLA ENTERA	MALLA PLANA	MALLA ANGULAR	MALLA “U”
Para las losas y paredes se utiliza la malla entera; la cual servirá como un refuerzo adicional.	Las mallas planas son colocadas diagonalmente con una inclinación de 45° para reforzar tanto las paredes como las ventanas. Además, están mallas son útiles en zonas donde existen empalmes y en partes que se haya tenido que cortar la malla de refuerzo	En las uniones de muros con losa y muro contra muro se colocan las mallas angulares tanto en la zona interior como en la exterior del encuentro entre paneles.	En las puertas y ventanas se usa la malla en U; la cual sirve como refuerzo en el remate de los mencionados.
			

Fuente: Panecons. (2014). Memoria Descriptiva Emmedue. Recuperado de: https://www.slideshare.net/javer_7/memoria-descriptiva-sistema-m2-72807476

1.2. Formulación del problema

¿Cuánto varía la respuesta estructural de una edificación al modificar el sistema de Albañilería confinada a un sistema Emmedue, en la ciudad de Cajamarca - 2020?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Determinar la variación de la respuesta estructural de una edificación al modificar el sistema de albañilería confinada por un sistema Emmedue en la ciudad de Cajamarca.

1.3.2. Objetivos específicos

- Realizar el modelamiento de una Edificación para una vivienda multifamiliar de 5 pisos para cada sistema de Albañilería Confinada y Emmedue.
- Obtener las respuestas estructurales de una Edificación para los sistemas de Albañilería confinada y Emmedue.
- Realizar un análisis comparativo de la respuesta estructural de la Edificación entre los sistemas de Albañilería Confinada Y Emmedue

1.4. Hipótesis

Existe una variación mayor al 10% en la respuesta estructural de la edificación al modificarse el sistema el sistema de Albañilería confinada por un sistema Emmedue en la ciudad de Cajamarca.

CAPÍTULO II. METODOLOGÍA

2.1 Tipo de investigación

La investigación es No Experimental.

La tesis es de tipo descriptiva.

2.2 Población y muestra

La Edificación para vivienda multifamiliar de 5 pisos ubicada en la Av. 26 de octubre en la Urbanización “Horacio Zevallos”; y la cual fue modelada estructuralmente usando cada uno de los sistemas de Emmedue y Albañilería confinada.

La muestra expuesta fue elegida por conveniencia; ya que fue la única en la cual se pudo realizar el levantamiento arquitectónico para poder realizar los planos respectivos de la vivienda.

2.3 Técnicas e instrumentos

Las técnicas empleadas en la recopilación de información fundamental para la investigación del presente estudio están basadas específicamente en lo siguiente:

- **Levantamiento arquitectónico de vivienda multifamiliar:** Se realizó el levantamiento arquitectónico de la Edificación para vivienda multifamiliar de 5 pisos. Los instrumentos usados en este ítem fueron los siguientes: Wincha, lapiceros, hojas de apunte y marcadores.
- **Planos:** Se realizó los planos arquitectónicos de la Edificación para vivienda multifamiliar para los sistemas de albañilería confinada y Emmedue. El instrumento usado fue el Software AutoCAD.
- **Revisión Bibliografía:** Se hizo una revisión bibliográfica sobre los sistemas constructivos (Albañilería y Emmedue); por lo que fue necesario consultar

especificaciones técnicas, condiciones normativas, planteamientos y metodologías de cada sistema constructivo; recopilando así, los datos y características necesarios para realizar el modelamiento de la estructura para cada uno de los sistemas (Albañilería y Emmedue).

2.4 Recolección y análisis de datos

Se empleó los programas computacionales Microsoft Excel, ETABS V.2017 y SAFE V.2016 para el modelamiento estructural de la Edificación utilizando los sistemas de albañilería confinada y Emmedue, recolectando los datos necesarios para determinar la variación de su respuesta estructural de la edificación al modificar el sistema de Albañilería confinada por un sistema Emmedue.

2.5 Procedimiento

En la presente tesis utilizaremos procedimientos; los cuales nos ayudaran a evaluar nuestras variables: la variable independiente: Los sistemas de Albañilería y Emmedue. La variable dependiente: comportamiento estructural de la edificación.

2.5.1 Descripción Del Proyecto

Esta investigación considera una edificación para uso residencial, sobre un terreno de 168.94 m², ubicado en la urbanización “Horacio Zevallos” en la Av. 26 del Distrito y provincia de Cajamarca. El Edificio tiene Cinco pisos, con un departamento por nivel y una altura total de 13.56m, siendo la altura de piso de 2.64m en el 1er nivel y de 2.44m para los siguientes 4 niveles.

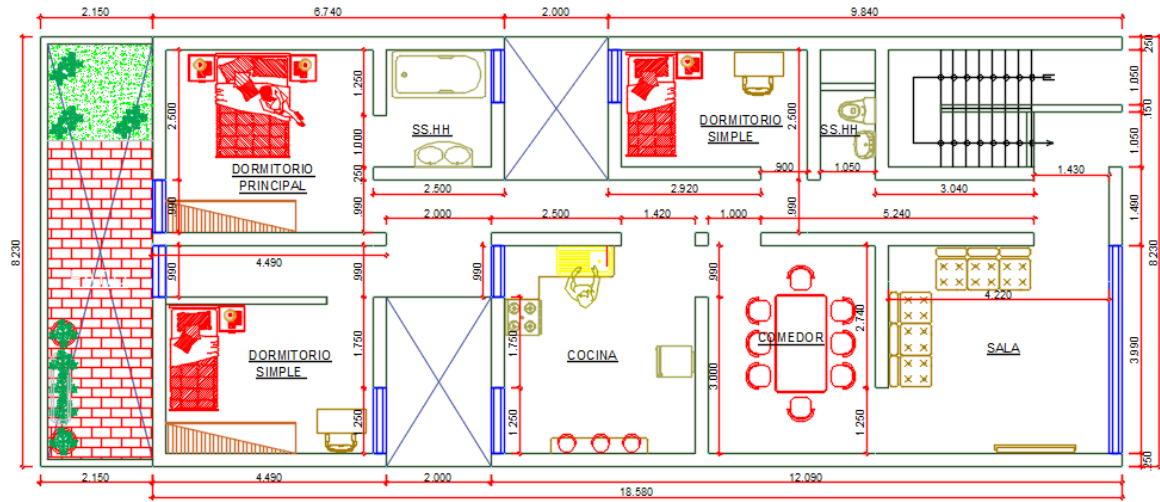


Figura 14. Distribución del primer nivel de la edificación.

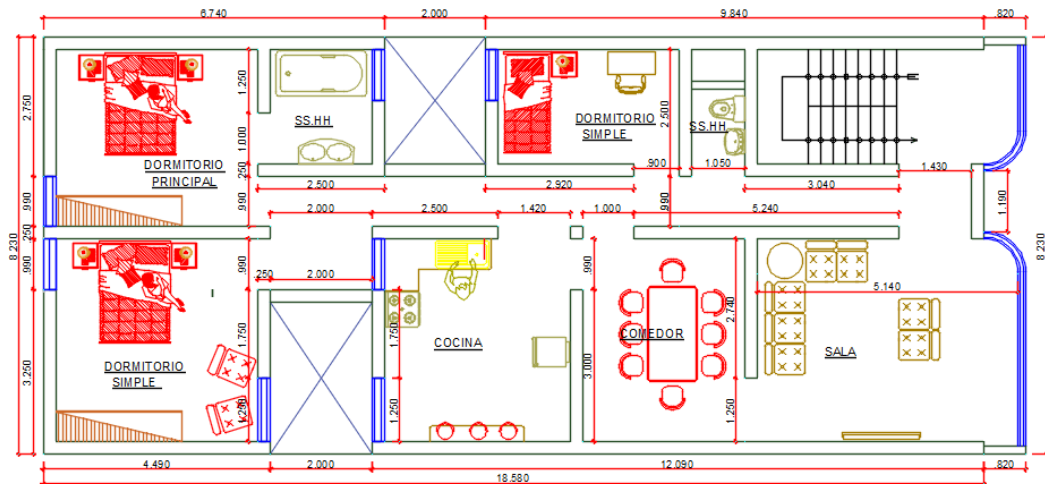


Figura 15. Distribución del segundo al quinto piso.

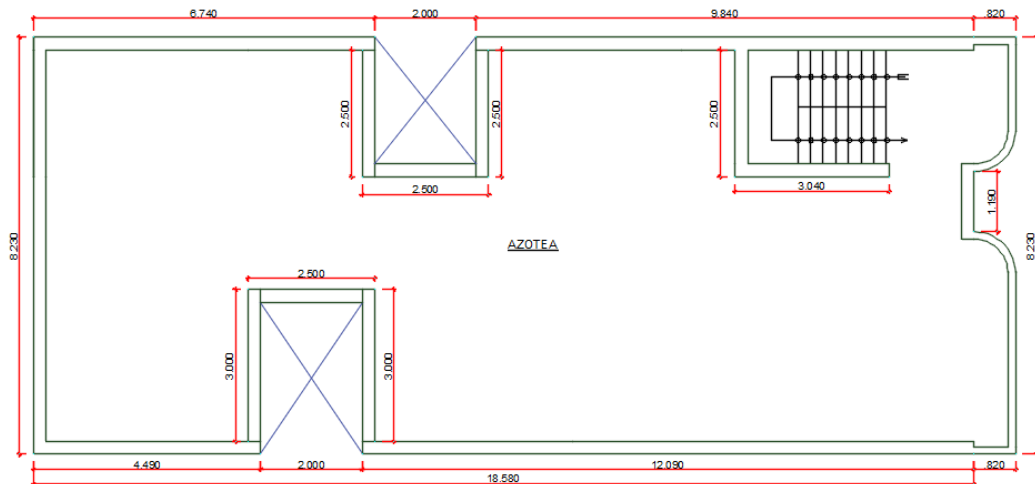


Figura 16. Distribución de la azotea.

2.5.2 Análisis Y Diseño Estructural Del Sistema De Albañilería Confinada

2.5.2.1 Normas Empleadas

- Norma Técnica E.020 - Cargas
- Norma Técnica E.030 - Diseño Sismo Resistente
- Norma Técnica E.050 - Suelos y Cimentaciones
- Norma Técnica E.060 - Concreto Armado
- Norma Técnica E.070 - Albañilería

2.4.2.2 Cargas De Diseño

Para cada elemento estructural de la Edificación se deberán obtener las respectivas resistencias de diseño; las cuales deberán tener valores mínimamente iguales a las resistencias requeridas, para luego calcular las cargas y fuerzas amplificadas de las combinaciones estipuladas por la norma técnica E.60. Por lo tanto, se deberá cumplir lo siguiente:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Según en el capítulo 9.2 de la norma técnica E.060, las resistencias requeridas (R_u), para los distintos tipos de combinaciones de carga, son las siguientes:

$$U_1 = 1.4(PP+CM) + 1.7(CV+CVT) \quad (\text{Ec. 4})$$

$$U_2 = 1.25(PP+CM+CV+CVT) \pm CS_x \quad (\text{Ec. 5})$$

$$U_3 = 1.25(PP+CM+CV+CVT) \pm CS_y \quad (\text{Ec. 6})$$

$$U_4 = 0.9(PP+CM) \pm CS_x \quad (\text{Ec. 7})$$

$$U_5 = 0.9(PP+CM) \pm CS_y \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde:

PP: peso propio

CM: carga muerta

CV: carga viva

CS: carga de sismo

Según la norma técnica e.060, el valor de la resistencia nominal de cada elemento estructural se calculará, al multiplicar las resistencias de diseño (ϕR_n) en condiciones de Flexión, carga axial, cortante y torsión por los factores (ϕ) de reducción de resistencia de acuerdo al tipo de carga; como se muestran a continuación:

Para Flexión sin carga axial 0.90

En Carga axial y carga axial con flexión:

a. En carga axial de tracción con o sin flexión 0.90

b. En carga axial de compresión con o sin flexión:

- En elementos con refuerzo en espiral 0.75

- En otros elementos 0.70

Para Corte y torsión 0.85

Para Aplastamiento del Concreto 0.70

2.4.2.3 Materiales Empleados

- **Albañilería: King Kong Industrial**

Peso específico de unidad de Albañilería: $P = 1800 \text{ kg/m}^3$

Resistencia a Compresión Axial de las Unidades: $f'_b = 145 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia a la compresión axial: $f'_m = 65 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad: $E_m = 500f'_m$ $E_m = 32500 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de corte: $G_m = 0.4E_m$ $G_m = 13000 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson:	$\nu = 0.25$
- Concreto:	
Peso específico del Concreto:	$P = 2400 \text{ Kg/m}^3$
Resistencia a la compresión:	$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad: $E_c = 15100\sqrt{f'c}$	$E_c = 218819.78 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de rigidez al esfuerzo cortante: $G = E_c/2.3$	$G = 95139.04 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de Poisson:	$\nu = 0.15$
- Acero de refuerzo	
Esfuerzo de fluencia:	$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de elasticidad:	$E_s = 2\,000,000 \text{ kg/cm}^2$

2.4.2.4 Estructuración de la Edificación

La Estructuración de la Edificación de albañilería, se llevó a cabo; tratando de lograr la distribución más adecuada de sus elementos estructurales, para el caso del sistema de albañilería tenemos a los muros de Albañilería confinada como los elementos que serán más esforzados. Ya que Nuestra Edificación es irregular; colocamos muros con un espesor efectivo $t = 0.23\text{m}$ de forma que la estructura pueda soportar la mayoría de solicitaciones durante su vida útil y sin causar pérdidas de vidas humanas.

2.4.2.5 Predimensionamiento

Para el desarrollo del predimensionamiento de los elementos estructurales; se tuvo en cuenta los criterios del reglamento nacional de construcciones y bibliografía complementaria; como sigue:

A. Muros de Albañilería

Espesor de muro

El espesor del muro se calculará de acuerdo a la zona sísmica en la que se encuentre la edificación, de la siguiente manera:

$$t \geq \begin{cases} \frac{h}{20'} & \text{Para zonas sísmicas 2 y 3} \\ \frac{h}{25'} & \text{Para zonas sísmicas 1} \end{cases} \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde:

h: Altura de muro arriostrado.

$$h = 2.80\text{m}$$

Ya que nos encontramos en la zona sísmica 3; entonces:

$$h/20 = 2.80/20 = 0.14$$

Dado el previo análisis; adoptaremos $t = 25$ cm

Densidad de muros

Según la norma técnica E.070, en el artículo 19.2; nos indica que podemos calcular la densidad de muros con la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Área de corte de muros reforzados}}{\text{Área de planta típica}} = \frac{\sum L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde:

L: Longitud total del muro de albañilería más las columnas (m) (mayor a 1.20 m)

t: Espesor efectivo para el muro (m)

A_p : Área de la planta típica (m²)

N: Cantidad de pisos del edificio

También la norma técnica E.070, indica:

- Z: Factor de zona sísmica. En Cajamarca (Zona 3) corresponde $Z = 0.35$
- U: Factor de importancia. Edificio de vivienda (categoría C), $U = 1.00$

- S: Factor de suelo blando, le corresponde $S = 1.15$ (Suelo tipo S2, Ver Anexo)
- N: Numero de pisos. $N = 5$

Por lo tanto,

$$\frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56} = \frac{0.35 * 1 * 1.15 * 5}{56} = 0.0359$$

En las tablas 6 y 7, se muestran las densidades de los muros tanto para la dirección X como para la dirección n Y, con muros de propiedades iguales y sus respectivas áreas de corte (L x t).

Tabla 6. Densidad Muros de Albañilería en dirección X

Muro	Dirección X		
	Longitud L(m)	Espesor t(m)	$L \times t$ m ²
1X	4.44	0.23	1.0212
2X	12.090	0.23	2.7807
3X	4.440	0.23	1.0212
4X	2.500	0.23	0.5750
5X	5.115	0.23	1.1765
6X	2.500	0.23	0.5750
7X	3.045	0.23	0.7004
8X	3.040	0.23	0.6992
9X	6.690	0.23	1.5387
10X	9.840	0.23	2.2632

$$\sum L \times t = 12.351$$

$$\text{Área de planta (A}_p\text{)} = 135.748 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} = 0.0910$$

Tabla 7. Densidad Muros de Albañilería en dirección Y

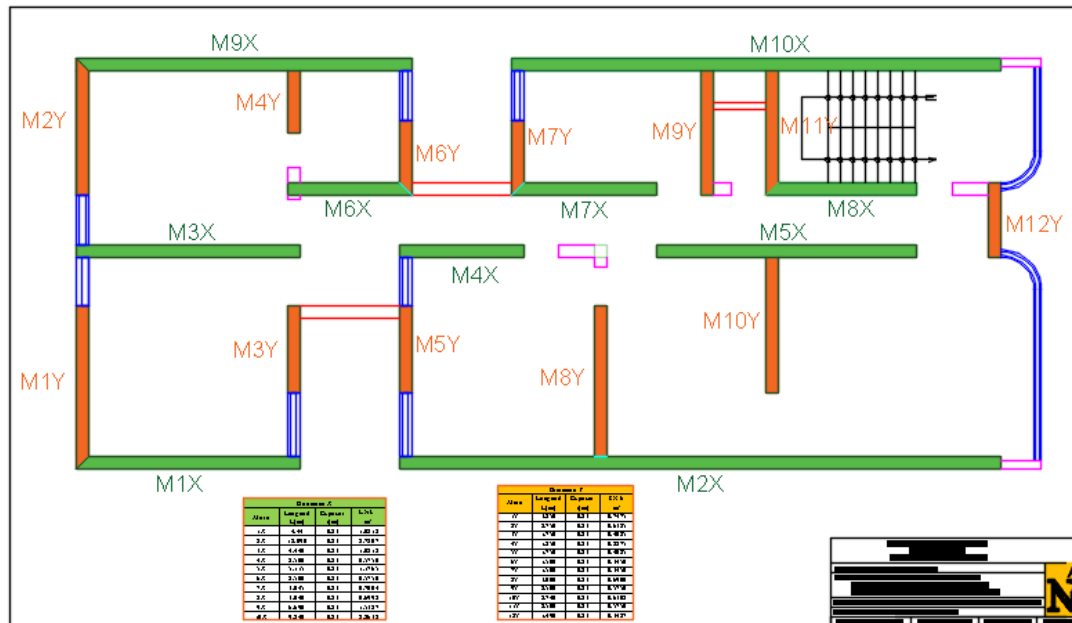
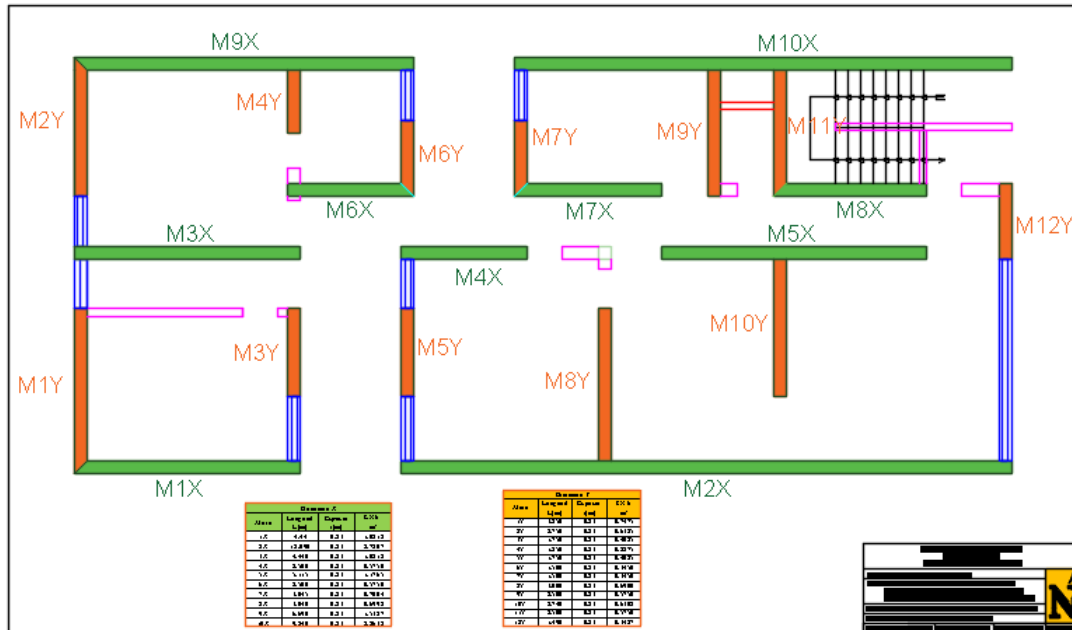
Muro	Dirección Y		
	Longitud L(m)	Espesor t(m)	$L \times t$ m ²
1Y	3.250	0.23	0.7475
2Y	2.750	0.23	0.6325
3Y	1.750	0.23	0.4025
4Y	1.250	0.23	0.2875
5Y	1.750	0.23	0.4025
6Y	1.500	0.23	0.3450
7Y	1.500	0.23	0.3450
8Y	3.000	0.23	0.6900
9Y	2.500	0.23	0.5750
10Y	2.740	0.23	0.6302
11Y	2.500	0.23	0.5750
12Y	1.490	0.23	0.3427

$$\sum L \times t = 5.975$$

$$\text{Área de planta (A}_p\text{)} = 135.748 \text{ m}^2$$

$$\frac{\sum L \cdot t}{A_p} = 0.0440$$

Como podemos observar en las tablas 6 y 7; la densidad de muros para ambas direcciones (XX, YY) tienen valores de 0.091 y 0.044 respectivamente; los cuales superan al valor mínimo requerido de 0.0375. Por lo tanto; se está cumpliendo adecuadamente con la densidad de muros.



B. Losa Aligerada

Tomaremos la luz más crítica, ya que los paños de la losa tienen luces variables.

$$L = 4.25 \text{ m.}$$

De acuerdo con el reglamento nacional de construcciones; podemos calcular la altura de losa con la siguiente expresión:

$$h \geq \frac{L}{25} \quad (\text{Ec. 11})$$

Donde:

L: Longitud máxima en el sentido de aligerado

h: Altura de Aligerado

$$L = 4.25\text{m}$$

$$h = 0.17$$

Nosotros adoptaremos una losa aligerada de 20cm.

C. Vigas Principales

En el numeral 21.5.1.3 de la norma técnica E.060, nos señala las vigas que conformen pórticos o sea nombrado como elemento sismorresistente debe tener un ancho mínimo de 25cm. Teniendo en cuenta lo mencionado; se realizara el predimensionamiento de la viga con la luz más crítica; la cual tiene un valor de 4.47m.

$$h \geq \frac{L}{10} \text{ o } \frac{L}{12} \quad (\text{Ec. 12})$$

Para L/10; h tendrá un valor de 0.45m

Para L/12; h tendrá un valor de 0.37m

Adoptaremos vigas con dimensiones:

$$h = 0.40\text{m y } b = 0.25\text{m}$$

$$h = 0.30\text{m y } b = 0.25\text{m}$$

$$h = 0.20\text{m y } b = 0.25$$

D. Columnas de Confinamiento

El espesor efectivo del muro ($t = 13\text{cm}$, $t = 23\text{cm}$), también lo adaptara las columnas que estén confinando a dicho muro. Los elementos de confinamiento deben tener una sección (cm^2) menor que:

$$A_c = \left(\frac{0.9}{\sqrt{f'_c}} \right) * V \geq 20t \quad (\text{Ec. 13})$$

Donde:

V: Fuerza cortante en el paño confinado en Kg

f'_c : Resistencia a compresión del concreto en Kg/ cm^2

t: Espesor efectivo del muro en cm

Por lo tanto,

Para un muro con 13cm de espesor efectivo: $20t = 20 \times 13 = 260 \text{ cm}^2$

Para un muro con 23cm de espesor efectivo: $20t = 20 \times 23 = 460 \text{ cm}^2$

E. Columna Pórtico

En un proyecto de edificación de albañilería como el que estamos presentando, la presencia de columnas aisladas es limitada y no están expuestas a resistir demasiada carga; por lo cual su dimensionaremos se realizara con la siguiente ecuación.

$$D \times b = \frac{kP}{n f'_c} \quad (\text{cm}^2) \quad (\text{Ec. 14})$$

Tabla 8. Coeficientes **K** y **n** para Columnas

Ubicación	K	n
Columna Interior de Primeros Pisos	1.10	0.30
Columna Interior de 4 últimos pisos superiores	1.10	0.25
Columnas Extremas de Pórticos Interiores	1.25	0.25

Columna de Esquina 1.50 0.20

Fuente: Arnal y Epelboim, 1985

Donde:

At: Área tributaria de la columna

P: Peso soportado por la columna

K, n: Factores dependiendo del tipo de columna

f'c: Resistencia a compresión del concreto

Dado que, aún no conocemos las dimensiones exactas de cada elemento estructural y las cargas soportadas por cada columna. Realizaremos el siguiente cálculo aproximado:

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$P. \text{ aligerado: } 300 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Acabado: } 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de Vigas: } 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso de Columnas: } 60 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{La sobrecarga para esta estructura se puede considerar: } S/C = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso total} = P. \text{ muerta} + P. \text{ viva} = 560 + 200 = 760 \text{ kg/m}^2.$$

Observando el peso total estimado, optamos por considera 1 ton/m² como peso total para el predimensionamiento de las columnas.

Tenemos:

$$At = 4.74 \text{ m}^2 \text{ (Columna con mayor area tributaria)}$$

$$N^\circ \text{ Pisos} = 5$$

$$P = 4.74 \text{ m}^2 \times \frac{1000 \text{ Kg}}{\text{m}^2} \times 5 = 23700 \text{ Kg}$$

$$K = 1.50$$

$$n = 0.20$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$D \times d = \frac{1.50 \times 23700}{0.20 \times 210} = 846.43 \text{ cm}^2$$

Adoptaremos dimensiones:

$$C = 40 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 1000 \text{ cm}^2$$

$$C = 25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} = 625 \text{ cm}^2$$

F. Escalera

Para determinar el espesor de diseño de la escalera, se debe considerar los efectos de las deflexiones; para lo cual usaremos la siguiente expresión:

$$t = \frac{\text{Lincl}}{20} \quad \text{ó} \quad \frac{\text{Lincl}}{25} \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

t: Espesor para la garganta de la escalera

Lincl: Longitud inclinada de la escalera

$$t = 3.12/20 = 0.156 = 0.16 \text{ m}$$

$$t = 3.12/25 = 0.124 = 0.13 \text{ m}$$

Asumiremos un $t = 0.15\text{m}$.

2.4.2.6 Análisis de la Edificación por Cargas de Gravedad

A. Metrado de Cargas

Para realizar el metrado de cargas de la Edificación; se obtuvo los pesos de cada elemento estructural.

Y considerando lo que nos indica la norma técnica E.020, todos los elementos estructurales de una Edificación deben ser diseñadas de manera que puedan resistir las cargas a los q sean sometidos. Entre las cargas que establece la norma técnica E.020 tenemos dos tipos de cargas: viva y muerta; las cuales utilizamos en el modelamiento de la Edificación de albañilería, usando los siguientes valores de acuerdo al caso de carga:

Carga Muerta

Concreto Armado	2400 kg/m ³
Albañilería	1800 kg/m ³
Aligerados de 20 cm	300 kg/m ²
Piso Terminado	100 kg/m ²

Carga Viva

Viviendas	200 kg/m ²
Techos	100 kg/m ²
Corredores	200 kg/m ²
Escaleras	200 kg/m ²

En la siguiente tabla podemos ver el metrado de la carga muerta, obtenido del programa Etabs, al cual se le asigno las cargas mencionadas.

Tabla 9. *Metrado de Cargas de la Edificación del Peso propio y la Carga Muerta.*

Story	Load Case/Combo	Location	P (Tonf)
Story5	Peso Propio	Top	37.119
Story5	Peso Propio	Bottom	135.832
Story4	Peso Propio	Top	172.951

Story4	Peso Propio	Bottom	271.664
Story3	Peso Propio	Top	308.783
Story3	Peso Propio	Bottom	407.496
Story2	Peso Propio	Top	444.615
Story2	Peso Propio	Bottom	543.328
Story1	Peso Propio	Top	580.447
Story1	Peso Propio	Bottom	692.327
Story5	CM	Top	61.454
Story5	CM	Bottom	63.692
Story4	CM	Top	108.991
Story4	CM	Bottom	111.229
Story3	CM	Top	156.529
Story3	CM	Bottom	158.767
Story2	CM	Top	204.066
Story2	CM	Bottom	206.304
Story1	CM	Top	251.603
Story1	CM	Bottom	254.065

De la tabla 9, se obtuvo un peso total de $P_{CM} = 946.392$ Tn, de sumar el peso propio de la estructura y su respectiva carga muerta.

En la siguiente tabla podemos ver el metrado de la carga viva, obtenido del programa Etabs, al cual se le asigno las cargas mencionadas.

Tabla 10. *Metrado de Cargas de la Edificación de Carga Viva y Carga Viva de Techo.*

Story	Load Case/Combo	Location	P (Tonf)
Story5	CV	Top	1.227
Story5	CV	Bottom	2.851
Story4	CV	Top	29.289
Story4	CV	Bottom	30.914
Story3	CV	Top	57.351
Story3	CV	Bottom	58.976

Story2	CV	Top	85.413
Story2	CV	Bottom	87.038
Story1	CV	Top	113.475
Story1	CV	Bottom	115.158
Story5	CVT	Top	12.605
Story5	CVT	Bottom	12.605
Story4	CVT	Top	12.605
Story4	CVT	Bottom	12.605
Story3	CVT	Top	12.605
Story3	CVT	Bottom	12.605
Story2	CVT	Top	12.605
Story2	CVT	Bottom	12.605
Story1	CVT	Top	12.605
Story1	CVT	Bottom	12.605

De la tabla 10, se obtuvo un peso total de $P_{CM} = 127.763$ Tn, de sumar el peso la carga viva y carga viva de techo.

2.4.2.7 Análisis Sísmico

A. Modelamiento Estructural

Para el análisis sísmico de la estructura se utilizó el programa ETABS versión 17.0.1, el cual es un programa de análisis pseudotridimensional. Se tomó como base las disposiciones dictadas por la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente en el modelo estructural del edificio y se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones al momento de colocar los datos al programa:

a. Configuración de unidades

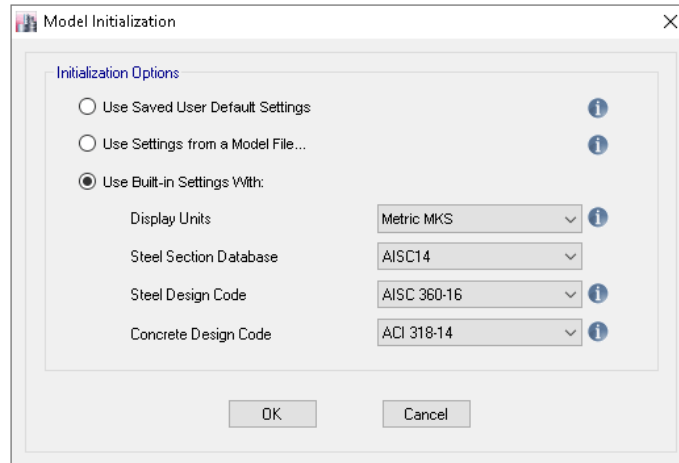


Figura 11. Configuración de las unidades y código de diseño del concreto.

b. Configuración de la malla. Ejes “X”, “Y” y “Z”.

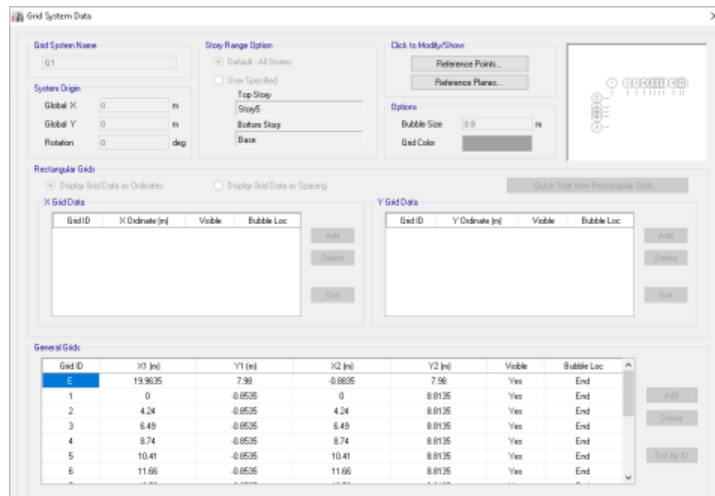
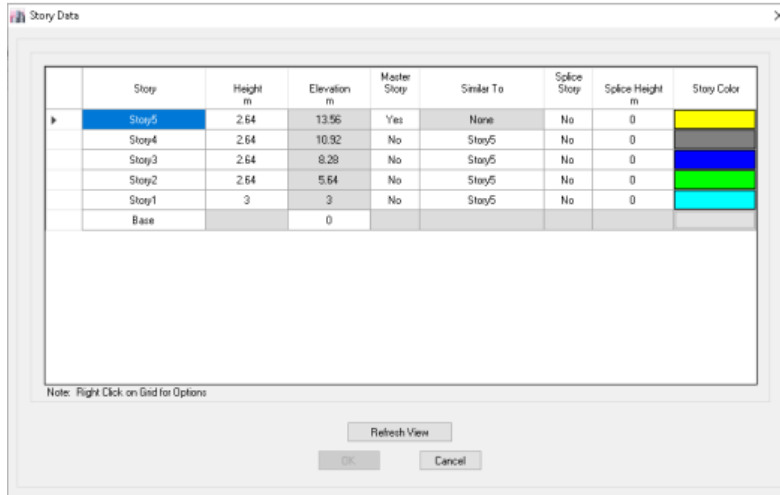


Figura 12. Malla en “X” y “Y”.



Story	Height m	Elevation m	Master Story	Similar To	Splice Story	Splice Height m	Story Color
Story5	2.64	13.56	Yes	None	No	0	Yellow
Story4	2.64	10.92	No	Story5	No	0	Blue
Story3	2.64	8.28	No	Story5	No	0	Green
Story2	2.64	5.64	No	Story5	No	0	Cyan
Story1	3	3	No	Story5	No	0	Red
Base		0					

Note: Right Click on Grid for Options

Refresh View

OK Cancel

Figura 13. Malla en “Z” configuración de las alturas de entrepiso.

c. Definición de los materiales



Material Property Data

General Data

Material Name:

Material Type:

Directional Symmetry Type:

Material Display Color: Change...

Material Notes:

Material Weight and Mass

Specify Weight Density Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: kg/m³

Mass per Unit Volume: kg-ft³/ft³

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: kgf/cm²

Poisson's Ratio, ν :

Coefficient of Thermal Expansion, α : 1/C

Shear Modulus, G: kgf/cm²

Design Property Data

Advanced Material Property Data

OK Cancel

Figura 14. Configuración de la resistencia del concreto.

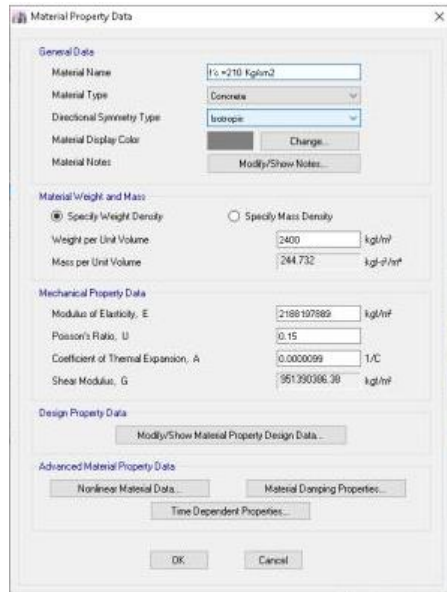


Figura 14. Configuración de la resistencia del concreto.



Figura 15. Configuración de las propiedades del acero.

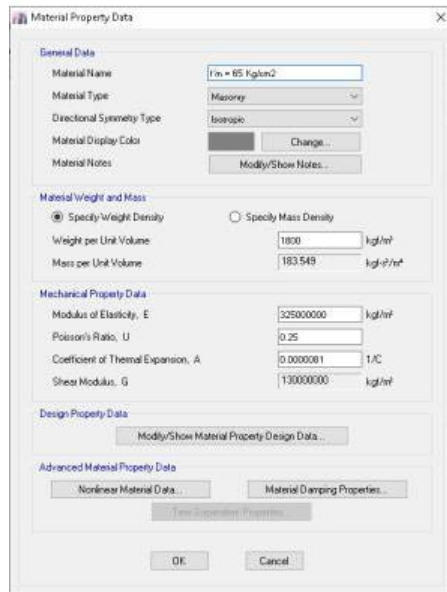


Figura 15. Configuración de las propiedades del muro de Albañilería.

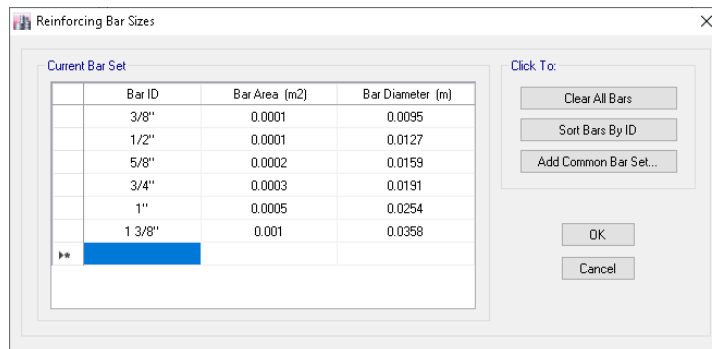
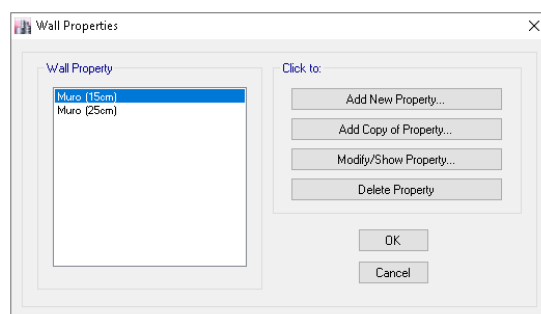


Figura 16. Definición de las propiedades de sección de las barras de acero.



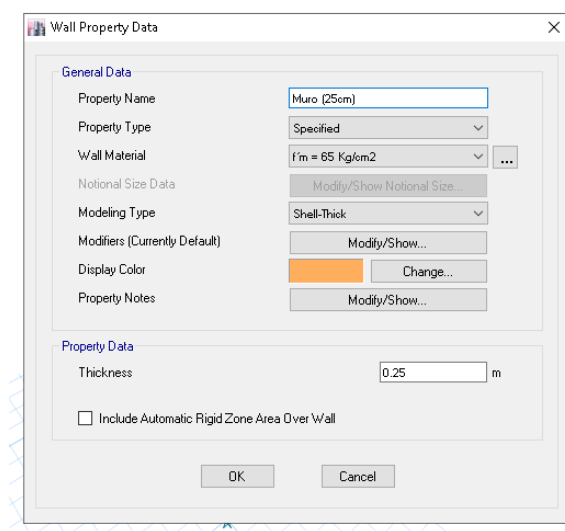


Figura 18. Definición de las propiedades de los Muros de Albañilería.

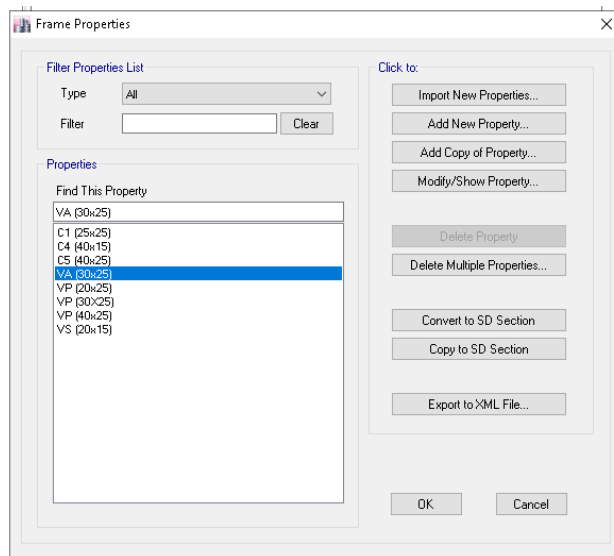
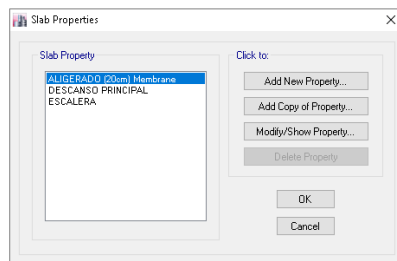


Figura 17. Definición de las vigas y columnas del proyecto.



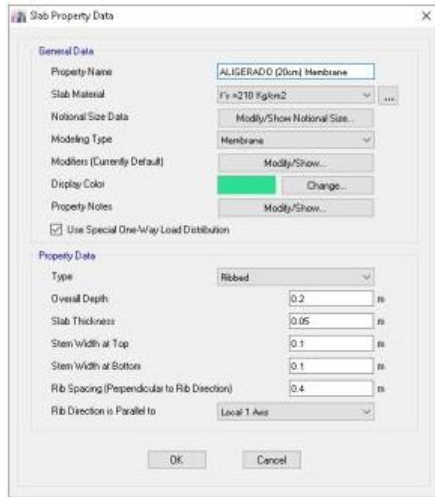


Figura 18. Definición de las propiedades de la losa.

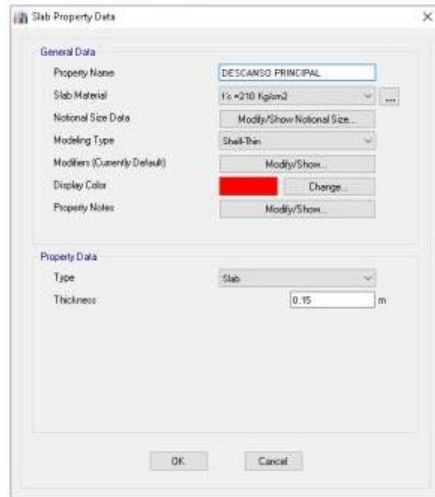


Figura 18. Definición de las propiedades del Descanso principal.

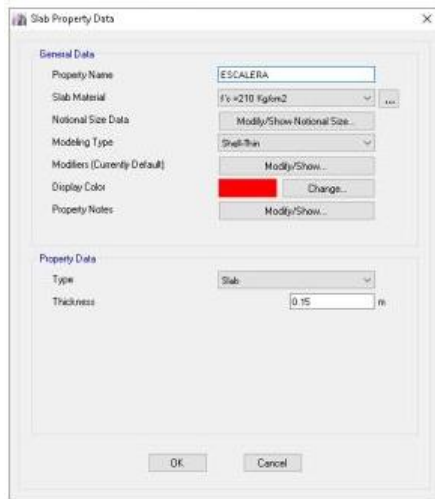
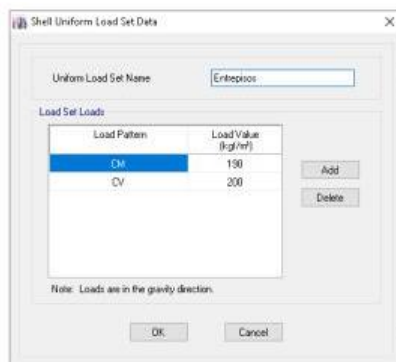
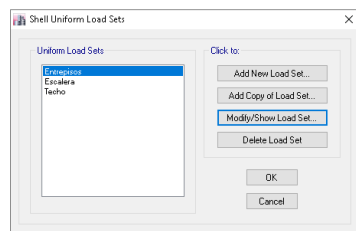
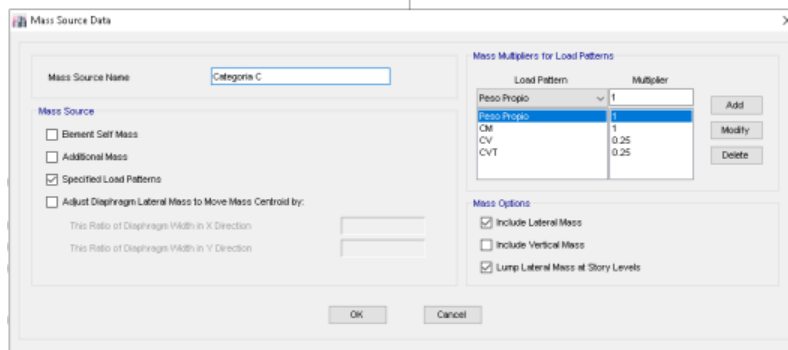
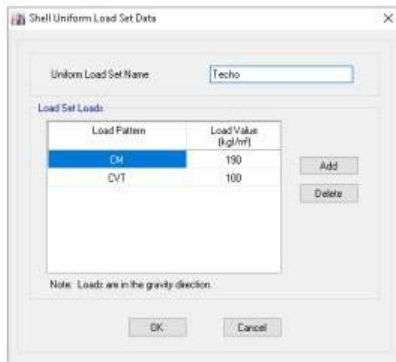
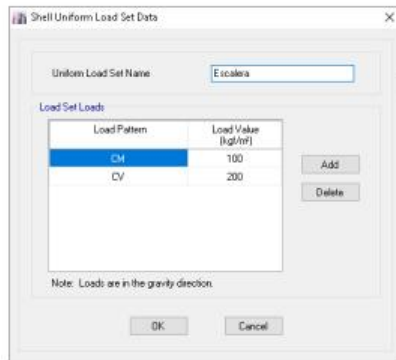


Figura 18. Definición de las propiedades de la Escalera.





e. Vista final, luego de la asignación de columnas, vigas, muros y losas.

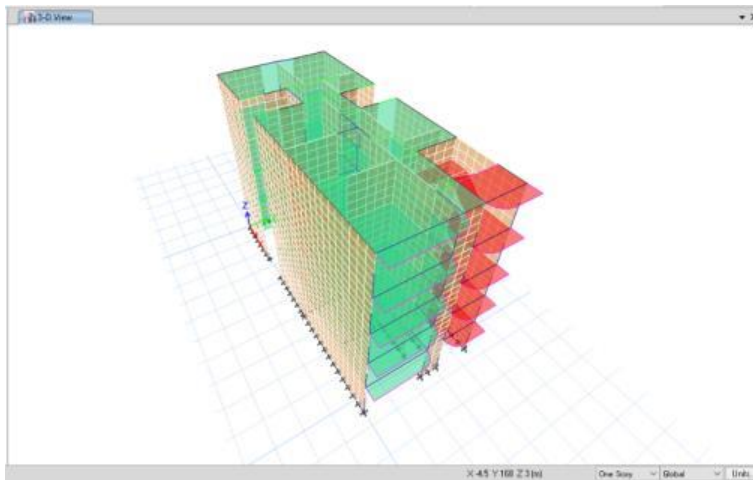
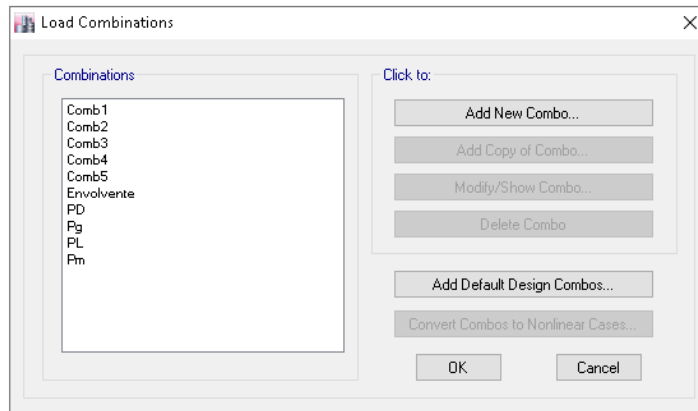
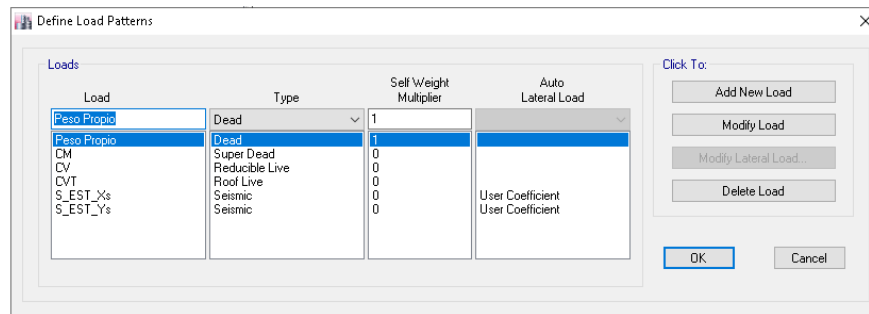
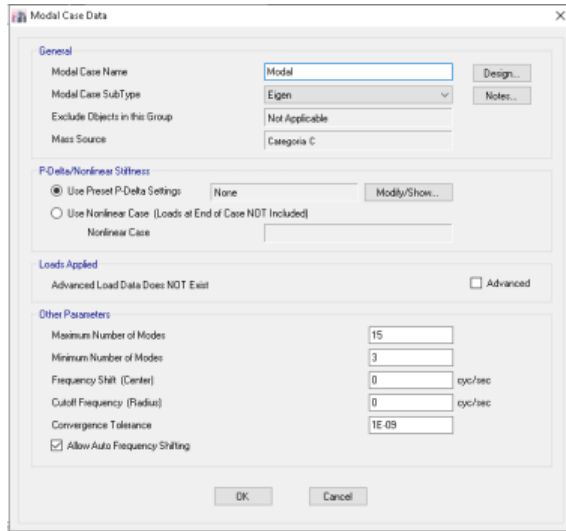


Figura 21. Vista en 3D de la Vivienda Multifamiliar.



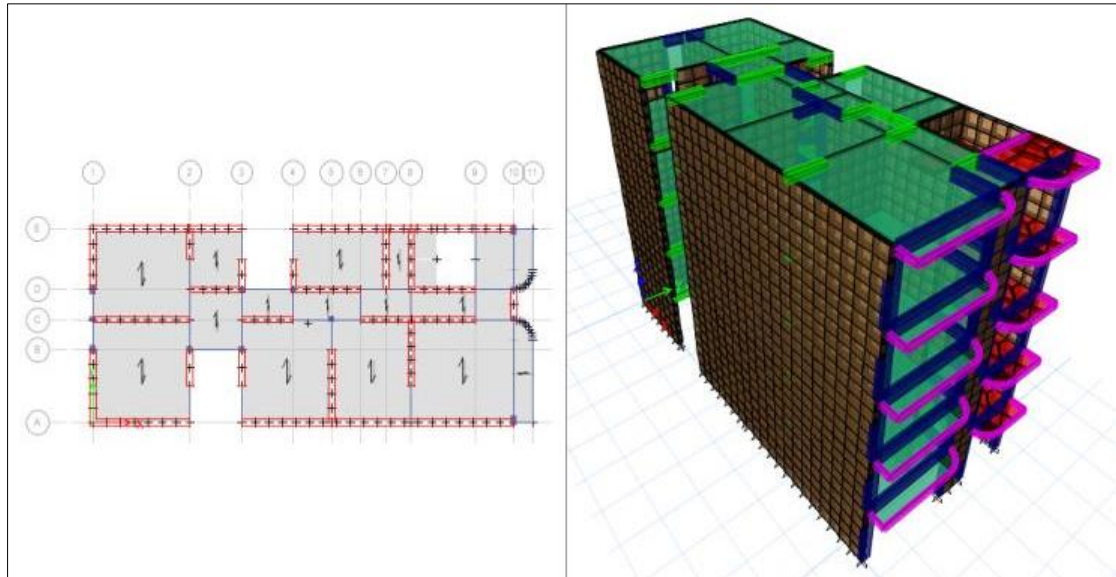


Figura 17. Modelamiento de Albañilería en Etabs.

B. Análisis sísmico estático

El Análisis Estático es un método que representa las fuerzas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

Para el análisis sísmico, parámetros, procedimientos y condiciones de diseño sismo resistente se siguió las especificaciones de la norma E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

El objetivo de esta norma es determinar la respuesta estructural a los diferentes tipos de carga, así mismo con este análisis se espera estimar los valores de las fuerzas internas producidos en los elementos estructurales del edificio.

B.1. Parámetros sísmicos

A continuación, se definen los parámetros necesarios para desarrollar tanto el análisis estático como el análisis dinámico de la estructura según los requerimientos de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, dichos parámetros se definieron para ambas direcciones XX e YY:

B.1.1. Parámetros De Sitio

- **Factor De Zona (Z):** La edificación se encuentra ubicada en Cajamarca la cual por especificación de la norma E 030 se encuentra ubicada en la zona sísmica 3 le corresponde $Z=0,35$.
- **Parámetros De Suelo (S):** La edificación se encuentra cimentada sobre un perfil de Tipo S2 (Ver anexo) , siendo un suelo medianamente rígido el cual nos otorga un valor de $S=1,15$ (Ver tabla 121212) como factor de suelo y un $T_p= 0.6$ para la plataforma del espectro. (ver tabla)

ZONA	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

PERÍODOS	Perfil de Suelo			
	S0	S1	S2	S3
TP (s)	0.3	0.4	0.6	1.0
TL (s)	3.0	2.5	2.0	1.6

- **Coefficiente De Reducción Sísmica (C):** La edificación de acuerdo a la norma E 030 habla del factor de amplificación sísmica la cual toma la siguiente formula:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5 \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde:

$T_p = 1$ seg.

$T =$ periodo fundamental del edificio (0.35 Seg)

Del Análisis Modal obtenemos los periodos fundamentales para cada dirección.

Como el valor de C en ambos casos es mayor a 2.5, finalmente tenemos:

$$C_{xx} = C_{yy} = 2.5$$

B.1.2. Parámetros Estructurales

- **Coefficiente De Uso (U):** La edificación se encuentra destinada a vivienda y de acuerdo a la norma E 030 esta es una edificación común por lo tanto le corresponde $U=1$
- **Configuración estructural:** La norma E.030, artículo 11, clasifica a los edificios como regulares o irregulares de acuerdo a la influencia que sus características arquitectónicas tendrán en su comportamiento sísmico.

En el caso de nuestro edificio, clasifica dentro de la categoría de estructura irregular, debido a que presenta irregularidad estructural en planta.

- **Coefficiente De Reducción (R):** La edificación tiene irregularidad en planta y en ambas direcciones está conformado por muros estructurales y en su mayoría por muros de Albañilería Confinada el cual nos otorga un valor de $R = 3$ en el caso de sismo severo y $R = 6$ para un sismo moderado, pero por ser una edificación irregular de esquinas entrantes nuestro R sería:

$$R_s = 0.90 \times 3 = 2.70 \quad (\text{Ec.16})$$

$$R_m = 0.90 \times 6 = 5.40 \quad (\text{Ec.17})$$

B.1.3. Cálculo del Peso Sísmico de la Edificación

Del metrado de cargas anterior tenemos:

$$P_{CM} = 946.392 \text{ Tn.}$$

$$P_{cv} = 127.763 \text{ Tn. Ver tabla}$$

Y de acuerdo a la norma E030 tenemos que el peso sísmico es:

$$P = 100\% P_{CM} + 25\% P_{cv} \quad (\text{Ec.18})$$

$$P_{sis} = 903.739 \text{ Tn ver tabla}$$

Detallar cálculo de irregularidades

B.1.4. Excentricidad de la Edificación

La Norma E030 nos menciona la excentricidad para tener en cuenta los efectos de torsión en la estructura la cual es el 5% de la longitud total de la edificación en ambas direcciones.

Para nuestro caso es el siguiente:

Dirección X-X

$$18.58 \times 0.05 = 0.929 \text{ m}$$

Dirección Y-Y

$$8.23 \times 0.05 = 0.41 \text{ m}$$

B.1.5. Fuerza Cortante en la Base

$$V_{est} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (\text{Ec. 19})$$

Con los Parámetros anteriormente mencionados tenemos:

$$V_{est} = \frac{0.35 \times 1 \times 2.5 \times 1.2}{3} \times 978.33$$

$$V_{est} = 432.620 \text{ Tn}$$

C. Análisis sísmico dinámico

C.1. Espectro de Aceleraciones

Para el análisis sísmico dinámico se utilizó la combinación espectral, para lo cual se utilizó el modelo pseudoaceleraciones. Dicha combinación está definida por la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad (\text{Ec. 20})$$

Con los parámetros sísmicos obtenidos anteriormente tenemos el espectro de pseudoaceleraciones.

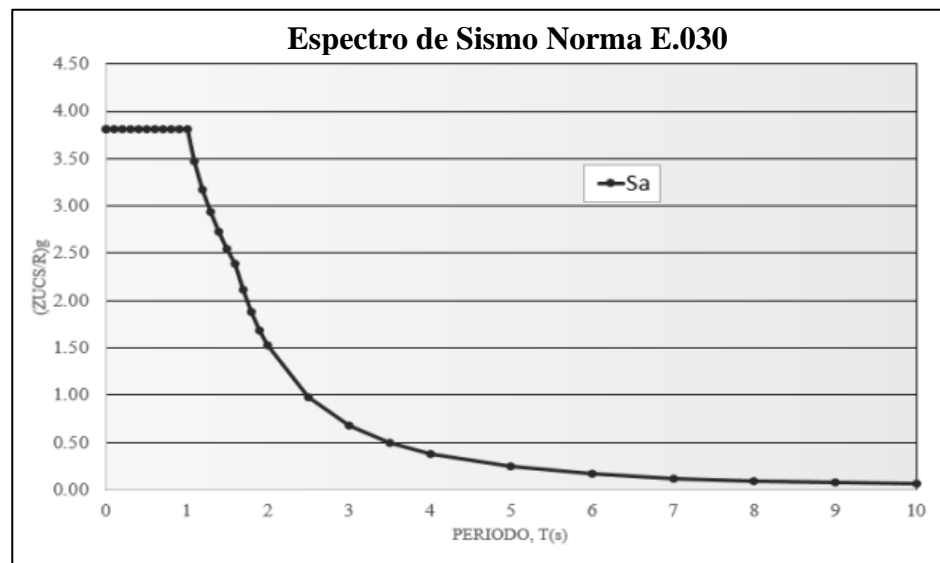


Figura 18. Espectro de aceleraciones usado en el modelo estructural.

C.2. Fuerza Cortante en la Base

Según la norma E-030 indica que para estructuras irregulares la fuerza cortante dinámica en la base de un edificio no deberá ser menor al 90% de la fuerza cortante estática, es decir:

$$V_{din} \geq 90\% V_{est}$$

En nuestro caso es:

Tabla 11. *Cortante Basal estático y Dinámico*

Dirección	V (Estático)	V (Dinámico)	90%(Estático)	F.E
X	432.62	348.03	389.36	1.1187
Y	432.62	329.89	389.36	1.1802

C.3. Modos Y Periodos De Vibración

Para nuestro modelo consideramos 15 modos de vibración, esto con el fin de hallar el porcentaje de masa participativa en cada uno de los modos.

Tabla 12. *Periodos de vibración y Masa Participativa*

Mode	Period (sec)	UX	UY	RZ
1	0.35	0.010%	74.030%	3.310%
2	0.215	0.880%	3.540%	76.370%
3	0.191	78.190%	0.010%	0.830%
4	0.098	0.001%	16.240%	0.770%
5	0.066	0.170%	0.580%	14.310%
6	0.057	16.380%	0.002%	0.150%
7	0.05	0.001%	4.070%	0.200%
8	0.036	0.030%	0.130%	2.980%
9	0.034	0.002%	1.090%	0.060%
10	0.03	3.290%	0.000%	0.040%
11	0.027	0.000%	0.190%	0.010%
12	0.026	0.010%	0.040%	0.770%
13	0.022	0.380%	0.004%	0.040%

14	0.022	0.450%	0.004%	0.100%
15	0.018	0.140%	0.000%	0.002%

C.4. Desplazamientos Laterales

Del modelamiento en el software ETABS obtenemos los desplazamientos y derivas máximas, para nuestro caso según la Norma E-030 establece que para edificaciones con el sistema de muros de albañilería confinada la deriva máxima es de 0,005.

Para calcular el desplazamiento real de nuestra edificación, obtenemos los desplazamientos del modelo el cual lo multiplicaremos por 0.85R, así mismo; como sabemos la estructura es irregular y de acuerdo a la norma sismorresistente al valor anterior lo multiplicamos por 0.75 para así poder obtener el desplazamiento último y real, es decir:

$$\text{Desplazamiento Real} = 0.75 \times 0.85 \times R \times \text{Dez. Etabs} \quad (\text{Ec.21})$$

De lo anterior obtenemos en la dirección “X” la siguiente tabla:

Tabla 13. *Desplazamientos en X.*

Verificación de Desplazamientos en X						
Story	Load Case / Combo	h entepiso (cm)	Desplaz. (cm)	Desplaz. relativo (cm)	Δ Deriva (Elásticos)	Δ Deriva (Inelásticos) = Der Elast x 0.85R
Story5	S_ DIN_Xs Max	264	0.585	0.117	0.0005	0.0011
Story4	S_ DIN_Xs Max	264	0.476	0.135	0.0005	0.0013
Story3	S_ DIN_Xs Max	264	0.351	0.142	0.0005	0.0014
Story2	S_ DIN_Xs Max	264	0.220	0.131	0.0005	0.0013
Story1	S_ DIN_Xs Max	300	0.098	0.105	0.0004	0.0009

Asimismo, en la dirección “Y” obtenemos la siguiente tabla:

Tabla 14. *Desplazamientos en Y.*

Verificación de Desplazamientos en Y

Story	Load Case / Combo	h entrepiso (cm)	Desplaz. (cm)	Desplaz. relativo (cm)	Δ Deriva (Elásticos)	Δ Deriva (Inelásticos) = Der Elast x 0.85R
Story5	S_ DIN_ Ys Max	264	1.905	0.528	0.0020	0.0051
Story4	S_ DIN_ Ys Max	264	1.537	0.597	0.0023	0.0058
Story3	S_ DIN_ Ys Max	264	1.114	0.617	0.0023	0.0060
Story2	S_ DIN_ Ys Max	264	0.674	0.553	0.0021	0.0053
Story1	S_ DIN_ Ys Max	300	0.278	0.382	0.0013	0.0033

C.5. Torsión

Por otro lado, la Norma E-030 indica que en el análisis dinámico se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo el cual es igual al 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección del análisis.

En nuestro caso se definió esta excentricidad accidental en el programa ETABS como se muestra a continuación:

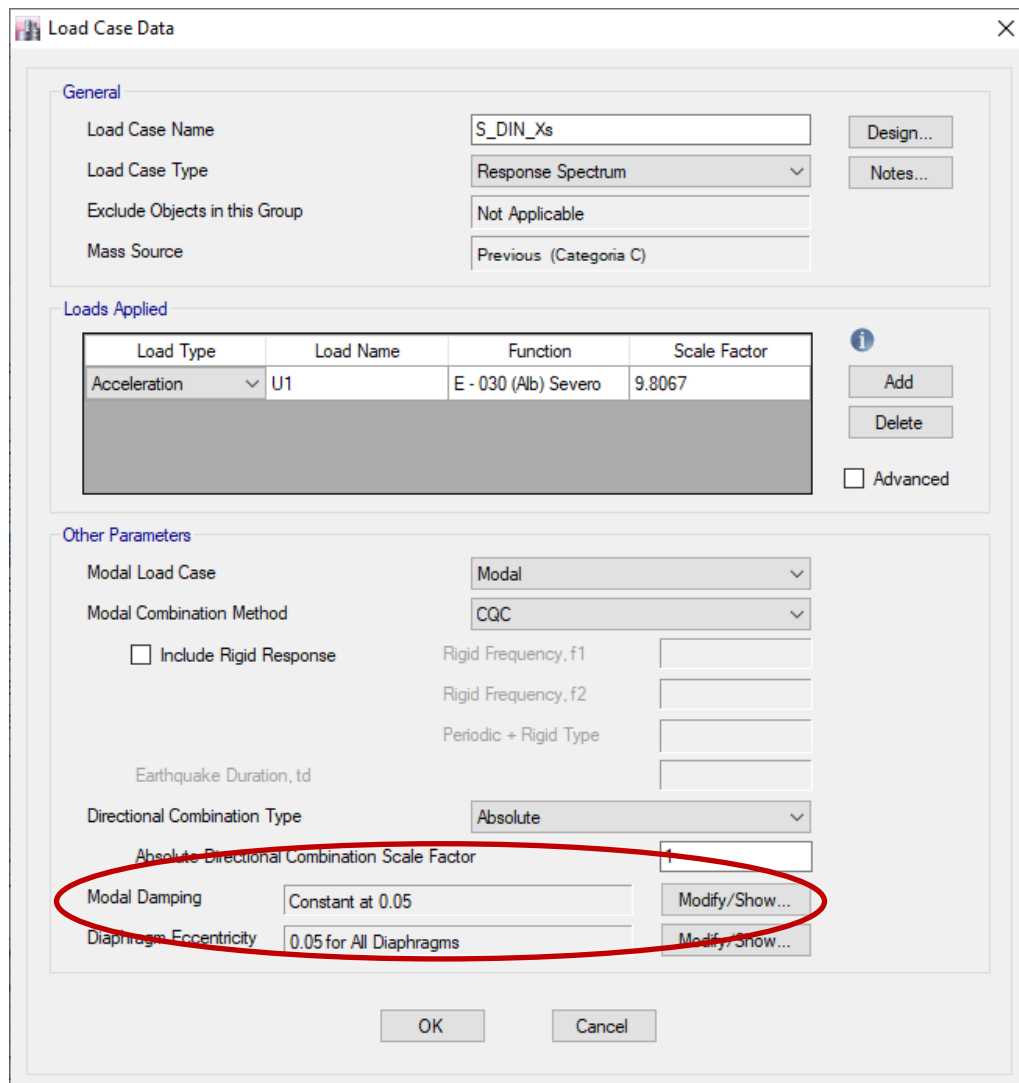


Figura 19. Excentricidad para Albañilería en ETABS.

2.4.2.8 Diseño de albañilería confinada y Concreto Armado.

A. Diseño de Muros de Albañilería Confinada

Se diseñará el muro Y10 del 1er Nivel.

A continuación, tenemos las siguientes propiedades:

- Dimensiones del muro de Albañilería

$$t = 0.23\text{m}$$

$$L = 2.99\text{m}$$

$$h = 2.80\text{m}$$

- Datos conseguidos de Etabs

$$P_g = 29.571 \text{ Ton}$$

$$P_m = 33.092 \text{ Ton}$$

$$M_e = 38.785 \text{ Ton-m}$$

$$V_e = 17.768 \text{ Ton}$$

Verificación Del Esfuerzo Axial Por Cargas De Gravedad

Los muros de albañilería tiene una resistencia admisible (F_a); como se aprecia en la siguiente ecuación:

$$F_a = 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] = 11.43 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Ec. 22})$$

Valor que no debe superar a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$$

$$4.81 \text{ Kg/cm}^2 \leq 11.43 \text{ Kg/cm}^2$$

La carga axial total para el muro Y10:

$$P_m = 33.092 \text{ Ton}$$

Esta carga produce un esfuerzo axial máximo:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \quad (\text{Ec. 23})$$

$$\sigma_m = \frac{33.092}{(2.99)(0.23)} = 4.81 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia Al Corte

Los muros de Albañilería tienen una resistencia al corte (V_m), y en cada entrepiso de la edificación se calculan la ecuación siguiente:

$$V_m = 0.5V'_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23Pg \quad (\text{Ec. 24})$$

Donde:

v'_m : Resistencia al corte de la albañilería (8.1 Kg/cm²)

Pg : Carga gravitacional de la edificación con 25% de sobrecarga

L : Longitud total para el muro de albañilería

t : Espesor para el muro de albañilería, el cual debe ser efectivo.

V_e : Fuerza cortante resultante del análisis elástico para el muro de albañilería.

M_e : Momento flector del análisis elástico para el muro de albañilería

α : Factor por efectos de esbeltez para la reducción de resistencia por corte.

También, se tiene que cumplir:

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

$$\frac{V_e L}{M_e} = \frac{(17.768)(2.99)}{38.785} = 1.37$$

Siendo así que; $\alpha = 1$

Calcularemos si el muro de albañilería se agrieta o no, y también si es necesario colocarle refuerzo; para lo cual debemos encontrar el valor de V_m :

$$V_m = 0.5 * 8.1 * 1 * 0.23 * 100 * 2.99 * 100 + 0.23 * 29.571 * 1000$$

$$V_m = 34653.19 \text{ Kg}$$

$$V_{mi} \geq V_{Ei}$$

Teniendo:

$$V_{ei} = 30067.9 \text{ Kg}$$

$$34653.19 \text{ Kg} \geq 30067.9 \text{ Kg (Resistente)}$$

Verificación De Necesidad De Refuerzo Horizontal

El muro Y10 tiene un esfuerzo axial máximo:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t}$$

$$\sigma_m = \frac{33.092}{(2.99)(0.23)} = 4.81 \text{ Kg/cm}^2$$

La necesidad de refuerzo se dará bajo cualquiera de las siguientes condiciones:

$$\sigma_m \geq 0.05f'm$$

$$V_u \geq V_m$$

Para la 1ra condición, tenemos:

$$0.05f'm = 0.05(65) = 3.25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$4.81 \text{ Kg/cm}^2 \geq 3.25 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Con refuerzo)}$$

Para la 2da condición, tenemos:

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

$$\frac{V_{m1}}{V_{e1}} = \frac{34653.19 \text{ Kg}}{17768.47 \text{ Kg}} = 1.95$$

Por tanto:

$$\frac{V_{m1}}{V_{e1}} = 2$$

Obtenemos los valores de V_{ui} y M_{ui} :

$$V_{ui} = V_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \quad (\text{Ec. 25})$$

$$M_{ui} = M_{ei} \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \quad (\text{Ec. 26})$$

$$\frac{V_{m1}}{V_{e1}} = 2$$

$$V_{ui} = 17768.47 * 2 = 35536.9 \text{ Kg} \quad M_{ui} = 34653.19 * 2 = 77570.4 \text{ Kg} - \text{m}$$

$$35536.9 \text{ Kg} > 34653.19 \text{ Kg (Con refuerzo)}$$

En este caso tenemos que las dos condiciones anteriores se están cumpliendo; es decir que el muro Y10 tendrá que llevar refuerzo horizontal.

Control De Fisuración

En cada entrepiso se deberá verificar la ocurrencia de fisuras por corte de cada uno de los muros. Para así; poder controlar la fisuración de los muros ante sismos moderados. Para ello se utilizará la siguiente expresión:

$$V_e \leq 0.55V_m = \text{Fuerza cortante admisible}$$

$$17768.47 \text{ Kg} \leq 0.55 (34653.19 \text{ Kg})$$

$$17768.47 \text{ Kg} \leq 19009.75 \text{ Kg (No Fisurado)}$$

Diseño De Los Elementos De Confinamiento

Las columnas se diseñarán con los siguientes datos:

$$N_c = 2 \text{ (Número de columnas)}$$

$$L_m = 1.49 \text{ m (pañó con longitud mayor)}$$

$$P_c = 14785.52 \text{ Kg (Carga gravitacional total por columna)}$$

Calculamos las fuerzas internas; tenemos:

$$M = M_{u1} - \frac{1}{2} V_{m1} \cdot h \quad (\text{Ec. 27})$$

$$M = 77570.4 - \frac{1}{2} 34653.19 * 2.8 = 29055.91 \text{ Kg} - \text{m}$$

Fuerza axial producidas por “M” en las columnas

$$F = \frac{M}{L} \quad (\text{Ec. 28})$$

$$F = \frac{29055.91}{2.99} = 9717.69 \text{ Kg}$$

Calculamos los valores de V_c (fuerza cortante), T (tracción) y C (compresión)

$$V_c = 1.5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)} \quad (\text{Ec. 29})$$

$$V_c = 1.5 \left(\frac{34653.19 \cdot 1.49}{2.99(2 + 1)} \right) = 8663.297 \text{ Kg}$$

$$T = F - P_c \quad (\text{Ec. 30})$$

$$T = 9717.69 - 14785.52 = 5067.82 \text{ Kg}$$

$$C = P_c + F \quad (\text{Ec. 31})$$

$$C = 9717.69 + 14785.52 = 24503.21 \text{ Kg}$$

Diseño Por Compresión

Calculando el área del núcleo (A_n) de la columna mediante la expresión:

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0.85 \cdot \delta \cdot f'_c} \quad (\text{Ec. 31})$$

Donde:

$\phi = 0,75$ o $0,70$, dependiendo si utilizamos zunchos o estribos cerrados, respectivamente.

$\delta = 0,8$; se usa en a columnas que no tengan muros transversales.

A_s = es un área que se asume en el diseño, nosotros asumiremos 4 varillas de 1/2".

Así pues, tenemos:

$$A_n = 5.08 + \frac{24503.21/0.7 - (5.08)(4200)}{0.85 \cdot 1 \cdot 175} = 96.96 \text{ cm}^2$$

$$A_n = 15t = 15 \cdot 23 = 345 \text{ cm}^2$$

Elegimos $A_n = 345 \text{ cm}^2$

Diseño Por Corte – Fricción

Calculando el área de la columna por corte y fricción (A_{cf}) mediante la expresión:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2f'_c\phi} \geq A_c \geq 15t \quad (\text{Ec. 32})$$

$$A_{cf} = \frac{8663.297}{0.2 * 175 * 0.85} = 291.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{cf} = 15t$$

$$A_{cf} = 15 * 23 = 345 \text{ cm}^2$$

$$D = \left(\frac{345}{23 - 2} \right) + 4 = 20.42 \text{ cm}$$

$$A_c = D * T$$

$$A_c = 20 * (23 + 4) = 540 \text{ cm}^2$$

$$A_n = D * T$$

$$A_n = (20 - 4) * (23 - 2) = 336 \text{ cm}^2$$

Cálculo Del Refuerzo Longitudinal

Las siguientes expresiones las usaremos para calcular el refuerzo vertical:

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi} \quad (\text{Ec. 33})$$

$$A_{sf} = \frac{8663.297}{4200 * 0.8 * 0.85} = 3.03 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \phi} \quad (\text{Ec. 34})$$

$$A_{st} = \frac{5067.82}{4200 * 0.85} = 1.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.1f'_cA_c}{f_y} \quad (\text{Ec. 35})$$

$$A_s = 3.03 + 1.42 \geq \frac{0.1 * 175 * 540}{4200}$$

$$A_s = 4.45 \text{ cm}^2 \geq 2.25 \text{ cm}^2$$

Por consiguiente, para las columnas tenemos que el acero requerido es de 4.45 cm²; siendo distribuido en 4 Ø 1/2".

Cálculo De Los Estribos De Confinamiento

De acuerdo a la norma técnica E.070, calcularemos los estribos del confinamiento:

Determinación de los estribos de confinamiento

$$t_n = D - 2\text{cm}$$

$$t_n = 23 - 2 = 21\text{cm}$$

Teniendo los estribos un diámetro de 8 mm, su área será de:

$A_v = 0.503 \text{ cm}^2$. Tenemos los siguientes cálculos:

$$S_1 = \frac{A_v f_y}{0.3 t_n \cdot f'_c (A_c/A_n - 1)} \quad (\text{Ec. 36})$$

$$S_1 = \frac{2 * 0.503 * 4200}{0.3 * 21 * 175 * (540/336 - 1)} = 6.3\text{cm}$$

$$S_2 = \frac{A_v f_y}{0.12 t_n \cdot f'_c} \quad (\text{Ec. 37})$$

$$S_2 = \frac{2 * 0.503 * 4200}{0.12 * 21 * 175} = 9.6 \text{ cm}$$

$$S_3 = \frac{d}{4} \geq 5\text{cm} \quad (\text{Ec. 38})$$

$$S_3 = \frac{20}{4} \geq 5\text{cm}$$

$$S_3 = 5\text{cm}$$

$$S_4 = 10\text{cm}$$

En resumen, tenemos los siguientes cálculos:

En resumen, la columna tendrá los estribos distribuido de la siguiente manera: Ø8mm,

1 @5 cm, 4 @10 cm, rest. @25 cm.

Diseño De Vigas De Confinamiento

El diseño para las vigas soleras, se realizó de acuerdo a los siguientes datos:

T_s = Tracción en la viga solera

Cálculos a tracción en la viga solera del 1er nivel.

$$T_s = V_{m1} \frac{L_m}{2L} \quad (\text{Ec. 39})$$

$$T_s = 34653.19 * \left(\frac{1.49}{2 * 2.99} \right) = 8663.3 \text{ Kg}$$

Así, tenemos un área de acero de:

$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.1 f'_c A_{cs}}{f_y} \quad (\text{Ec. 40})$$

$$A_s = \frac{8663.3}{0.9 * 4200} \geq \frac{0.1 * 175 * 20 * 25}{4200}$$

$$A_s = 2.29 \text{ cm}^2 \geq 2.08 \text{ cm}^2$$

Entones, el acero de la viga solera tendrá un área de 2.29 cm² y distribuido en 4 Ø3/8"

y con estribos de: Ø 8mm, 1 @5 cm, 4 @10 cm, rest. @25 cm.

B. Diseño de Losa Aligeradas

Desarrollamos el diseño de la losa aligerada por corte y flexión.

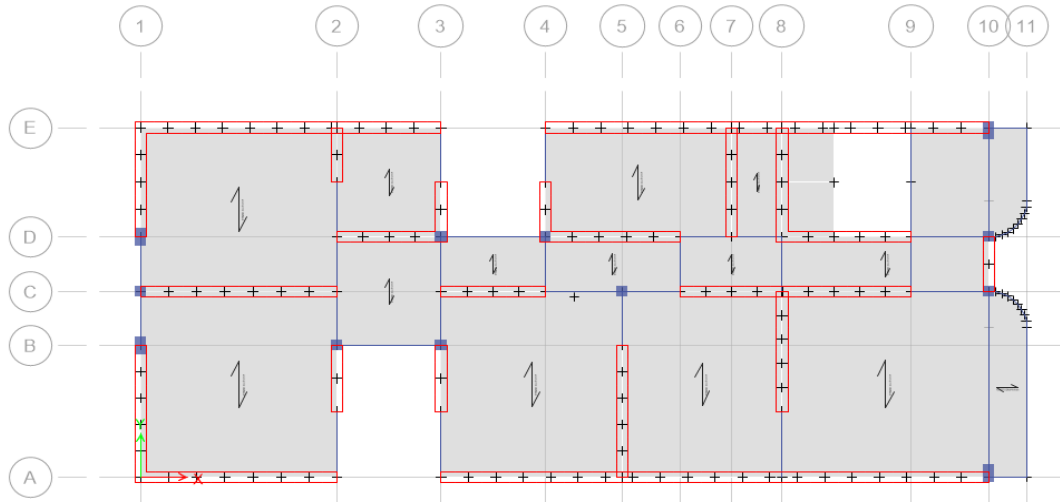


Figura 20. Dirección de losa Aligerada.

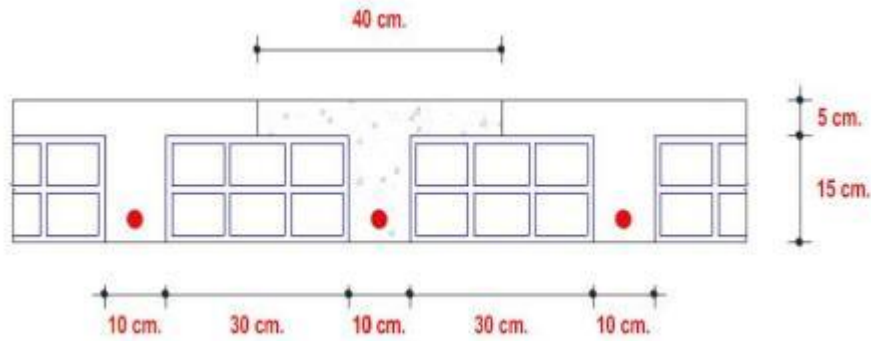


Figura 21. Sección de losa aligerada

De acuerdo a las consideraciones de la Norma E.060 y el metrado de cargas correspondiente, se realiza la combinación de carga:

$$U1 = 1.4(PP + CM) + 1.7(CV + CVT) \quad (Ec.41)$$

En las siguientes gráficas se presentan los resultados del Análisis Estructural realizados en el Software Safe:

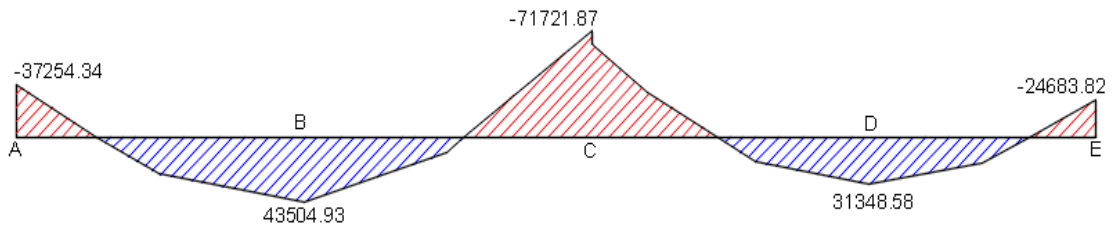


Figura 22. Diagrama de Momento Flector (Kg.cm)

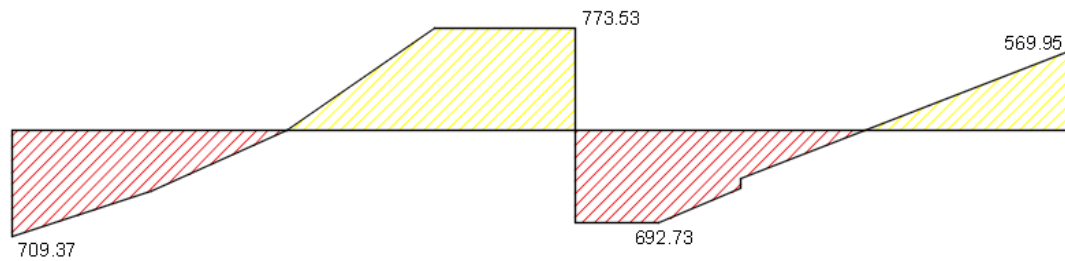


Figura 23. Diagrama de Fuerza Cortante (Kg.)

Diseño por Flexión

El cálculo de área de acero por flexión, se realizará de acuerdo a las secciones críticas (A, B, C, D, E) encontradas en el diafragma de momentos flectores para cada uno de los apoyos de la losa.

Tabla 15. Cálculo del refuerzo por flexión para la vigueta en estudio

Aligerado e = 20cm					
Tramo A - E					
Sección	A (-)	B (+)	C (-)	D (+)	E (-)
b (cm)	10	10	10	10	10
h (cm)	20	20	20	20	20
d (cm)	17	17	17	17	17
Mu (ton - m)	0.372	0.435	0.717	0.313	0.246
Ku	12.872	15.052	24.810	10.830	8.512
p	0.355%	0.419%	0.717%	0.297%	0.270%
As Calc. = pbd (cm²)	0.60	0.71	1.22	0.50	0.46
Asmin. = 0.24%bd (cm²)	0.408	0.408	0.408	0.408	0.408
Asmáx = 1.59%bd (cm²)	2.703	2.703	2.703	2.703	2.703
N° Varillas	1 ϕ 3/8"	1 ϕ 1/2"	2 ϕ 3/8"	1 ϕ 1/2"	1 ϕ 3/8"
As Exis. (cm²)	0.72	1.27	1.44	1.27	0.72
As Exis./As Calc.	119%	178%	118%	252%	157%
As Exis./As máx.	27%	47%	53%	47%	27%

En la figura 24, apreciamos los momentos de la losa, los cuales son generados por la combinación de carga U1, los cuales serán necesarios para el diseño final de nuestra losa aligerada de 20cm.

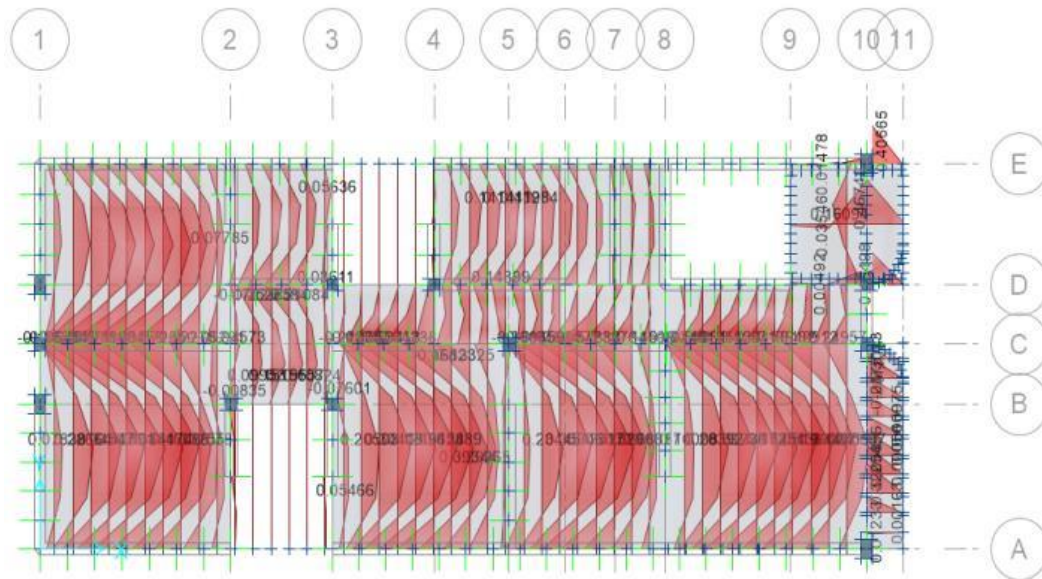


Figura 24. Momentos en la losa aligerada de 20cm en safe

En la figura 25 se muestra la distribución de acero por Flexión; para la parte superior de la losa se distribuyó acero de $\text{Ø}3/8''$ y en la parte inferior de las viguetas se colocó acero de $\text{Ø}1/2''$.

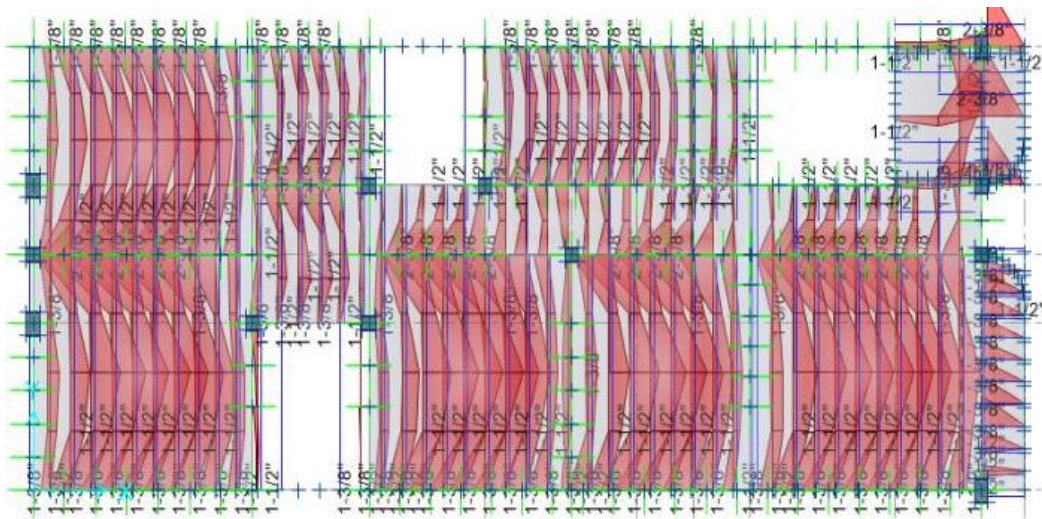


Figura 25. Distribución de acero en losa aligerada de 20cm

Diseño por Corte

Según el diagrama de fuerza cortante (Ver figura 23), tenemos:

$$V_u = 0.773Tn$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{0.773}{0.85} = 0.909 \text{ Tn} \quad (\text{Ec. 42})$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (\text{Ec. 43})$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17 = 1.305 \text{ Tn}$$

Ya que las viguetas se distribuyen de manera cercana, la resistencia del cortante se incrementará en un 10%.

$$V_c = 1.305 * 1.10 = 1.44 \text{ tn}$$

Así pues, tenemos:

$$V_u \leq \phi * V_c$$

$$0.773 \text{ Tn} \leq 0.85 * (1.44)$$

$$0.773 \text{ Tn} \leq 1.224 \text{ Tn} \rightarrow \text{OK}$$

Cálculo de acero por temperatura

$$A_s = 0.0025 * b * t \quad (\text{Ec.44})$$

$$A_s = 0.0025 * 100\text{cm} * 5\text{cm}$$

$$A_s = 1.25\text{cm}^2 \rightarrow \phi 1/4 @ 33 \text{ cm.}$$

La máxima separación de varillas es 5t o sea 5 veces el espesor de la losa, por lo tanto es igual a $5 * 5\text{cm} = 25\text{cm}$.

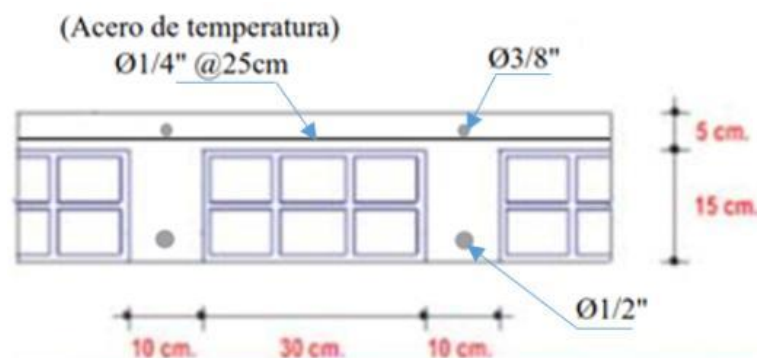


Figura 26. Diseño de Losa Aligerada

C. Diseño de Cimentación Corrida.

Las cargas vivas y muertas (PD y PL) transferidas de los muros de albañilería a la cimentación, obtenidas del modelamiento en Etabs se utilizarán para el dimensionamiento de los cimientos corridos. Los datos se encuentran en las siguientes figuras.

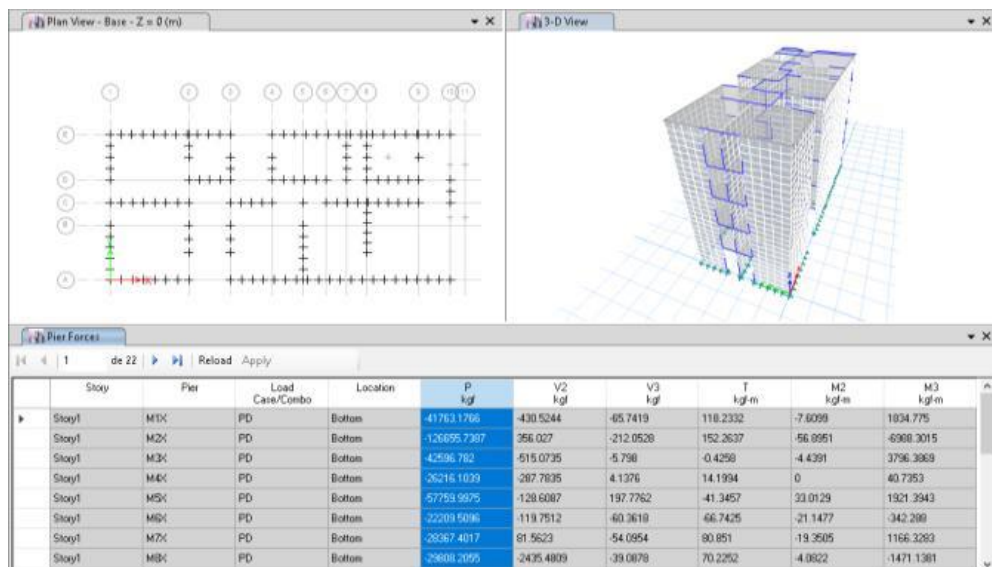


Figura 27. Carga muerta de la edificación

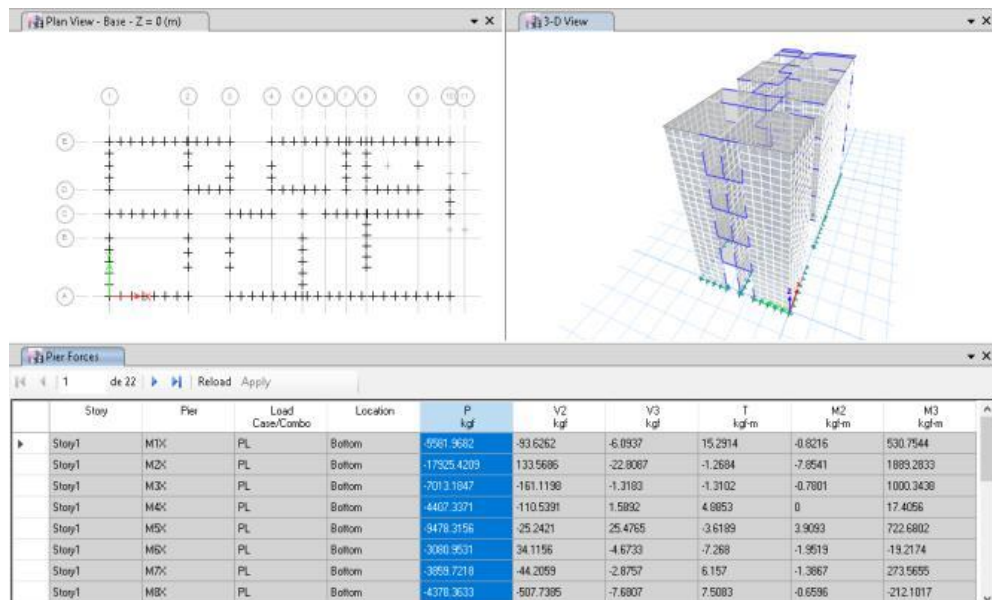


Figura 28. Carga viva de la edificación

Para el predimensionamiento de los cimientos corridos, utilizaremos los datos obtenidos del modelamiento de la Edificación y mostrados en las figuras 27 y 28, cuyo análisis se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 16. Dimensionamiento del Ancho de los Cimientos Corridos

Dimensionamiento del Ancho de los Cimientos Corridos					
Muro	L (m)	PD (Kg)	PL (Kg)	PT/L (Kg/m)	B (m)
1X	4.440	41763.20	5582.00	10663.33	1.10
2X	12.090	126655.70	17925.40	11958.73	1.20
3X	4.440	42596.80	7013.20	11173.42	1.15
4X	2.500	26216.10	4407.30	12249.36	1.25
5X	5.115	57760.00	9478.30	13145.32	1.35
6X	2.500	22209.50	3081.00	10116.20	1.05
7X	3.045	28367.40	3859.70	10583.61	1.10
8X	3.040	29808.20	4378.40	11245.59	1.15
9X	6.690	57139.50	6454.10	9505.77	0.95
10X	9.840	80952.40	9081.60	9149.80	0.95
1Y	3.250	24013.90	2700.60	8219.85	0.85
2Y	2.750	18209.90	1783.50	7270.33	0.75
3Y	1.750	12309.20	1303.10	7778.46	0.80
4Y	1.250	11416.20	1331.50	10198.16	1.05
5Y	1.750	12690.60	1325.40	8009.14	0.80
6Y	1.500	11858.20	1615.90	8982.73	0.90
7Y	1.500	11027.80	1342.10	8246.60	0.85
8Y	3.000	28154.80	3402.60	10519.13	1.05
9Y	2.500	22588.80	2648.40	10094.88	1.05
10Y	2.740	30882.80	4694.70	12984.49	1.30
11Y	2.500	23609.90	3011.10	10648.40	1.10
12Y	1.490	13761.80	1879.60	10497.58	1.05
Capacidad de Soporte neta del Suelo, q_s :				1 Kg/cm ²	

Después de haber realizado el dimensionamiento de los cimientos corridos, empezamos su modelamiento en el programa Safe, iniciando con la creación de los componentes de la siguiente manera:

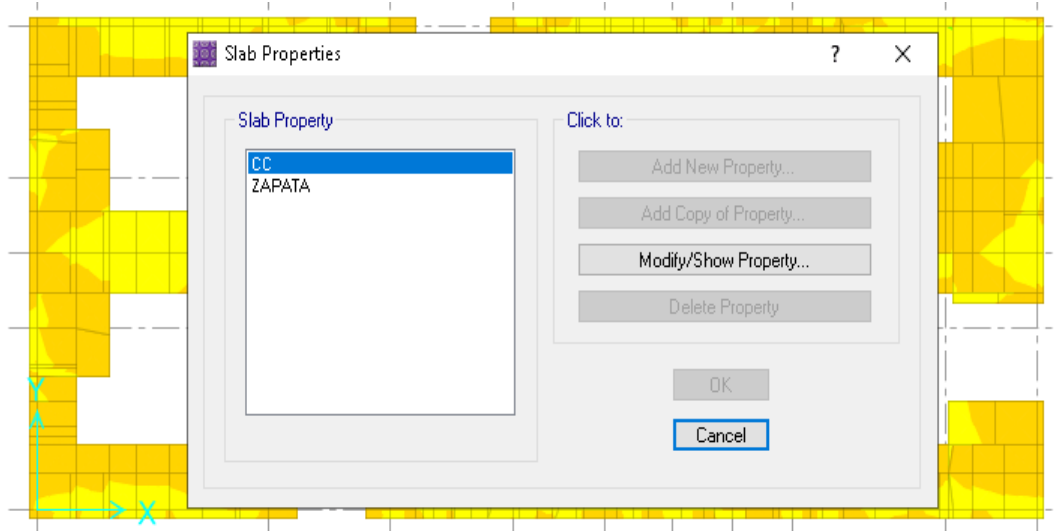


Figura 29. Asignación de propiedades

Como se muestra en la figura 30 tenemos los cimientos corridos con los anchos encontrados en el dimensionamiento (ver tabla 16), también colocamos la capacidad del suelo de 1 Kg/cm^2 ; lo cual deberá soportar la carga transmitida por los muros de Albañilería.

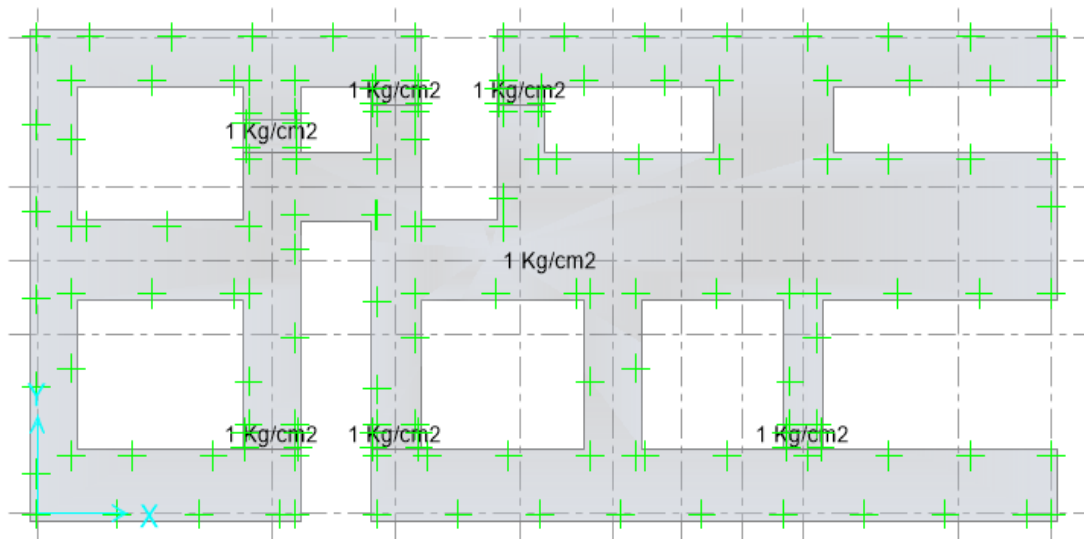


Figura 30. Asignación de propiedades de la capacidad portante

En la siguiente figura se nos muestra en el programa Safe las zonas críticas de los cimientos corridos para la combinación de servicio 1.

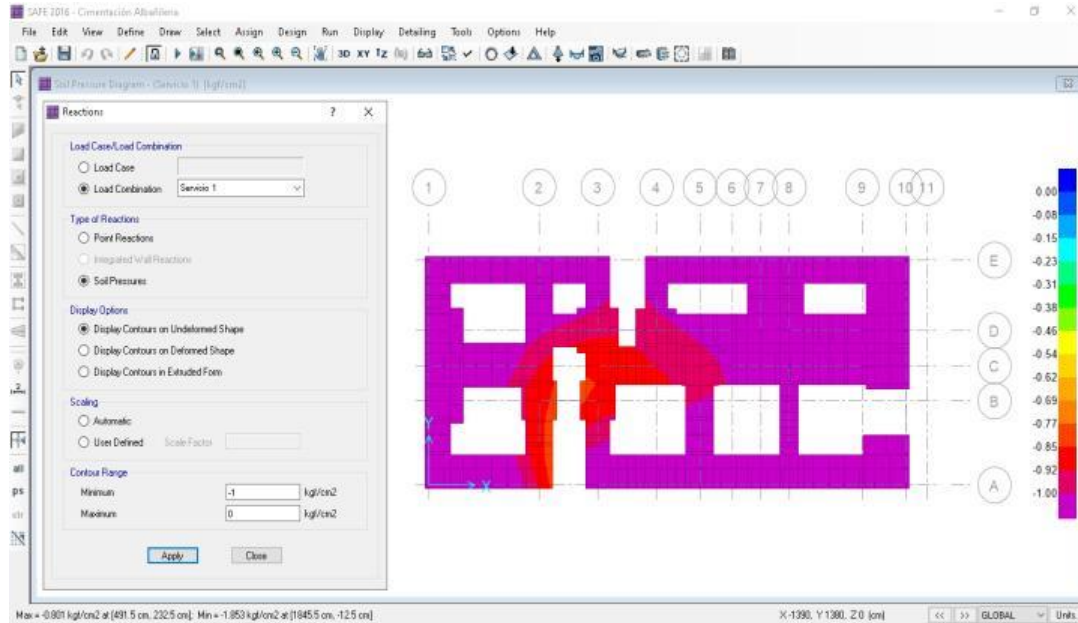


Figura 31. Análisis de cimientos corridos.

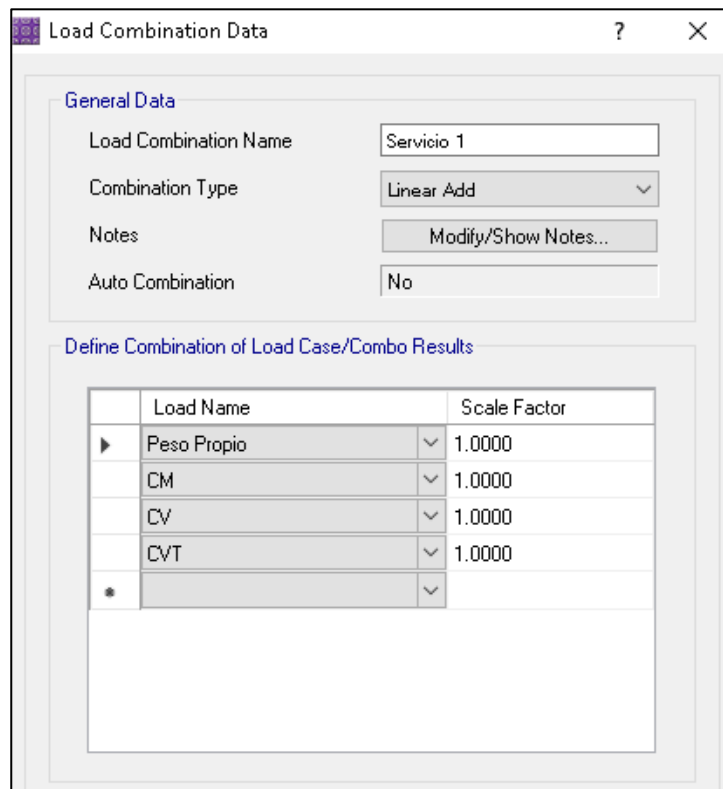


Figura 32. Combinación de servicio 1.

En la figura 31 se puede apreciar que los esfuerzos generados en la cimentación (Zona mirada) por la carga de servicio 1 sobrepasa la capacidad portante del suelo (1 Kg/cm^2). De la misma forma se verifico las combinaciones por sismo, las cuales se verán en el ítem D de diseño de zapatas y vigas de cimentación; viendo la cimentación de una manera más general.

D. Diseño de Zapatas y Vigas de Cimentación

El diseño de la cimentación (zapata y vigas de cimentación) se realizará en safe, y de acuerdo con las reacciones que resulten del programa, se observara si las características del terreno para la Edificación pueden soportar los esfuerzos de manera adecuada. Además, para el diseño se tomarán en cuenta las siguientes combinaciones de carga, establecidas por la norma técnica E.060.

$$- S1 = (PP+CM) + (CV+CVT) \quad (\text{Ec.45})$$

$$- S2X = (PP+CM) + 0.70(CV+CVT) + 0.525CS_x \quad (\text{Ec.46})$$

$$- S2Y = (PP+CM) + 0.70(CV+CVT) + 0.525CS_y \quad (\text{Ec.47})$$

$$- S3X = (PP+CM) + 0.70CS_x \quad (\text{Ec.48})$$

$$- S3Y = (PP+CM) + 0.70CS_y \quad (\text{Ec.49})$$

La cimentación de la Edificación, se modelará utilizando las siguientes propiedades:

- Para las zapatas colocamos un $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.
- Las vigas de cimentación tendrán una dimensioe de $30 \times 60 \text{ cm}$ y un $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Para el diseño de la cimentación, utilizaremos las siguientes propiedades del suelo:

- $q_a = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$
- Coeficiente de Balasto = 2.2 Kg/cm^3

Para poder realizar el modelamiento de la cimentación primeramente, tenemos que realizar el dimensionamiento de las zapatas, el cual apreciamos en la siguiente tabla:

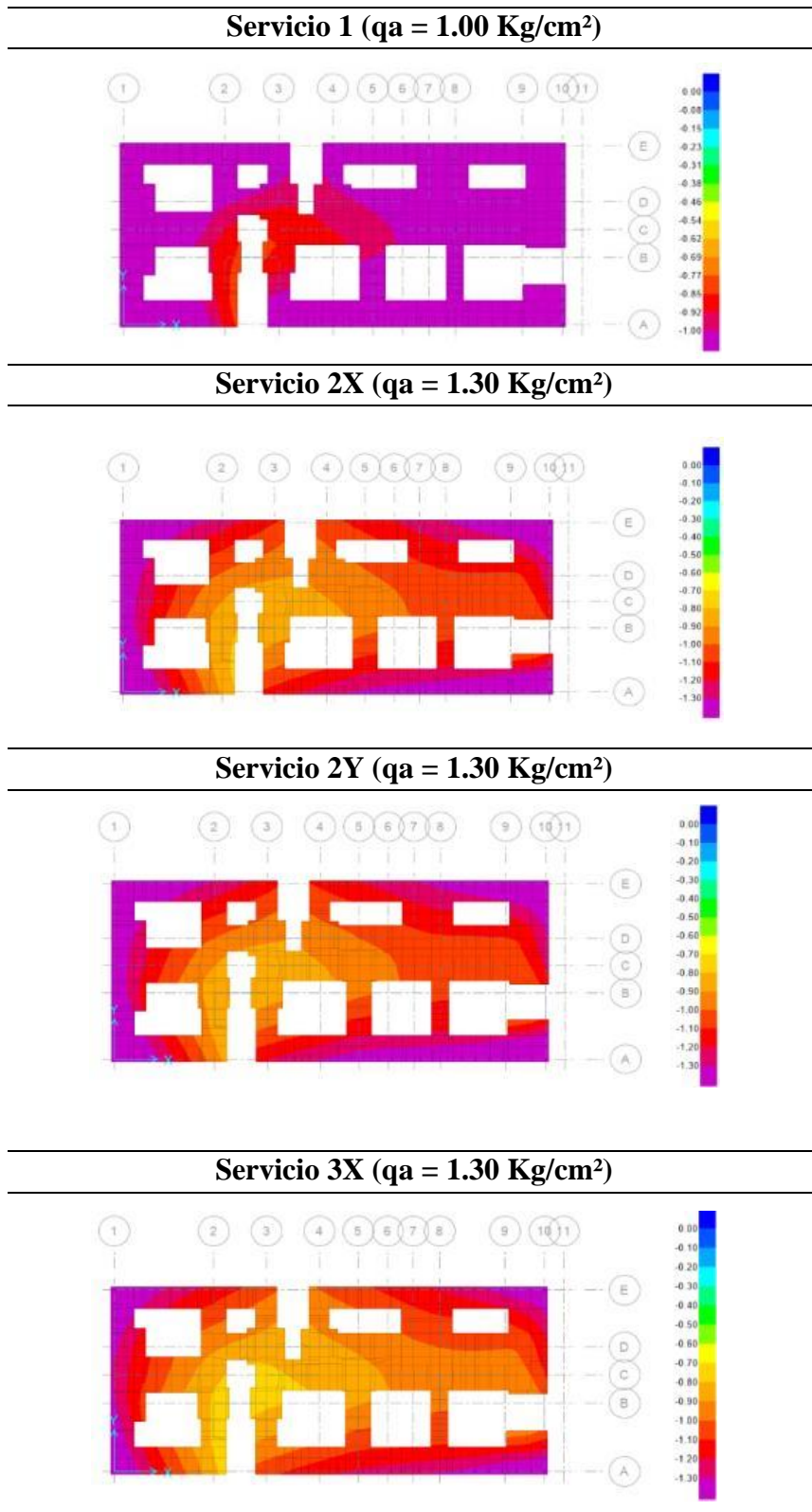
Tabla 17. Dimensionamiento de las Zapatas

Punto	Dimensionamiento de Zapatas									
	Cargas			Columna			Zapata			
	D (Kg)	L (Kg)	1.2D + 1.6L (Kg)	B (m)	D (m)	Área (cm ²)	σ_u Kg/cm ²	T (m)	S (m)	H (cm)
1B	20023.252	2182.349	27519.661	0.25	0.40	22183.42	1.251	1.45	1.60	30
1C	17339.181	2645.381	25039.626	0.25	0.25	19964.60	1.196	1.45	1.45	30
1D	20741.842	2204.532	28417.462	0.25	0.40	22923.45	1.296	1.45	1.60	30
2B	15609.041	1631.938	21341.951	0.25	0.25	17223.76	1.156	1.35	1.35	30
3B	16097.545	1655.261	21965.471	0.25	0.25	17735.07	1.192	1.35	1.35	30
3D	22038.049	3120.564	31438.562	0.25	0.25	25133.48	1.377	1.60	1.60	30
4D	20742.460	2643.881	29121.162	0.25	0.25	23362.98	1.338	1.55	1.55	30
5C	16033.379	3315.600	24545.014	0.25	0.25	19329.65	1.145	1.40	1.40	30
10A	28490.896	4416.107	41254.847	0.25	0.40	32874.13	1.500	1.75	1.90	30
10C	22691.150	3192.898	32338.017	0.25	0.25	25858.19	1.375	1.65	1.65	30
10D	21364.501	2875.219	30237.751	0.25	0.25	24215.50	1.335	1.60	1.60	30
10E	24052.263	3322.153	34178.161	0.25	0.40	27347.07	1.374	1.60	1.75	30

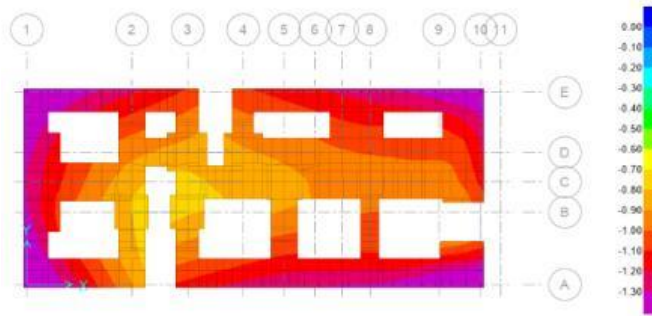
Como pudimos ver en la figura 3; la capacidad portante del suelo (1 Kg/cm²) de la Edificación, es sobrepasado por los esfuerzos generados por la combinación 1. De acuerdo a la norma técnica E.060 para las combinaciones de diseño por sismo, la capacidad portante del suelo se amplificará hasta un 30%; obteniendo una resistencia de 1.3 Kg/cm².

En la siguiente tabla, podemos apreciar los esfuerzos en la cimentación generados por cada combinación de diseño:

Tabla 18. Esfuerzos en la cimentación de Albañilería generados por las comb. de Diseño.



Servicio 3Y ($q_a = 1.30 \text{ Kg/cm}^2$)



Como podemos observar en la tabla 18, los esfuerzos generados por las combinaciones de sismo; son mayores en las esquinas de la cimentación; y como ya mencionamos anteriormente el mayor problema se genera para la combinación de Servicio 1; ya que sobrepasa la capacidad portante del suelo (1 kg/cm^2). Por lo que, se tendrá que mejorar el suelo; para obtener una mayor resistencia del mismo; y así la cimentación trabaje de manera favorable.

En las figuras 33 y 34 se muestran los momentos y cortantes en las zapatas; respectivamente, generados por las combinaciones de diseño y las cargas transmitidas por las columnas.

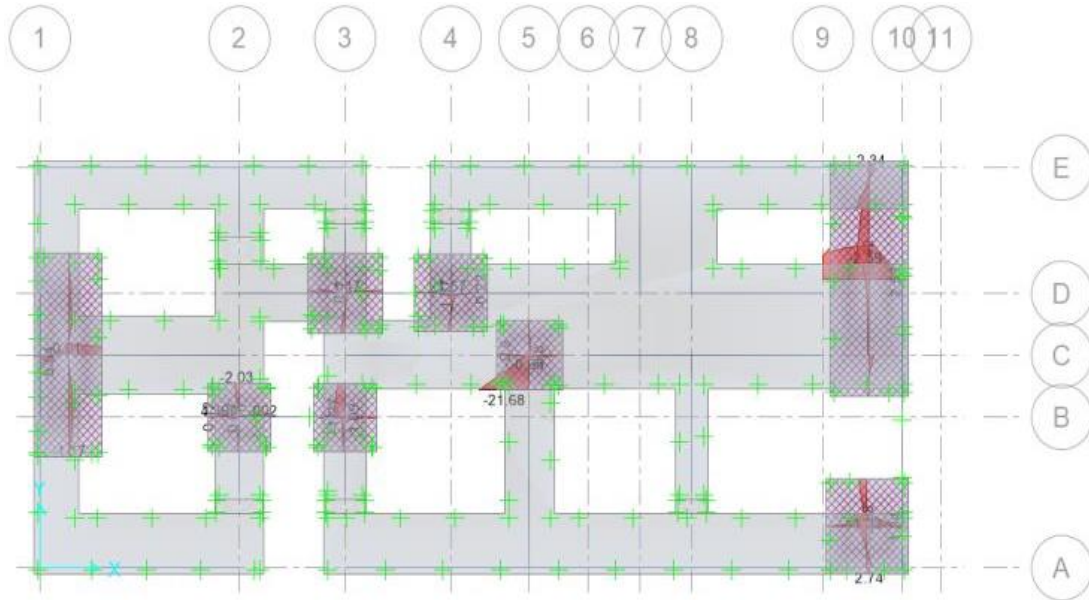


Figura 33. Momentos en Zapatas (Ton-m)

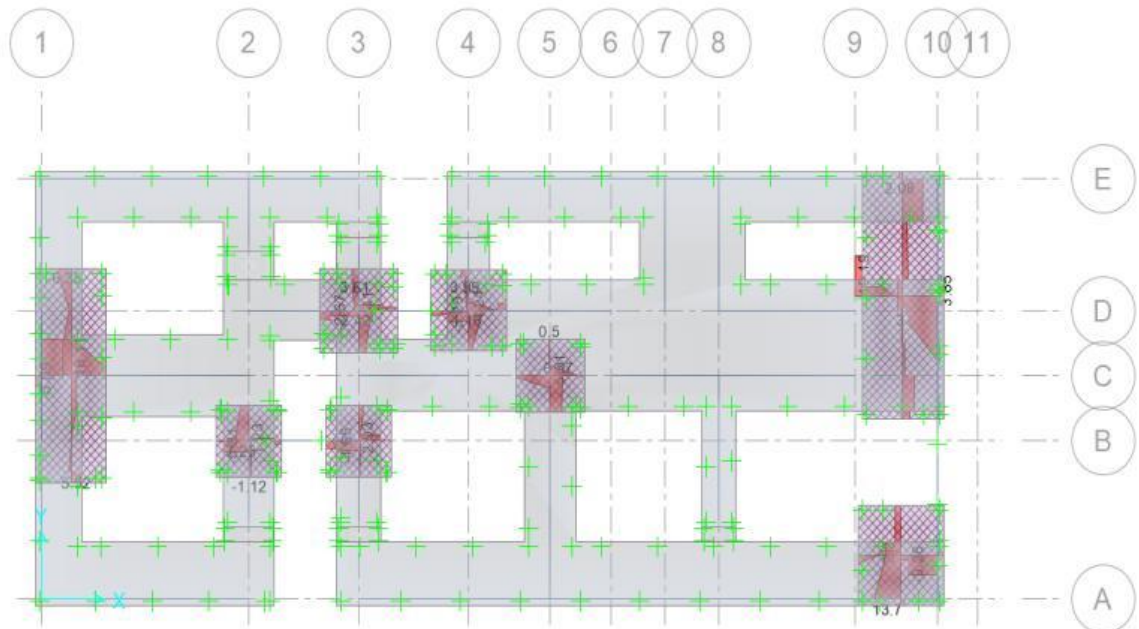


Figura 34. Cortantes en Zapatas (Ton)

En la figura 35; se puede apreciar la doble malla de acero colocada en la parte inferior ($\text{Ø}5/8$), y superior ($\text{Ø}1/2$) de las zapatas; calculo que se realizó de acuerdo a las combinaciones de diseño que nos especifica la norma técnica E.060.

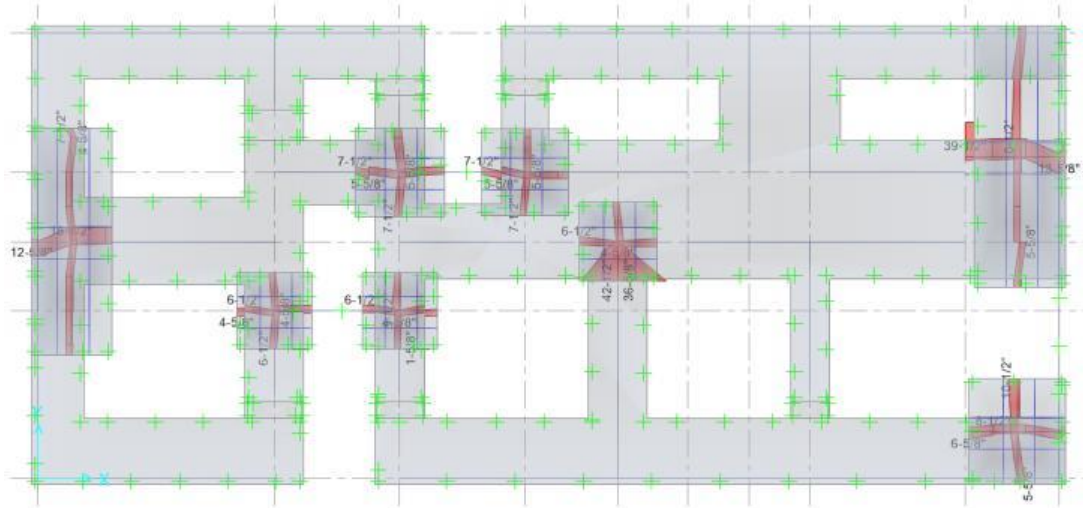


Figura 35. Distribución del acero en las Zapatas

En las figuras 36 y 37, podemos apreciar los cortantes y momentos de la cimentación generados por los esfuerzos transmitidos por las columnas y las combinaciones de diseño.

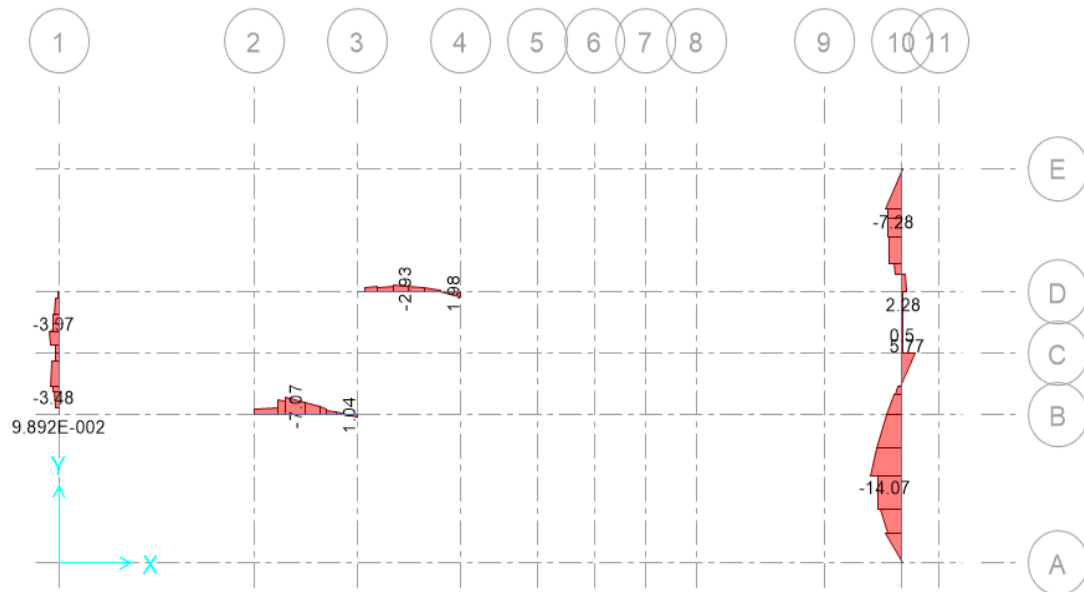


Figura 36. Momentos en Vigas de Cimentación (Ton-m)

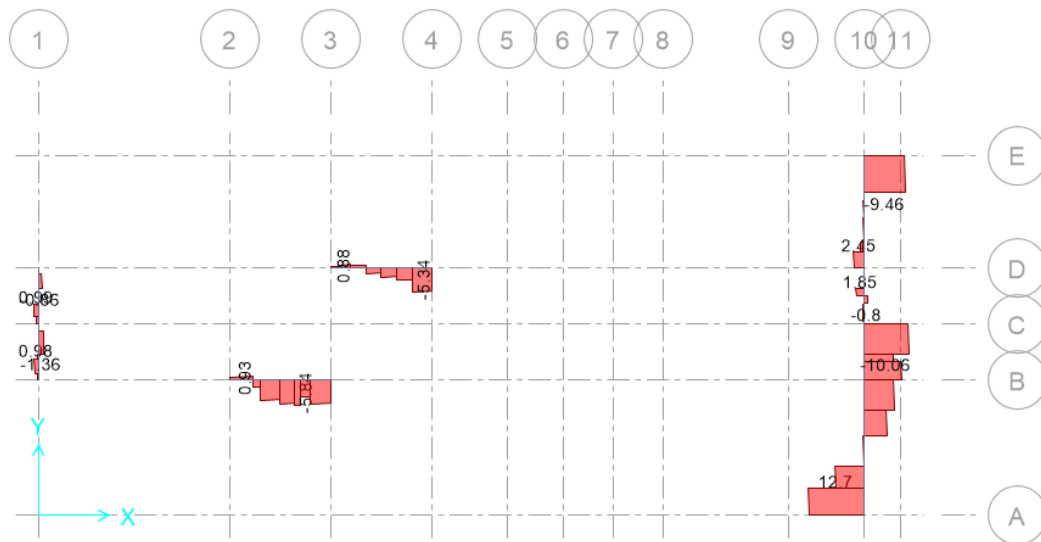


Figura 37. Cortantes en Vigas de Cimentación (Ton)

En las figuras 38 y 39; podemos apreciar las vigas de cimentación y su correspondiente acero longitudinal y por cortante, calculados de acuerdo con las combinaciones de diseño.

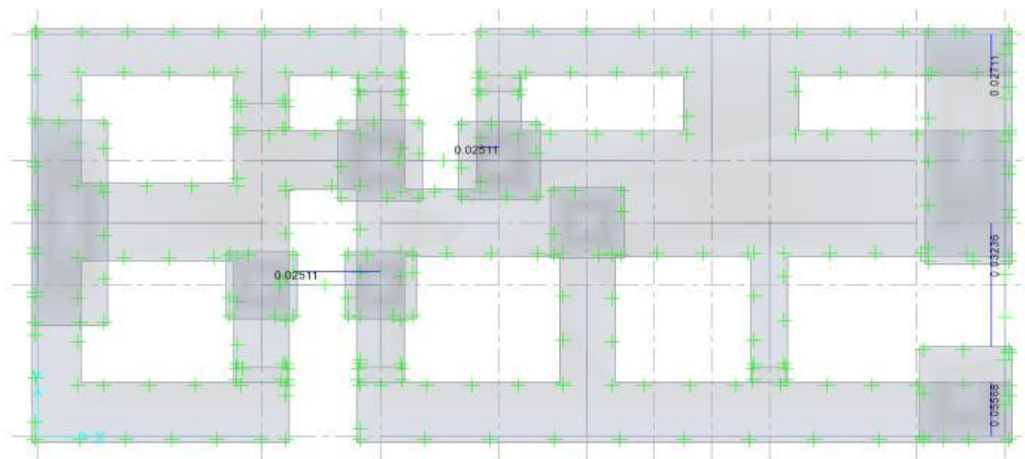


Figura 38. Distribución de acero por Cortante en las Vigas de Cimentación (cm²/cm)

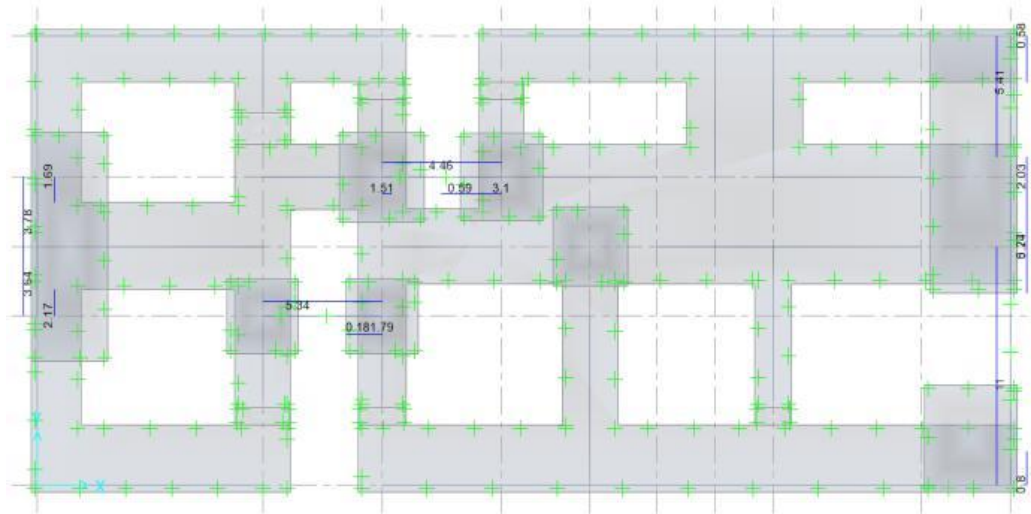


Figura 39. Distribución de acero Longitudinal en las Vigas de Cimentación (cm²)

E. Diseño de Vigas

Las vigas son diseñadas por el método de resistencia última de manera que sean capaces de resistir las fuerzas de corte y flexión.

Diseñaremos el pórtico 10 del primer nivel con los resultados obtenidos del Etabs.

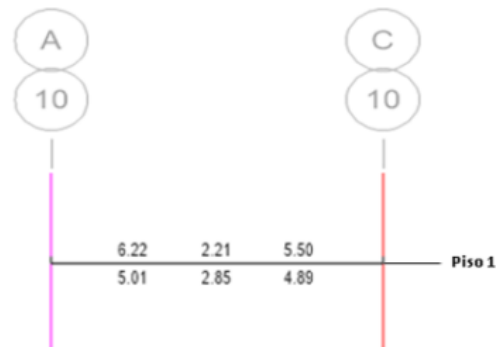


Figura 40. Área de Acero del primer nivel para la viga del eje 10 en Etabs.

Diseño por Flexión

Del análisis estructural se obtiene la envolvente de momentos flectores, con las cargas amplificadas según las combinaciones especificadas en el R.N.E.

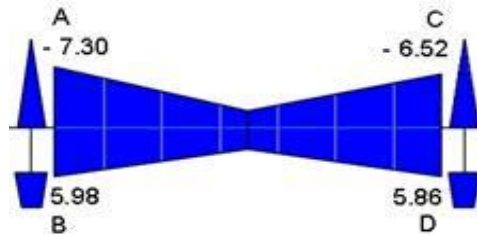


Figura 41. Envolvente de los momentos flectores del eje 10 (ton-m).

Para hallar el refuerzo por flexión de nuestra viga, utilizaremos las tablas de diseño, para ver el parametro K_u y obtener la cuantía correcta:

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} \quad (\text{Ec. 50}) \quad K_u \longrightarrow \rho \quad A_s = \rho bd \quad (\text{Ec. 51})$$

Según la norma E.060 Los límites para el área de acero, serán los siguientes:

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c} b.d}{f_y} \quad (\text{Ec. 52}) \quad A_{smáx} = 0.75\rho_b bd \quad (\text{Ec. 53})$$

Así pues, del $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, tendremos:

$$A_{smin} = 0.24\%bd \quad A_{smáx} = 1.59\%bd$$

Se analizarán las secciones A, B, C y D de la viga, encontrando sus valores máximos correspondientes:

Tabla 19. Refuerzo por flexión de la viga

Eje 10, Tramo A - C				
Primer Nivel				
Sección	A (-)	B (+)	C (-)	D (+)
b (cm)	25	25	25	25
h (cm)	40	40	40	40
d (cm)	32	32	32	32
Mu (ton - m)	7.30	5.98	6.52	5.86
Ku	28.516	23.359	25.469	22.891
p	0.837%	0.671%	0.738%	0.656%
As Calc. = pbd (cm²)	6.70	5.37	5.90	5.25
Asmin. = 0.24%bd (cm²)	1.92	1.92	1.92	1.92
Asmáx = 1.59%bd (cm²)	12.72	12.72	12.72	12.72
N° Varillas	6 ϕ 1/2"	4 ϕ 1/2" + 2 ϕ 3/8"	4 ϕ 1/2" + 2 ϕ 3/8"	4 ϕ 1/2" + 2 ϕ 3/8"
As Exis. (cm²)	7.62	6.52	6.52	6.52

Diseño por Corte

La Capacidad de Fuerza Cortante en las Vigas viene dada por la suma del Concreto V_c más el aporte del Refuerzo Transversal V_s (Estribos).

Del análisis realizado en Safe, obtenemos los cortantes con las cargas amplificadas según las combinaciones especificadas en el R.N.E.

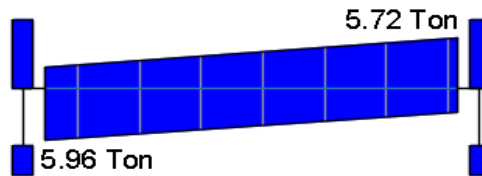


Figura 42. Envolvente de la viga para fuerzas cortantes

Según la norma técnica e.060, calcularemos el aporte del concreto en la resistencia por corte.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}bd \quad (\text{Ec.54})$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210} * 25 * 32 = 6.144 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 5.222 \text{ ton}$$

Donde $\phi = 0.85$.

Así pues, tenemos:

- Para el tramo Inicial $V_u > \phi V_c$
- Para el tramo Inicial $V_u < \phi V_c$; lo cual significa que el cortante aportado por el concreto es suficiente para resistir el cortante; sin embargo, trabajaremos con el cortante del tramo inicial.

Cálculo del cortante de la viga para su acero de refuerzo.

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (\text{Ec. 55})$$

Donde A_v es el área de acero por corte entre los límites del espaciamiento s , dada por

la suma de las áreas de las ramas de los estribos ubicados en el alma. Si se usan estribos

simples, se encuentran dos ramas dentro del espaciamiento, por consiguiente, el área será igual a dos veces el área de la barra, usada en el estribo. Por lo tanto, usaremos barras de 3/8" para los estribos siendo $A_v = 2 \cdot 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$.

En toda sección de la viga se deberá cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi (V_c + V_s) \geq V_u$$

Donde V_u es la fuerza cortante última de diseño, hallada a una distancia "d" medida desde la cara de los apoyos. Si tenemos el valor de V_u para una sección determinada y de V_c que es constante para toda la viga, entonces podemos encontrar el valor de la resistencia requerida V_s en dicha sección y, por consiguiente, el espaciamiento requerido para asegurar dicha resistencia.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (\text{Ec. 56}) \qquad s = \frac{A_v f_y d}{V_s} \quad (\text{Ec. 57})$$

Para el tramo inicial y final: $V_s = 0.099 \text{ ton} \rightarrow s = 2152.2 \text{ cm}$

$$V_s = \frac{5.96}{0.85} - 6.144 = 0.867 \text{ ton} \qquad s = \frac{1.42 * 4200 * 32}{867.76} = 219.93 \text{ cm}$$

Se observa que el espaciamiento necesitado es muy grande; esto se debe a que, como ya habíamos mencionado; el cortante aportado por el concreto, en este caso es suficiente para soportar las fuerzas cortantes por las combinaciones empleadas. Sin embargo, como el elemento tiene responsabilidad sísmica se tendrá en cuenta las especificaciones del artículo 21.4.4.4 y 21.4.4.5 de la Norma E.060 para el espaciamiento de los estribos.

Zona mínima para el confinamiento = $2h = 2 \cdot 40 = 80\text{cm}$

Debe haber un espaciado máximo 10cm entre el apoyo y el primer estribo

La separación en la zona de confinamiento de los estribos; será como máximo el menor valor de los siguientes ítems:

- $d/4 = 32/4 = 8\text{ cm}$
 - $10db \text{ (barra longitudinal)} = 10 * 3/8" * 2.54 = 9.525\text{ cm}$
 - $24db \text{ (estribo)} = 24 * 3/8" * 2.54 = 22.86\text{ cm}$
- } $\therefore S_o = 8\text{cm}$

El espaciado máximo en la parte exterior del confinamiento será: $d/2 = 32/2 = 16\text{ cm}$.

Por consiguiente, elegimos: 1@5, 8@8, 1@11, resto @16cm; en cada tramo.

F. Diseño de Columnas

Para el diseño de ejemplo de columnas se tomará la columna C8 del eje 10.

Se presenta el diseño realizado por el software Etabs V17 de acuerdo a la norma ACI 318-18; en la figura 43 se muestran los resultados de acero.

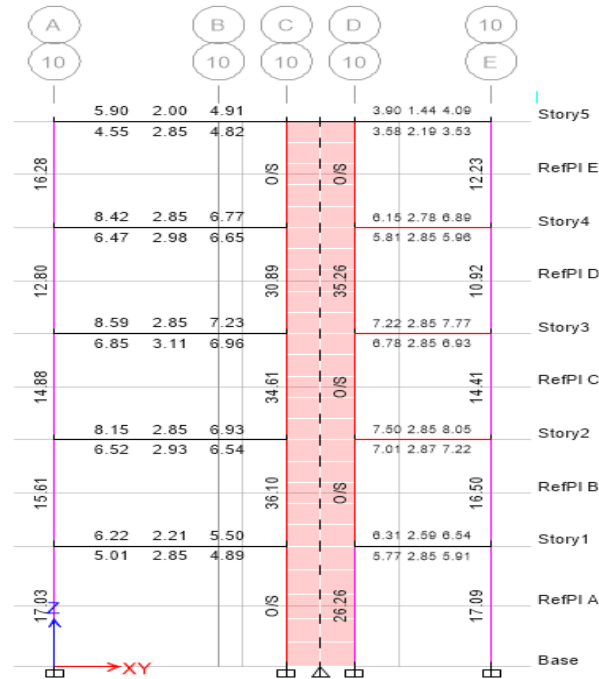


Figura 43. Resultados obtenidos del diseño en el Etabs

Diseño por Flexocompresión

La tabla 20 muestra las diferentes combinaciones de carga axial y momento flector (cargas últimas) calculados en la columna C8 del primer piso.

Tabla 20. Cargas de la Columna C8 para las diferentes combinaciones

Story		Load Combo	P (kgf)	M2 (kgf-m)	M3 (kgf-m)
Story1	Comb1	1.4D + 1.7L	26662.875	218.257	721.025
Story1	Comb2	1.25D + 1.25L + S_DIN_X	34565.321	-4473.755	567.482
Story1	Comb3	1.25D + 1.25L + S_DIN_Y	31423.578	4473.755	985.965
Story1	Comb4	0.9D + S_DIN_X	26108.845	-4473.755	567.600
Story1	Comb5	0.9D + S_DIN_Y	22967.101	4473.755	986.082

Calculamos el área de acero mínimo para la columna con una sección de 25x25 cm., obteniendo un área total de 625 cm² y Según el RNE E.060; considerando una cuantía

mínima de 1% obtenemos 6.25 cm^2 y una cuantía máxima de 6% es igual a 37.5 cm^2 .

Por lo tanto, se empezará la iteración con 6 barras de 1" repartida en dos caras, acumulando un área de 30.40 cm^2 de refuerzo. Tenemos la siguiente sección.

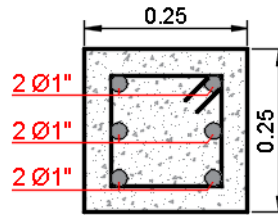


Figura 44. Sección de la columna C8.

Para la ubicación de los puntos (M_u , P_u), realizaremos un diagrama de interacción para ambas direcciones. Así pues, tenemos:

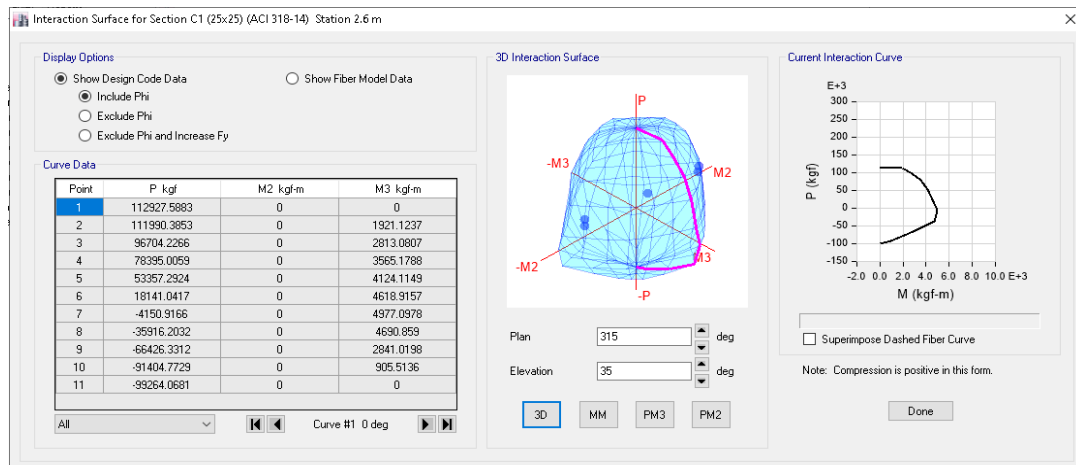
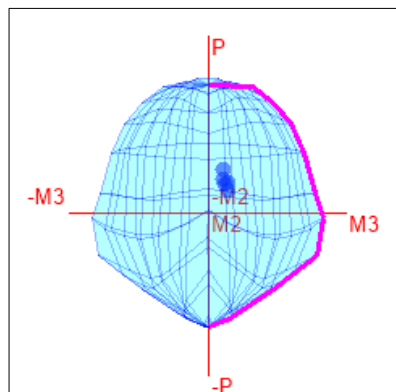


Figura 45. Diagrama de interacción en el Etabs.

Interacción del Diafragma en el eje X-X

Interacción del Diafragma en el eje Y-



Y

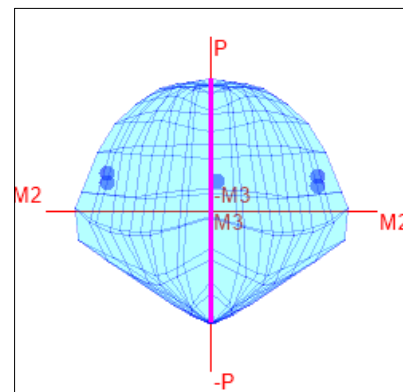


Figura 46. Ubicación de los Puntos (Mu, Pu) para cada dirección de análisis en los diafragmas

Observamos que los puntos (Mu, Pu) se encuentra dentro de las curvas de resistencia, de manera que se acepta la disposición de aceros propuesto inicialmente.

Diseño por Cortante

Calculamos las fuerzas cortantes considerando las capacidades en los nudos de la columna. Tenemos los valores para cada combinación, y para este análisis usaremos la combinación 1.25D + 1.25L + S_DIN_Y en vista que, el Etabs obtuvo:

$$V_u = 11.341 \text{ Tn}$$

$$P_u = 31.423 \text{ Tn}$$

Para la contribución por corte del concreto, calculamos:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{N_u}{140A_g}\right) * b_w * d \quad (\text{Ec. 58})$$

N_u = valor de la carga Axial amplificada

A_g = valor de área bruta para la sección de la columna

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{31423.578}{140 * 25 * 25}\right) * 25 * 17 = 4.436 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 4.436 = 3.770 \text{ Ton}$$

Según la norma técnica E.060; nos dice que V_s no puede mayor que la siguiente expresión:

$$V_{smax} = 2.1\sqrt{f'_c} . b_w . d \quad (\text{Ec.59})$$

$$V_{smax} = 2.1 * \sqrt{210} * 25 * 17$$

$$V_{smax} = 12.93 \text{ Ton}$$

Así pues, tenemos:

$$V_{umax} = \emptyset \cdot (V_{smax} + V_c) \quad (\text{Ec.60})$$

$$V_{umax} = 0.85 \cdot (12.93 + 4.436)$$

$$V_{umax} = 14.76 \text{ Ton}$$

Luego tenemos que:

$$V_{umax} = 14.76 > 11.34 \rightarrow \text{OK}$$

Del Etabs, se obtuvo el cortante máximo V_u para la combinación analizada

$$V_s = \frac{V_u}{\emptyset} - V_c \quad (\text{Ec. 61})$$

$$V_s = \frac{11.34}{0.85} - 4.436 = 8.905 \text{ Ton}$$

$$V_s < V_{smax}$$

$$8.905 \text{ Ton} < 12.93 \text{ Ton} \rightarrow \text{OK}$$

Para el Cortante nominal, tenemos:

$$V_n = V_c + V_s \quad (\text{Ec.62})$$

$$V_n = 4.436 + 8.905 = 13.341 \text{ Ton}$$

$$V_n > V_u$$

$$13.34 > 11.34 \rightarrow \text{OK}$$

Distribución mínima del espaciado para estribos.

$$S = \frac{A_v f_{yd}}{V_s} \quad (\text{Ec. 63})$$

$$S = \frac{2.54 * 4200 * 17}{8905} = 20.36 \text{ cm}$$

Se requiere de 16.12 cm de espacio para la fuerza cortante. La distribución de estribos, según la norma técnica E60, debe cumplir con los siguientes ítems:

- El primer estribo deberá estar separado a no más de 5cm de la cara del nudo.

- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo.
- La distribución S_o no excederá del menor entre:
 - $8db$ (Longitudinal $\emptyset 1''$) = $8 * 2.54 = 20.32$ cm.
 - La mitad de la menor dimensión: $25/2 = 12.5$ cm.
 - 10 cm
$$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} S_o = 10 \text{ cm.}$$
- La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre:
 - $L_n/6 = 280/6 = 46.66$ cm.
 - La mayor dimensión = 25 cm.
 - 50 cm.
$$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} L_o = 50 \text{ cm}$$
- Fuera de la longitud L_o , el espaciamiento del refuerzo transversal no será mayor que:
 - El requerido por V_u , $S = 20.36$ cm.
 - $d/2 = 15/2 = 7.5$ cm.
 - $16db$ (Longitudinal $\emptyset 1''$) = $16 * 2.54 = 40.64$ cm
 - $48db$ (estribos de $\emptyset 1/2''$) = $48 * 1/2 * 2.54 = 60.96$ cm
 - La menor dimensión = 25 cm.
 - 30 cm.
$$\left. \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right\} S = 7.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la distribución del refuerzo transversal final será:

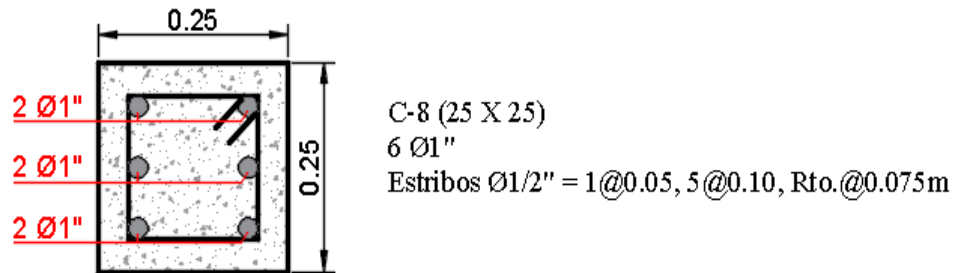


Figura 47. Diseño Columnas C-8

2.4.3 Análisis y diseño estructural del sistema Emmedue

2.4.3.1 Normas y documentos Empleados

- Norma E.060 de Concreto Armado
- Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente
- Norma E.020 de Cargas
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-14)
- Ayudas De Diseño Para Sistemas Portantes Emmedue De Paneles De Hormigón Armado Con Núcleo De E.P.S. (Sistema De Poliestireno Expandido).
- Ángel San Bartolomé (2009), Evaluación Experimental Del Sistema Emmedue “M2”

2.4.3.2 Cargas De Diseño

Las cargas de diseño para el sistema Emmedue se han definido de acuerdo a la Norma E.060, capítulo 9.2, considerando las siguientes resistencias requeridas (R_u) para los diferentes tipos de carga:

$$U_1 = 1.4(PP+CM) + 1.7(CV+CVT) \quad (\text{Ec. 64})$$

$$U_2 = 1.25(PP+CM+CV+CVT) \pm CS_x \quad (\text{Ec. 65})$$

$$U_3 = 1.25(PP+CM+CV+CVT) \pm CS_y \quad (\text{Ec. 66})$$

$$U4 = 0.9(PP+CM) \pm CSx \quad (\text{Ec. 67})$$

$$U5 = 0.9(PP+CM) \pm CSy \quad (\text{Ec. 68})$$

Donde:

PP: peso propio

CM: carga muerta

CV: carga viva

CVT: carga viva de techo

CS: carga de sismo

2.4.3.3 Materiales Empleados

- Concreto:

Peso específico del Concreto: $P = 2400 \text{ Kg/m}^3$

Resistencia a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad Muro: $E_{cm} = 30000 \text{ kg/cm}^2$

Por referencia ing bartolome

Módulo de elasticidad Losa: $E_{cl} = 15000 \text{ kg/cm}^2$

Por referencia ing bartolome

Módulo de rigidez al esfuerzo cortante Muro: $G = E_c/2.3 \quad G = 13043.48 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de rigidez al esfuerzo cortante Losa: $G = E_c/2.3 \quad G = 6521.74 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$

- Acero Malla de refuerzo

Esfuerzo de fluencia: $f_y = 6,120 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad: $E_s = 2\,000,000 \text{ kg/cm}^2$

2.4.3.4 Estructuración

Se realizó la estructuración de tal manera de buscar lograr una adecuada disposición de los distintos elementos resistentes, en este caso los elementos resistentes más importantes son los muros del sistema Emmedue, los cuales tendrán un espesor real de 10cm, siendo la unión del poliestireno de 4cm y las dos capas de mortero de 3cm. En el modelamiento solo se considerará las 2 capas de concreto; es decir muros de 6cm. Además, teniendo en cuenta que, al ser un sistema nuevo, la vivienda se ha estructurado netamente con los componentes propios del sistema Emmedue, para así poder realizar una verificación adecuada de la respuesta estructural.

2.4.3.5 Predimensionamiento

A. Muros Emmedue

Para el caso de los muros Emmedue el espesor mínimo total, resultado de la suma del alma de poliestireno y las dos capas de mortero u hormigón, se ha considerado lo siguiente:

$e = 10$ cm, siendo un panel PSME simple con 2 capas de hormigón de 3cm cada una y un EPS de 4 cm.

G. Losa Emmedue

En el caso de las losas se ha considerado un panel PSMR; los cuales son usados como entrepiso y cuyo espesor es el siguiente:

$h = 18$ cm, cuyo concreto proyectado en la parte inferior ($h_1=3$ cm), vertido en su parte superior ($h_2=5$ cm) y un EPS de 10cm.

H. Escalera

Se consideró el panel PSME con el siguiente espesor:

$e = 6$ cm, con dos capas de 3 cm cada una y un EPS de 10cm.

2.4.3.6 Análisis por Cargas de Gravedad

A. Metrado de Cargas

La Norma E.020 establece que los elementos estructurales de un edificio deben ser diseñados para resistir las cargas que se les aplique, para ello establece valores para ser usados los cuales son divididos en dos tipos de cargas las cuales fueron usadas en nuestro modelamiento.

Carga Muerta

Concreto Armado	2400 kg/m ³
Albañilería	1800 kg/m ³
Aligerados Emmedue	144 kg/m ²
Piso Terminado	100 kg/m ²

Carga Viva

Viviendas	200 kg/m ²
Techos	100 kg/m ²
Corredores	200 kg/m ²
Escaleras	200 kg/m ²

El metrado para obtener el valor de “PCM” lo obtenemos del programa ETABS a quien le asignamos las cargas mencionadas anteriormente; lo observamos en la siguiente tabla:

Tabla 21. Metrado de Cargas para Peso Propio y Carga Muerta

Story	Load Case/Combo	Location	P (Tonf)
Story5	Peso Propio	Top	25.374
Story5	Peso Propio	Bottom	58.7231
Story4	Peso Propio	Top	84.0971

Story4	Peso Propio	Bottom	117.4462
Story3	Peso Propio	Top	142.8202
Story3	Peso Propio	Bottom	176.1694
Story2	Peso Propio	Top	201.5434
Story2	Peso Propio	Bottom	234.8925
Story1	Peso Propio	Top	260.2665
Story1	Peso Propio	Bottom	297.6501
Story5	CM	Top	23.5196
Story5	CM	Bottom	24.332
Story4	CM	Top	40.1415
Story4	CM	Bottom	40.954
Story3	CM	Top	56.7635
Story3	CM	Bottom	57.576
Story2	CM	Top	73.3855
Story2	CM	Bottom	74.198
Story1	CM	Top	90.0075
Story1	CM	Bottom	90.849

De la tabla 21, sumamos el peso propio y carga muerta obteniendo un peso total de

$$P_{CM} = 388.499 \text{ Tn.}$$

El metrado para obtener el valor de “Pcv” lo obtenemos del programa ETABS a quien

le asignamos las cargas mencionadas anteriormente; lo observamos en la siguiente

tabla:

Tabla 22. *Metrado de Cargas para Carga Viva y Carga Viva de Techo.*

Story	Load Case/Combo	Location	P (Tonf)
Story5	CV	Top	1.2206
Story5	CV	Bottom	2.8455
Story4	CV	Top	29.2767
Story4	CV	Bottom	30.9016
Story3	CV	Top	57.3329
Story3	CV	Bottom	58.9578
Story2	CV	Top	85.389
Story2	CV	Bottom	87.0139

Story1	CV	Top	113.4451
Story1	CV	Bottom	115.1281
Story5	CVT	Top	12.6053
Story5	CVT	Bottom	12.6053
Story4	CVT	Top	12.6053
Story4	CVT	Bottom	12.6053
Story3	CVT	Top	12.6053
Story3	CVT	Bottom	12.6053
Story2	CVT	Top	12.6053
Story2	CVT	Bottom	12.6053
Story1	CVT	Top	12.6053
Story1	CVT	Bottom	12.6053

De la tabla 22, sumamos la carga viva y carga viva de techo obteniendo un peso total de $P_{cv} = 127.733 \text{ Tn}$.

2.4.3.7 Análisis Sísmico

A. Modelamiento Estructural

Para el análisis sísmico de la estructura se utilizó el programa ETABS versión 17.0.1, el cual es un programa de análisis pseudotridimensional. Se tomó como base las disposiciones dictadas por la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente en el modelo estructural del edificio y se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones al momento de colocar los datos al programa:

- El edificio se modeló considerando los cinco pisos y el nivel de azotea.
- Se modelaron los muros emmedue de 6 cm sin la contribución del poliestireno, ya que el programa no modela este tipo de material; considerando únicamente la contribución del concreto y la malla de acero de refuerzo; por lo que se estableció muros de concreto de 6cm como elementos tipo SHELL – THICK.

- El aligerado para Emmedue de 12cm se modelo sin la contribución del poliestireno (4cm); por lo que se estableció una losa de 8cm de concreto como elementos tipo SHELL – THICK.
- La losa en el descanso principal de la escalera se modelo como elemento tipo SHELL - THICK; con un espesor de losa de 8cm; sin la contribución del poliestireno (4cm).
- Las cargas muertas y viva se aplicaron directamente a las losas como carga uniformemente distribuida.
- Se definió la masa de la estructura, en función de las cargas asignadas al modelo, es decir se consideró para cada nivel la masa proveniente de las cargas muertas y el 25% de la carga viva actuante (artículo 16.3 de la norma E.030), dicha masa se ubicó en el centroide de masa de cada nivel, para lo cual se definieron por cada nivel un diafragma rígido.
- Se definieron la cantidad de modos de vibración de la estructura, los cuales fueron de 3 por cada nivel (2 de traslación en las direcciones X-X e Y-Y y una de rotación alrededor del eje Z-Z).
- Se le asignó al programa un espectro de aceleraciones para cada dirección, el objetivo de asignar dicho espectro, es calcular la aceleración de la gravedad para los diferentes modos de vibración de la estructura, en función del periodo, de este modo al multiplicarlas por la masa anteriormente definida se obtengan las fuerzas sísmicas.
- Se definieron las cargas de diseño y la combinación de carga últimas que nos permitirá diseñar los diferentes elementos estructurales del edificio.

- Los apoyos en la base se modelaron empotrados, debido a que los muro Emmedue se construye anclados a la cimentación; lo cual restringe el giro del muro.

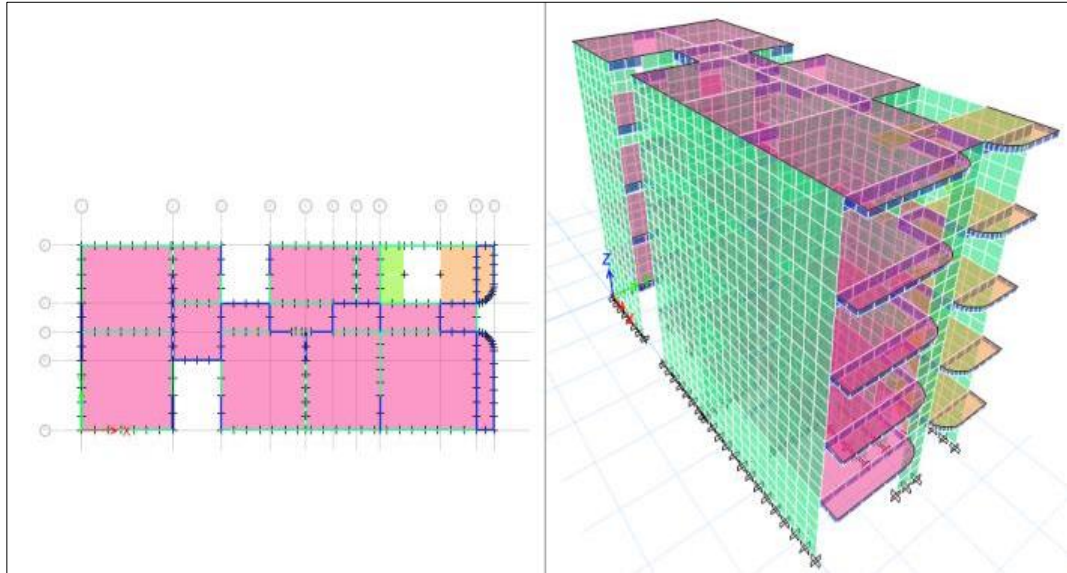


Figura 48. Modelamiento de Emmedue en Etabs.

B. Análisis sísmico estático

El Análisis Estático es un método que representa las fuerzas sísmicas mediante un conjunto de fuerzas horizontales actuando en cada nivel de la edificación.

B.1. Parámetros sísmicos

A continuación, se definen los parámetros necesarios para desarrollar tanto el análisis estático como el análisis dinámico de la estructura según los requerimientos de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente, dichos parámetros se definieron para ambas direcciones XX e YY:

B.1.1. Parámetros De Sitio

- **Factor De Zona (Z):** La edificación se encuentra ubicada en Cajamarca la cual por especificación de la norma E 030 se encuentra ubicada en la zona sísmica 3 le corresponde $Z=0,35$.
- **Parámetros De Suelo (S):** La edificación se encuentra cimentada sobre suelo blando al cual le corresponde S3 el cual nos otorga un valor de $S=1,2$ como factor de suelo y un $T_p=1$ para la plataforma del espectro.
- **Coefficiente De Reducción Sísmica (C):** La edificación de acuerdo a la norma E 030 habla del factor de amplificación sísmica la cual toma la siguiente formula:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right) : C \leq 2.5 \quad (\text{Ec. 69})$$

Donde:

$T_p = 1$ seg.

T = periodo fundamental del edificio

Del Análisis Modal obtenemos los periodos fundamentales para cada dirección.

Como el valor de C en ambos casos es mayor a 2.5, finalmente tenemos:

$$C_{xx} = C_{yy} = 2.5$$

B.1.2. Parámetros Estructurales

- **Coefficiente De Uso (U):** La edificación se encuentra destinada a vivienda y de acuerdo a la norma E 030 esta es una edificación común por lo tanto le corresponde $U=1$

- **Configuración estructural:** La norma E.030, artículo 11, clasifica a los edificios como regulares o irregulares de acuerdo a la influencia que sus características arquitectónicas tendrán en su comportamiento sísmico.
En el caso de nuestro edificio, clasifica dentro de la categoría de estructura irregular, debido a que presenta irregularidad estructural en planta.
- **Coefficiente De Reducción (R):** La edificación tiene irregularidad en planta y en ambas direcciones está conformado por muros estructurales Emmedue Confinada el cual nos otorga un valor de $R=2.5$ en el caso de sismo severo y $R = 6$ para un sismo moderado, pero por ser una edificación irregular de esquinas entrantes nuestro R sería:

$$R = 0.90 \times 2.5 = 2.25$$

B.1.3. Cálculo del Peso Sísmico de la Edificación

Del metrado de cargas anterior tenemos:

$$P_{CM} = 388.499 \text{ Tn.}$$

$$P_{CV} = 127.733 \text{ Tn.}$$

Y de acuerdo a la norma E030 tenemos que el peso sísmico es:

$$P = 100\% P_{CM} + 25\% P_{CV} \quad (\text{Ec.70})$$

$$P_{sis} = 359.256 \text{ Tn}$$

B.1.4. Excentricidad de la Edificación

La Norma E030 nos menciona la excentricidad para tener en cuenta los efectos de torsión en la estructura la cual es el 5% de la longitud total de la edificación en ambas direcciones.

Para nuestro caso es el siguiente:

Dirección X-X

$$18.58 \times 0.05 = 0.929 \text{ m}$$

Dirección Y-Y

$$8.23 \times 0.05 = 0.41 \text{ m}$$

B.1.5 Fuerza Cortante en la Base

$$V_{\text{est}} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P \quad (\text{Ec. 71})$$

Con los Parámetros anteriormente mencionados tenemos:

$$V_{\text{est}} = \frac{0.35 \times 1 \times 2.5 \times 1.2}{3} \times 420.432$$

$$V_{\text{est}} = 188.133 \text{ Tn}$$

C. Análisis sísmico dinámico

C.1. Espectro de Aceleraciones

Para el análisis sísmico dinámico se utilizó la combinación espectral, para lo cual se utilizó el modelo pseudoaceleraciones. Dicha combinación está definida por la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g \quad (\text{Ec. 72})$$

Con los parámetros sísmicos obtenidos anteriormente tenemos el espectro de pseudoaceleraciones.

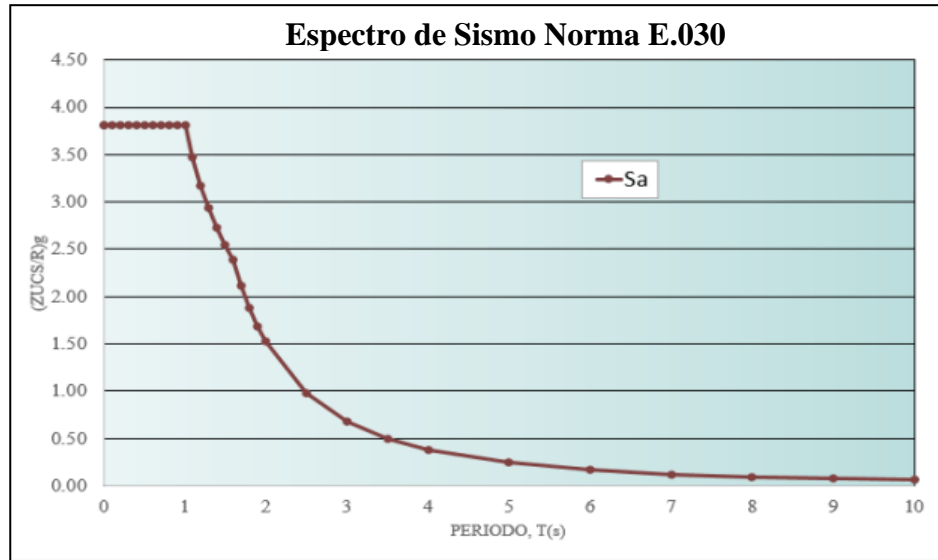


Figura 49. Espectro de aceleraciones usado en el modelo estructural.

C.2. Fuerza Cortante en la Base

Según la norma E-030 indica que para estructuras irregulares la fuerza cortante dinámica en la base de un edificio no deberá ser menor al 90% de la fuerza cortante estática, es decir:

$$V_{din} \geq 90\% V_{est}$$

En nuestro caso es:

Tabla 23. Cortante Basal estático y Dinámico.

Dirección	V (Estático)	V (Dinámico)	90%(Estático)	F.E
X	188.113	150.132	169.30161	1.128
Y	188.113	145.748	169.30161	1.162

C.3. Modos y periodos de vibración

Para nuestro modelo consideramos 15 modos de vibración, esto con el fin de hallar el porcentaje de masa participativa en cada uno de los modos.

Tabla 24. Periodos de vibración y Masa Participativa.

Mode	Period (sec)	UX	UY	RZ
1	0.556	0.060%	75.380%	2.010%
2	0.366	0.080%	2.000%	76.330%
3	0.293	77.680%	0.040%	0.080%
4	0.155	0.010%	16.220%	0.530%
5	0.105	0.030%	0.430%	16.210%
6	0.083	17.400%	0.010%	0.030%
7	0.078	0.010%	4.200%	0.080%
8	0.055	0.010%	0.050%	3.520%
9	0.054	0.000%	1.270%	0.010%
10	0.044	3.400%	0.010%	0.010%
11	0.044	0.140%	0.200%	0.020%
12	0.039	0.001%	0.070%	0.910%
13	0.033	0.004%	0.020%	0.160%
14	0.032	0.910%	0.000%	0.010%
15	0.027	0.160%	0.000%	0.001%

C.4. Desplazamientos Laterales

Del modelamiento en el software ETABS obtenemos los desplazamientos y derivas máximas, para nuestro caso según Ángel San Bartolomé (2009) en su informe técnico evaluación del sistema Emmedue; menciona que para edificaciones con el sistema de muros Emmedue deriva máxima es de 0,003; sin embargo, para la comparación que se realizara con el sistema de albañilería confinada, se consideró una deriva de 0.005 para ambos casos.

Para calcular el desplazamiento real de nuestra edificación, obtenemos los desplazamientos del modelo el cual lo multiplicaremos por 0.85R, así mismo; como sabemos la estructura es irregular por esquinas entrantes y de acuerdo a la norma

sismorresistente al valor anterior lo multiplicamos por 0.90 para así poder obtener el desplazamiento último y real, es decir:

$$\text{Desplazamiento Real} = 0.75 \times 0.85 \times R_x \text{ Dez. Etabs} \quad (\text{Ec.73})$$

De lo anterior obtenemos en la dirección “X” la siguiente tabla:

Tabla 25. Desplazamientos en X.

Verificación de Desplazamientos en X						
Story	Load Case / Combo	h entrepiso (cm)	Desplaz. (cm)	Desplaz. relativo (cm)	Δ Deriva (Elásticos)	Δ Deriva (Inelásticos) = Der Elast x 0.85R
Story5	S_ DIN_Xs Max	264	1.374	0.290	0.0011	0.0028
Story4	S_ DIN_Xs Max	264	1.103	0.324	0.0012	0.0031
Story3	S_ DIN_Xs Max	264	0.800	0.330	0.0013	0.0032
Story2	S_ DIN_Xs Max	264	0.490	0.296	0.0011	0.0029
Story1	S_ DIN_Xs Max	300	0.211	0.222	0.0007	0.0019

Asimismo, en la dirección “Y” obtenemos la siguiente tabla:

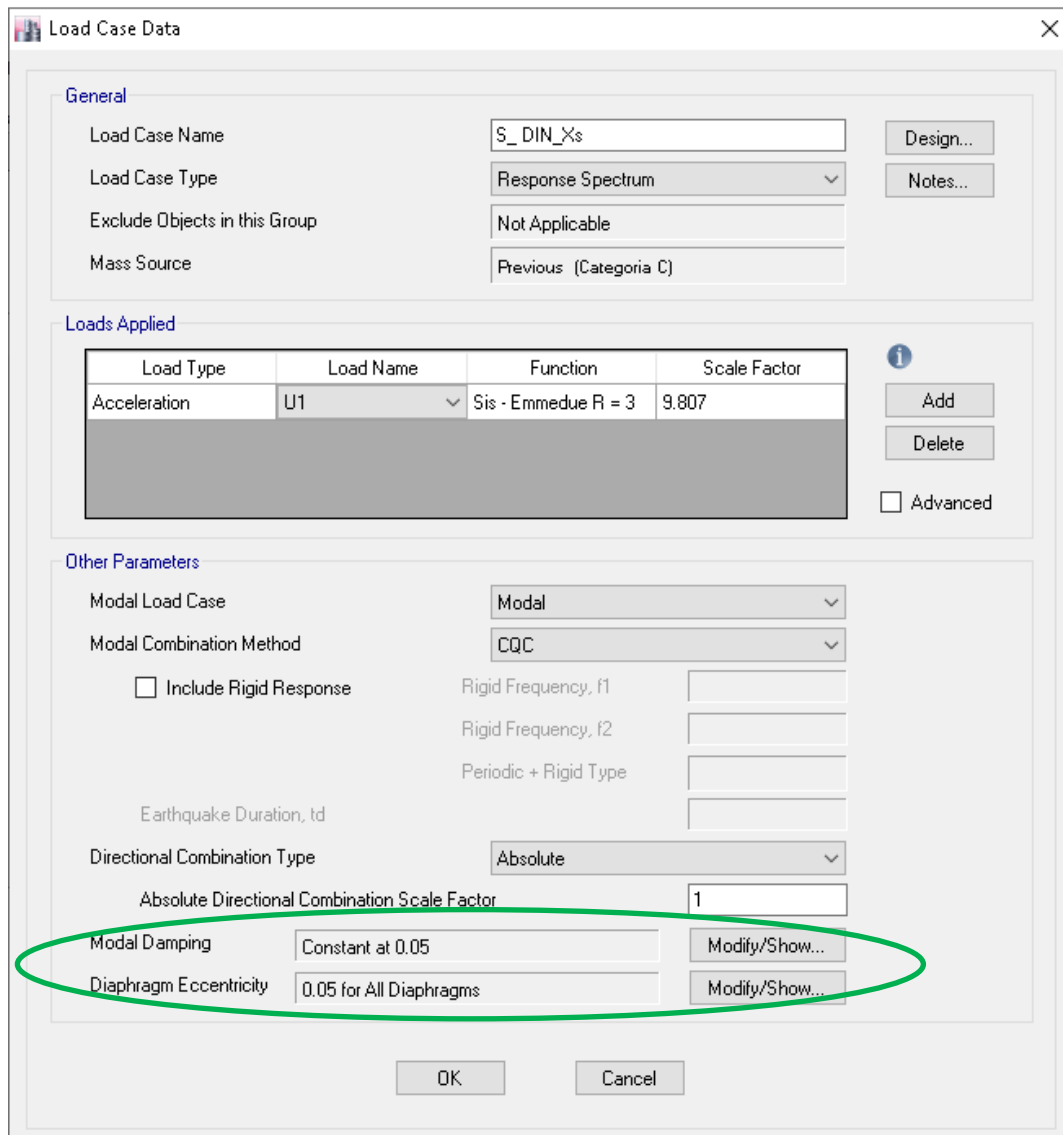
Tabla 26. Desplazamientos en Y.

Verificación de Desplazamientos en Y						
Story	Load Case / Combo	h entrepiso (cm)	Desplaz. (cm)	Desplaz. relativo (cm)	Δ Deriva (Elásticos)	Δ Deriva (Inelásticos) = Der Elast x 0.85R
Story5	S_ DIN_Ys Max	264	4.911	1.246	0.0047	0.0120
Story4	S_ DIN_Ys Max	264	3.966	1.420	0.0054	0.0137
Story3	S_ DIN_Ys Max	264	2.877	1.471	0.0056	0.0142
Story2	S_ DIN_Ys Max	264	1.742	1.328	0.0050	0.0128
Story1	S_ DIN_Ys Max	300	0.713	0.920	0.0031	0.0078

C.5. Torsión

Por otro lado, la Norma E-030 indica que en el análisis dinámico se debe considerar una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo el cual es igual al 5% de la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección del análisis.

En nuestro caso se definió esta excentricidad accidental en el programa ETABS como se muestra a continuación:



Load Case Data

General

Load Case Name: S_DIN_Xs [Design...]

Load Case Type: Response Spectrum [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Previous (Categoria C)

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Sis - Emmedue R = 3	9.807

[Add] [Delete] [Advanced]

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Modal Combination Method: CQC

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1: []

Rigid Frequency, f2: []

Periodic + Rigid Type: []

Earthquake Duration, td: []

Directional Combination Type: Absolute

Absolute Directional Combination Scale Factor: 1

Modal Damping: Constant at 0.05 [Modify/Show...]

Diaphragm Eccentricity: 0.05 for All Diaphragms [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 50. Excentricidad para Albañilería en ETABS.

2.4.3.8 Diseño de los elementos estructurales de Emmedue.

A. Diseño de Muros Emmedue

Para el diseño de muros Emmedue de nuestra tesis consideramos el muro Y10.

A continuación, tenemos las siguientes propiedades:

- Dimensiones del panel

$$t = 0.10\text{m}$$

$$L_w = 2.99\text{m}$$

$$h_w = 2.80\text{m}$$

$$S_{varilla} = 7.5\text{cm}$$

- Datos obtenidos del programa Etabs

$$M_{\text{máx}} = 50.26 \text{ tn-m}$$

$$P_{\text{máx}} = 89.35 \text{ tn}$$

$$V_{\text{máx}} = 24.14 \text{ tn}$$

1.1 Chequeo por Flexocompresión

Tabla 27. Cargas de muro Y10 Emmedue para Flexocompresión.

		Piso 1						
Muro	Combos	P (Tonf)		M2 (Tonf - m)		M3 (Tonf - m)		
		Top	Bottom	Top	Bottom	Top	Bottom	
EY10	Comb1	1.4D + 1.7L	32.559	37.236	0.055	0.020	0.821	1.812
	Comb2 Max	1.25D + 1.25L + S_DIN_X	23.897	26.948	0.020	0.049	0.082	0.706
	Comb2 Min	1.25D + 1.25L + S_DIN_X	30.694	35.667	0.069	0.016	1.407	3.723
	Comb3 Max	1.25D + 1.25L + S_DIN_Y	8.205	26.735	0.037	0.023	15.764	47.244
	Comb3 Min	1.25D + 1.25L + S_DIN_Y	62.796	89.350	0.053	0.009	17.089	50.261
	Comb4 Max	0.9D + S_DIN_X	10.290	11.666	0.006	0.039	0.506	1.497
	Comb4 Min	0.9D + S_DIN_X	17.087	20.386	0.043	0.025	0.983	2.933
	Comb5 Max	0.9D + S_DIN_Y	21.813	42.016	0.011	0.014	16.188	48.035
	Comb5 Min	0.9D + S_DIN_Y	49.189	74.068	0.027	0.000	16.665	49.471
		Máximos		62.796	89.350	0.069	0.049	17.089

Tabla 28. Cargas de muro Y10 Emmedue para Diagrama de interacción.

Ptos	P Ton	M Tonn - m	ØP Ton	ØM Ton - m
------	----------	---------------	-----------	---------------

1	253.06	0.00	177.14	0.00
2	253.06	41.74	177.14	29.22
3	248.97	71.01	174.28	49.70
4	217.41	92.54	152.19	64.77
5	185.00	106.47	129.50	74.53
6	151.30	113.00	105.91	79.10
7	116.59	110.74	91.69	87.10
8	81.85	98.38	73.67	88.54
9	47.14	75.90	42.42	68.31
10	12.43	43.34	11.19	39.00
11	-22.76	0.00	-20.49	0.00

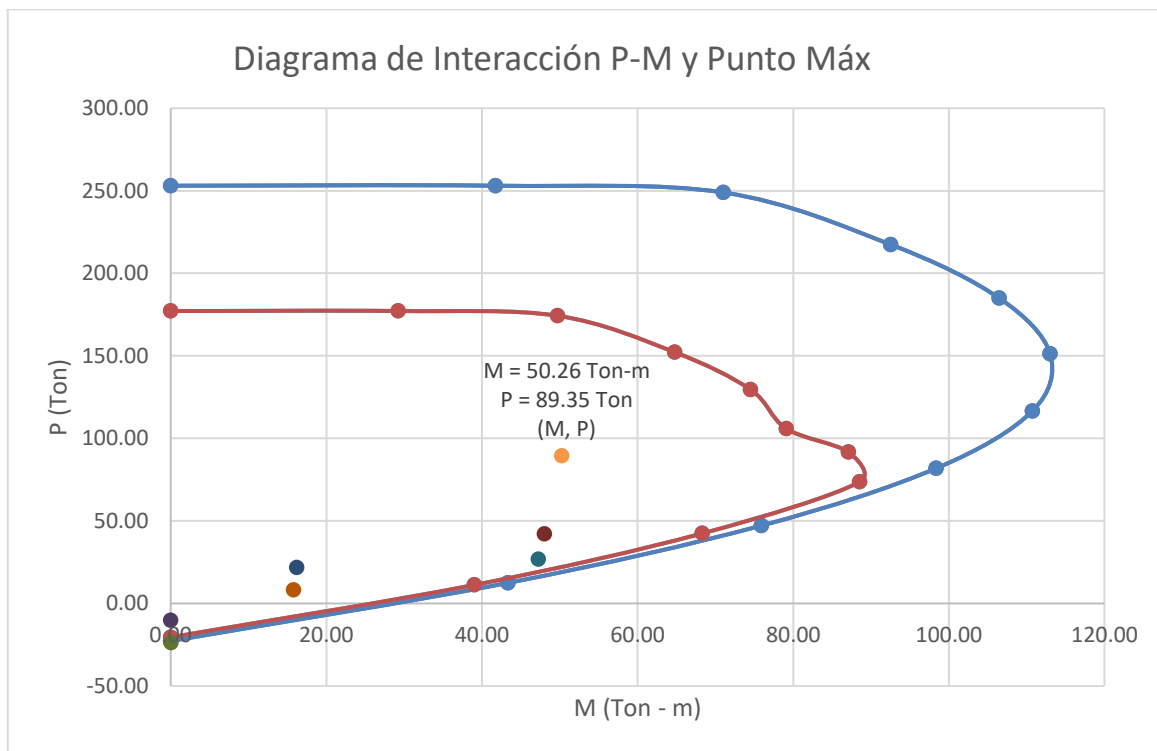


Figura 51. Diagrama de Interacción P-M del Muro Y10 Emmedue.

Se tienen los siguientes datos:

$\emptyset P_n = 45.95 \text{ Tn}$	}	$P_u \leq \emptyset P_n$
$\emptyset M_n = 50.44 \text{ Tn-m}$		$91.88 \leq 45.95$
$M_{\text{máx}} = 50.26 \text{ Tn-m}$	}	$M_u \leq \emptyset M_n$
$P_{\text{máx}} = 89.35 \text{ Tn}$		$52.38 \leq 50.44$

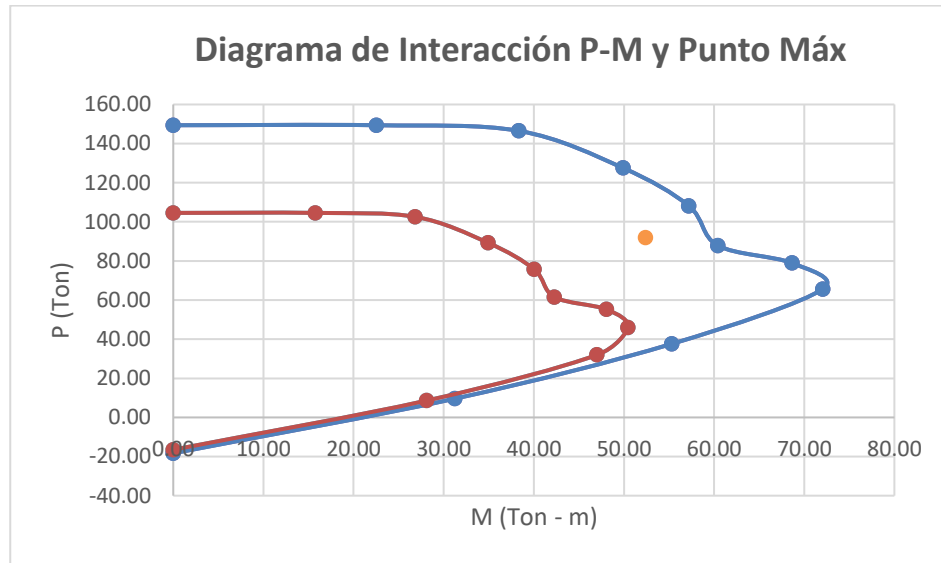


Figura 52. Diagrama de Interacción P-M y punto Máximo de Flexocompresión del Muro Y10 Emmedue.

De la tabla 28; podemos observar que reemplazando los valores del muro Y10 ($M_{\text{máx}} = 52.38 \text{ tn-m}$ y $P_{\text{máx}} = 91.88$) en la gráfica; estos se encuentran fuera de la misma; que significa que el muro tendrá problemas en flexocompresión.

1.2 Chequeo por Corte

1.2.1 Resistencia de corte del Muro

$$\emptyset V_n = \emptyset (V_c + V_s) = \emptyset (A_{cv} * \alpha_c * \lambda * \sqrt{f'c} + \rho_t * F_y) \quad (\text{Ec. 74})$$

1.2.2 Cortante nominal del Muro

$$V_n = A_{cv} * (\alpha_c * \lambda * \sqrt{f'c} + \rho_t * F_y) \quad (\text{Ec. 75})$$

Tomando en consideración la siguiente condición:

$$\alpha_c = 1/4 \quad \text{para } h_w/l_w \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 1/6 \text{ para } h_w/l_w \geq 2.0$$

$$\frac{h_w}{L_w} = \frac{2.8}{2.99} = 0.94; \text{ por lo tanto, } \alpha_c = 0.25$$

Dónde:

$\lambda = 1.0$, para el concreto de peso normal

A_{cv} = Área bruta de la sección del muro

A_s = Área total de refuerzo

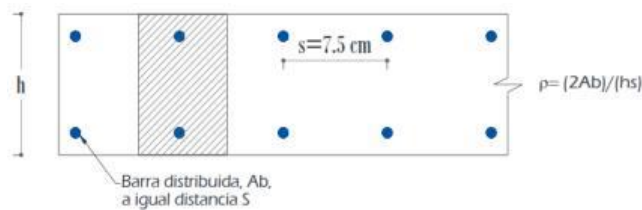
p_t = Cuantía de refuerzo horizontal

Por lo tanto

$$\lambda = 1.0$$

$$A_{cv} = 0.06\text{m} \times 2.99\text{m} \times 10000 = 1794\text{cm}^2$$

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



$$p_t = \frac{4 * 0.071}{10 * 7.5} = 0.004$$

$$V_n = (1794 * ((0.25 * 1 * \sqrt{210}) + (0.004 * 6120))) / 1000 = 47.890 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 0.60 \times 47.890 = 28.734 \text{ Ton}$$

$$V_u \text{ diseño} \leq \phi V_n$$

$$24.141 \text{ Tn} \leq 28.734 \text{ Tn} \quad \text{Ok}$$

1.3 Chequeo de Conexión Muro – Losa

El chequeo de la conexión muro losa se lo hace considerando una losa de 3.96 m x

2.50 m, para ver el esfuerzo que se produce en la losa a la cual consideraremos que

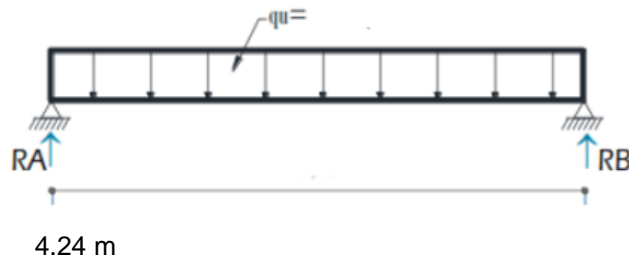
esta simplemente apoyada, para el análisis lo realizaremos en una franja de 1.00 m ancho como si fuese una viga ancha de 2.50 m de largo, con una carga distribuida de 0,388 Tn /m² de carga viva, y 1.061 Tn /m² de carga muerta.

Reemplazando los valores de carga viva y muerta en la combinación de carga última se tiene:

$$CU = 1.4CM + 1.7CV \quad (\text{Ec.76})$$

$$CU = (1.4 \times 1.061) + (1.7 \times 0.388) = 2.218 \text{ Tn/m}^2 \text{ CONSIDERAR CALCULO O EL MAYOR DE ETABS}$$

Entonces la CU= 2.218 Tn/m² x 1.00 m; se tiene CU = 2.218 Tn/m (por metro de losa)



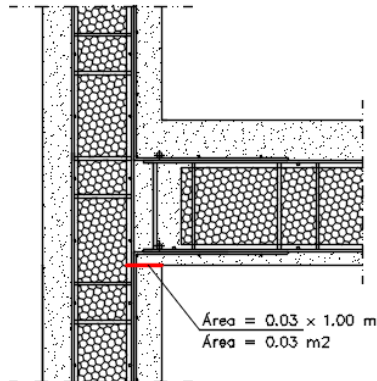
Calculamos las reacciones que se produce en el apoyo

$$RA = \frac{wl}{2} \quad (\text{Ec. 77})$$

$$RA = \frac{2.218 \text{ Tn/m} \times 2.99\text{m}}{2}$$

$$RA = 3.315 \text{ Tn}$$

$$R_A = R_B = P = 3.315 \text{ Tn}$$



Con la reacción obtenida del apoyo determinamos el esfuerzo:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (\text{Ec. 78})$$

Para calcular el esfuerzo se consideró en un ancho $b = 0.05 \text{ m}$ y longitud $l = 1.00 \text{ m}$

$$A = b \times l$$

$$A = (0.05 \times 1.00) = 0.05 \text{ m}^2$$

El esfuerzo calculado deberá ser muy pequeño con respecto al esfuerzo a la compresión del hormigón f'_c , para ver si es suficiente la conexión, deberá cumplir la condición:

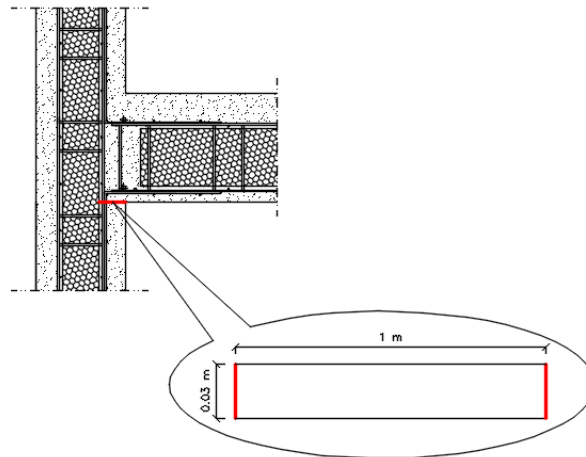
$$\sigma < f'_c$$

$$\sigma = \frac{3.315 \text{ Tn}}{0.03 \text{ m}^2}$$

$$\sigma = 110.51 \text{ Tn/m}^2 = 11.05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$11.05 \text{ Kg/cm}^2 < 210 \text{ Kg/cm}^2$$

La conexión entre el muro y la losa es correcta.



1.4 Verificación del panel Emmedue para soportar las cargas aplicadas

1.4.1 Verificación de Acero Vertical y horizontal

Esfuerzo útil de mortero

$$f'm = 0.85 * 21 \text{ MPa} \quad (\text{Ec. 79})$$

Esfuerzo de trabajo del acero de refuerzo

$$f_s = 0.75 F_y \quad (\text{Ec. 80})$$

Datos de Diseño

$$f'm = 178.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 6120 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 3750 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

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

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

El panel que se está analizando es el panel PSME (Panel Simple Para Muro Estructural Emmedue)

La suma de la cuantía de refuerzo horizontal y vertical no será menor que 0,002; y ninguna de las cuantías será menor que 0,0007

$$\rho_h + \rho_v \geq 0.002$$

$$\rho_h \geq 0.0007 \quad \rho_v \geq 0.0007$$

Dónde:

$$\rho_h = \frac{A_{sh}}{S_{ht}} \quad \text{Ec. 81} \quad \rho_v = \frac{A_{sv}}{S_{vt}} \quad \text{Ec. 82}$$

A_{sh} = Área de acero de refuerzo horizontal que se colocará a una separación vertical S_h .

A_{sv} = Área de acero de refuerzo vertical que se colocará a una separación vertical S_v .

$\emptyset = 3$ mm; Se considera que existen 13 varillas debido a que la separación entre varilla es de 7,5 cm como ya se mencionó anteriormente; a cada lado en 1 metro de panel.

$$A_v = \frac{\pi d^2}{4}$$

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

$$A_s \text{ total} = 13 \times 0.071 = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = 0.0007$$

$$\rho_v = \rho_h = \frac{A_s}{S_{ht}} \geq 0.0007$$

$$\rho_v = \rho_h = \frac{1.88 \text{ cm}^2}{7.5 \text{ cm} \times 6 \text{ cm}} \geq 0.04189$$

$$\rho_v, \rho_h \geq 0.0007$$

$$\rho_v = \rho_h = 0.04189 \geq 0.0007 \text{ Ok}$$

$$\rho_h + \rho_v \geq 0.002$$

$$\rho_h + \rho_v = 0.0837 \geq 0.002 \text{ Ok}$$

Por lo tanto, el acero vertical y horizontal es adecuado

$$A_e = L \times t$$

$$A_e = 100\text{cm} \times 6\text{cm} = 600 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{A_e}$$

$$\rho = \frac{1.88 \text{ cm}^2}{600 \text{ cm}^2} = 0.0031$$

1.4.2 Esfuerzo de Fluencia permisible

Esfuerzo de Fluencia Máximo

$$f_{sc_{\max}} = 0.4f_y \quad (\text{Ec. 83})$$

$$f_{sc_{\max}} = 0.4 \times 6120 \text{ Kg/cm}^2 = 2448 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo de Fluencia del Panel

$$f_{sc_{\text{panel}}} = 0.4f_s \quad (\text{Ec. 84})$$

$$f_{sc_{\text{panel}}} = 0.4 \times 4590 \text{ Kg/cm}^2 = 1836 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{sc_{\max}} > f_{sc_{\text{panel}}}$$

$$2448 \text{ Kg/cm}^2 > 1836 \text{ Kg/cm}^2$$

1.4.3 Cálculo de la Carga Axial de Compresión

La máxima resistencia axial teórica del muro sometido a carga axial sin

excentricidad, P_o se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$P_o = 0.85f'm(A_e - A_s) + A_s f_y \leq f'mA_e \quad (\text{Ec. 85})$$

$$P_o = 0.85 \times 178.5 (600 - 1.88) + (1.88 \times 6120) = 102285 \text{ Kg}$$

$$f'mA_e = 178.5 \times 600 = 107100 \text{ Kg}$$

$$P_o \leq f'mA_e$$

$$102285 \text{ Kg} \leq 107100 \text{ Kg} \text{ "Ok"}$$

Resistencia nominal para la Carga Axial

$$P_n = 0.80 P_o R_e \quad (\text{Ec. 86})$$

$$R_e = 1 - \left(\frac{h'}{40t} \right)^3$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

Determinamos el efecto de esbeltez del muro en la carga axial se obtiene por

medio del parámetro R_e .

$$R_e = 1 - \left(\frac{2.8 \text{ m}}{40 \times 0.10 \text{ m}} \right)^3 = 0.657$$

$$P_n = 0.80 \times 102285 \text{ Kg} \times 0.657 = 53760.96 \text{ Kg}$$

$$\phi P_n = 0.80 \times 53760.96 \text{ Kg} = 43008.77 \text{ Kg}$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$91880.40 \text{ Kg} \leq 43008.77 \text{ Kg. Revisar}$$

1.4.4 Área de acero por cortante

Cortante aportado por el alambre que posee el panel

$$A_v = \pi r^2$$

$$A_v = \pi (0.15)^2 = 0.071 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 0.75 f_y$$

$$f_s = 0.75 \times 6120 \text{ Kg/cm}^2 = 4590 \text{ Kg/cm}^2$$

$L = 100 \text{ cm}$ Ancho efectivo

Separación del alambre 7.5 cm

$\phi = 0.85$

$$V_n = A_v \times f_s \times \frac{L}{\text{separación del alambre}} \quad (\text{Ec. 87})$$

$$V_n = 0.071 \text{ cm}^2 \times 4590 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \times \frac{100 \text{ cm}}{7.5 \text{ cm}} = 4325.973 \text{ Kg}$$

$$V_e = \phi V_n$$

$$V_e = 0.60 \times 4325.973 \text{ Kg} = 2595.584 \text{ kg}$$

Cortante aportante por el muro

$$V_c = 0.50 \times A_{mv} \sqrt{f'_m}$$

$$V_c = 0.5 \times 2.99 \times 100 \times 6 \times \sqrt{178.5} = 11984.269 \text{ Kg}$$

$$\phi V_c = 0.85 \times 11984.269 \text{ Kg} = 10186.629 \text{ Kg}$$

$$V_t = V_e + \phi V_c \quad (\text{Ec. 88})$$

$$V_t = 2595.584 \text{ kg} + 10186.629 \text{ Kg} = 12782.213 \text{ Kg}$$

Siendo el cortante máximo de: $V_{\max} = 24140.600 \text{ Kg}$

$$V_t > V_{\max}$$

$$11930.488 \text{ Kg} > 24140.600 \text{ Kg. (Revisar)}$$

B. Diseño de Losa Emmedue

Las losas Emmedue se modelaron como losas macizas; ya que la losa Emmedue está compuesta por 3cm de concreto en la parte inferior, 4 cm de poliestireno en la zona central y 5cm de concreto en la superior; por lo que, se modelo una losa maciza de 8 cm de espesor de concreto sin el poliestireno, utilizando los siguientes materiales:

- Concreto de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

- Acero de $f_y = 6120 \text{ Kg/cm}^2$ y $\varnothing = 3\text{mm}$

Para tomar las reacciones del modelo estructural; en el diseño de la losa primero utilizamos los criterios los establecidos en la Norma E.060, estableciendo la siguiente combinación de carga:

$$- U1 = 1.4(PP + CM) + 1.7(CV + CVT) \quad (\text{Ec. 89})$$

En las figuras 53 y 54 se presentan los resultados para fuerzas cortantes y momentos, respectivamente; los cuales han sido generados por la combinación de carga, para el diseño de la losa.

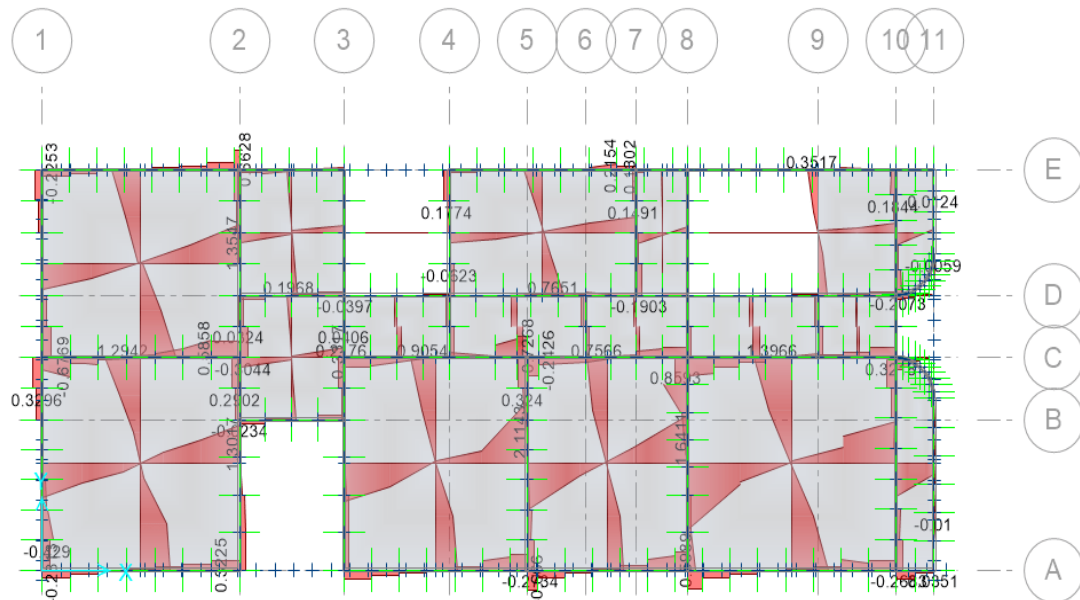


Figura 53. Cortantes en Losa (Ton)

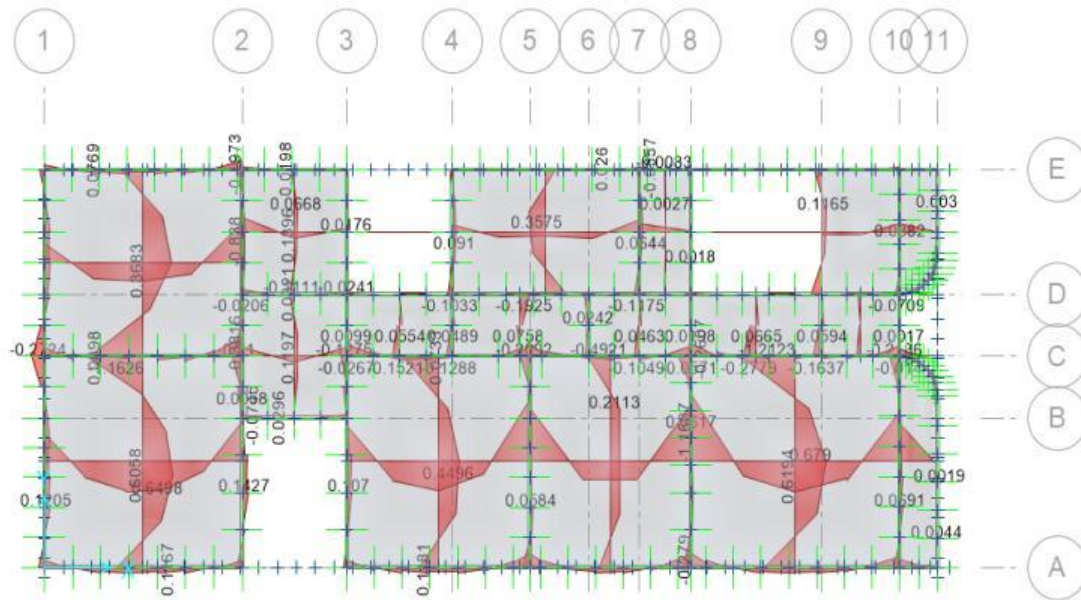


Figura 54. Momentos en Losa (Ton-m)

En las figuras 55 y 56; se muestra el diseño de la losa en función a los cortantes y momentos de diseño.

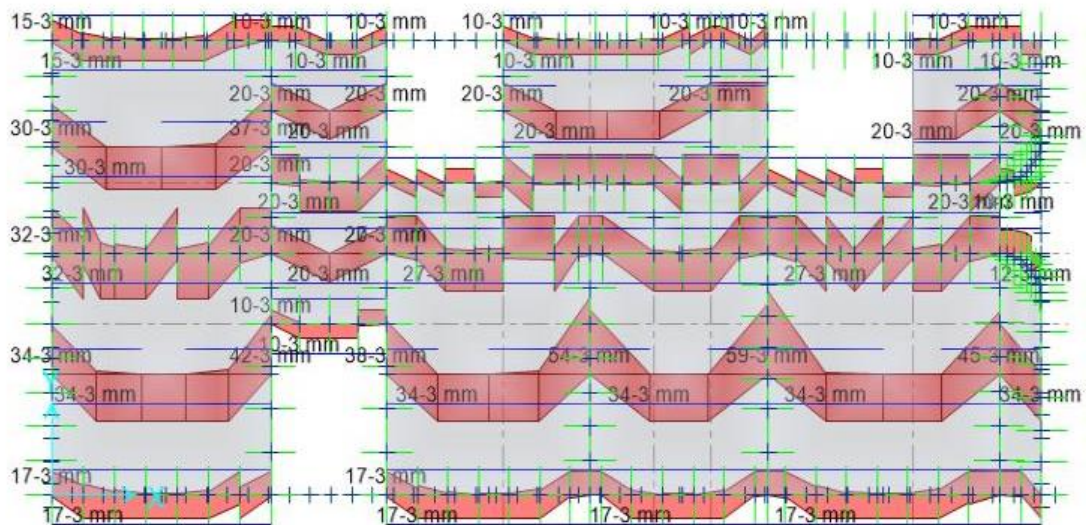


Figura 55. Distribución de acero superior e inferior de Ø3 mm en losa para Layer A

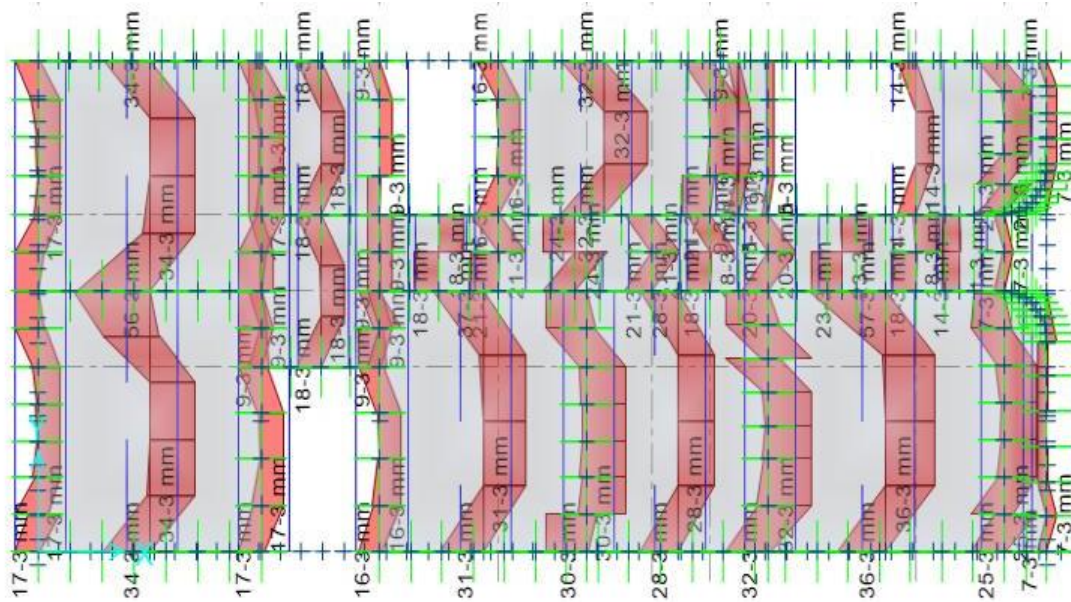


Figura 56. Distribución de acero superior e inferior de Ø3 mm en losa para Layer B

C. Diseño de Cimentación en Emmedue

Para el diseño de las cimentaciones del proyecto se utilizó el programa SAFE 2016, usando los sistemas de modelación. Para tomar las reacciones en las bases del modelo estructural; en el diseño de las cimentaciones primero utilizamos los criterios establecidos en la Norma E.060. Con esto creamos en el programa las siguientes combinaciones de cargas:

$$- S1 = (PP+CM) + (CV+CVT) \quad (\text{Ec. 90})$$

$$- S2X = (PP+CM) + 0.70(CV+CVT) + 0.525CSx \quad (\text{Ec. 91})$$

$$- S2Y = (PP+CM) + 0.70(CV+CVT) + 0.525CSy \quad (\text{Ec. 92})$$

$$- S3X = (PP+CM) + 0.70CS_x \quad (\text{Ec. 93})$$

$$- S3Y = (PP+CM) + 0.70CS_y \quad (\text{Ec. 94})$$

Las reacciones en las bases de la estructura que nos arroje el programa por las combinaciones de carga serán las que tendrán que soportar el terreno para la vivienda multifamiliar para lo cual evaluaremos la cimentación en el programa SAFE 2016.

Para el modelado de la cimentación utilizaremos los siguientes datos:

- Para las zapatas colocamos un $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

Para las Características del suelo, utilizamos:

- $q_a = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$
- Coeficiente de Balasto = 2.2 Kg/cm^2

Antes de iniciar el modelamiento, realizamos el dimensionamiento de las zapatas corridas, para lo cual usaremos las cargas vivas y muertas (PL, PD); que transfieren los muros Emmedue a la base, esos datos serán tomados del Etabs como se muestra en las siguientes figuras:

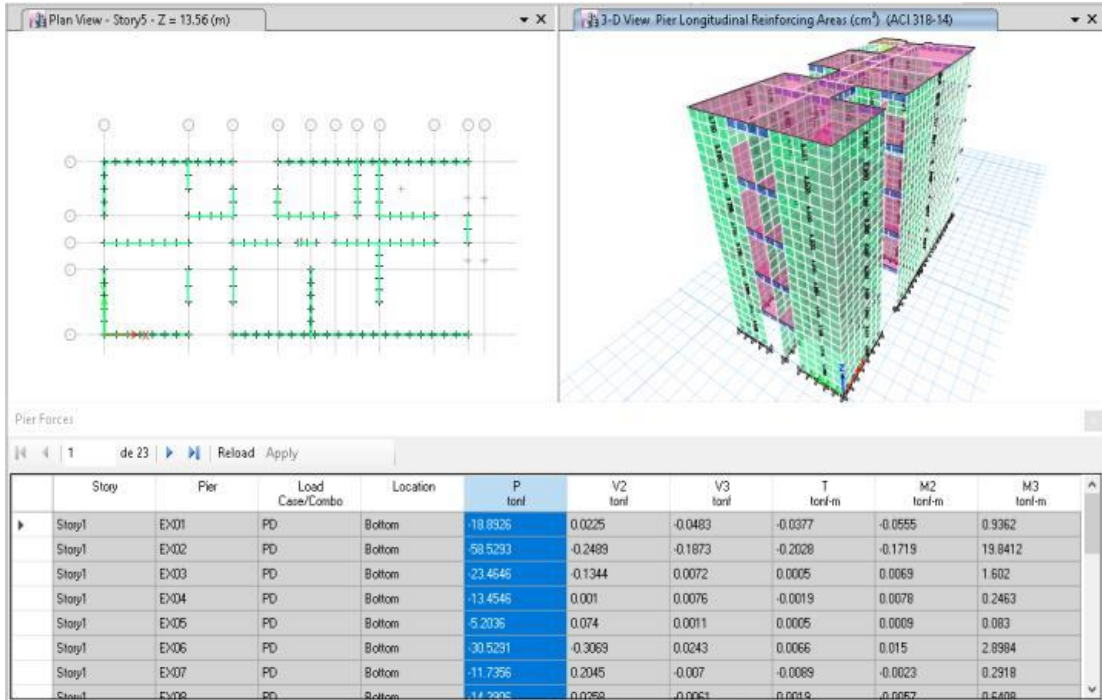


Figura 57. Carga muerta de la edificación.

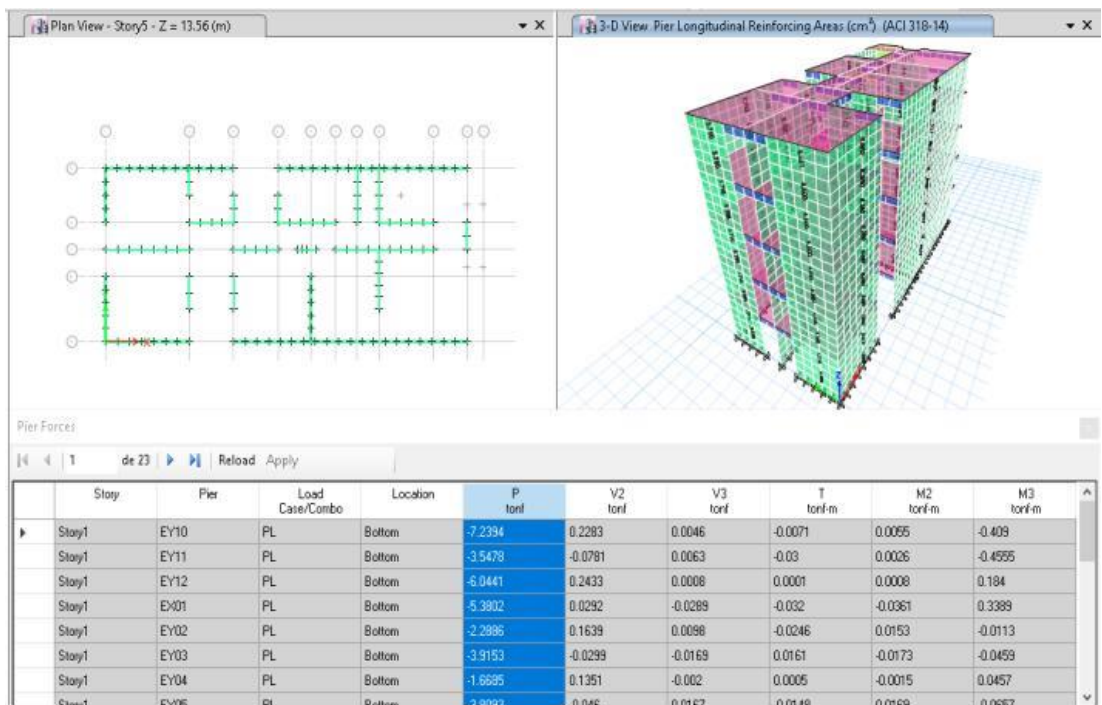


Figura 58. Carga viva de la edificación.

Con los datos de las cargas que nos da Etabs se Pre dimensiona las zapatas corridas para el edificio analizado como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 29. Dimensionamiento del Ancho de los Cimientos Corridos

Dimensionamiento de Zapatas								
Pier	Cargas			Muro		Zapata Corrida		
	D (Kg/m)	L (Kg/m)	1.2D + 1.6L (Kg/m)	Lm (m)	e (m)	σ_u Kg/cm ²	B (m)	H (cm)
M-01	4255.09	1211.76	7044.92	4.44	0.10	0.70	1.00	30
M-02	4841.13	1522.18	8244.85	12.09	0.10	0.82	1.00	30
M-03	5284.82	1874.01	9340.20	4.44	0.10	0.93	1.00	30
M-04	5381.84	2021.88	9693.22	2.50	0.10	0.97	1.00	30
M-05	5656.09	2091.96	10134.43	0.92	0.10	1.01	1.00	30
M-06	5962.71	2352.73	10919.63	5.12	0.10	1.09	1.00	30
M-07	4694.24	1567.84	8141.63	2.50	0.10	0.81	1.00	30
M-08	4718.23	1507.21	8073.42	3.05	0.10	0.81	1.00	30
M-09	5066.35	1820.72	8992.78	3.04	0.10	0.90	1.00	30
M-10	4017.25	1146.67	6655.37	6.69	0.10	0.67	1.00	30
M-11	3843.17	1052.18	6295.30	9.84	0.10	0.63	1.00	30
M-12	3899.02	1127.38	6482.63	3.25	0.10	0.65	1.00	30
M-13	3313.89	832.22	5308.22	2.75	0.10	0.53	1.00	30
M-14	6062.86	2237.31	10855.13	1.75	0.10	1.09	1.00	30
M-15	4426.32	1334.80	7447.26	1.25	0.10	0.74	1.00	30
M-16	5825.14	2176.74	10472.96	1.75	0.10	1.05	1.00	30
M-17	4435.60	1474.60	7682.08	1.50	0.10	0.77	1.00	30
M-18	3683.93	1079.20	6147.44	1.50	0.10	0.61	1.00	30
M-19	4667.57	1557.67	8093.35	3.00	0.10	0.81	1.00	30
M-20	4128.60	1221.16	6908.18	2.50	0.10	0.69	1.00	30
M-21	6498.72	2642.12	12025.85	2.74	0.10	1.20	1.00	30
M-22	4471.40	1419.12	7636.27	2.50	0.10	0.76	1.00	30
M-23	11526.91	4056.44	20322.60	1.49	0.10	1.63	1.25	30

Luego, se procedió a modelar las zapatas corridas para los muros en el programa Safe.

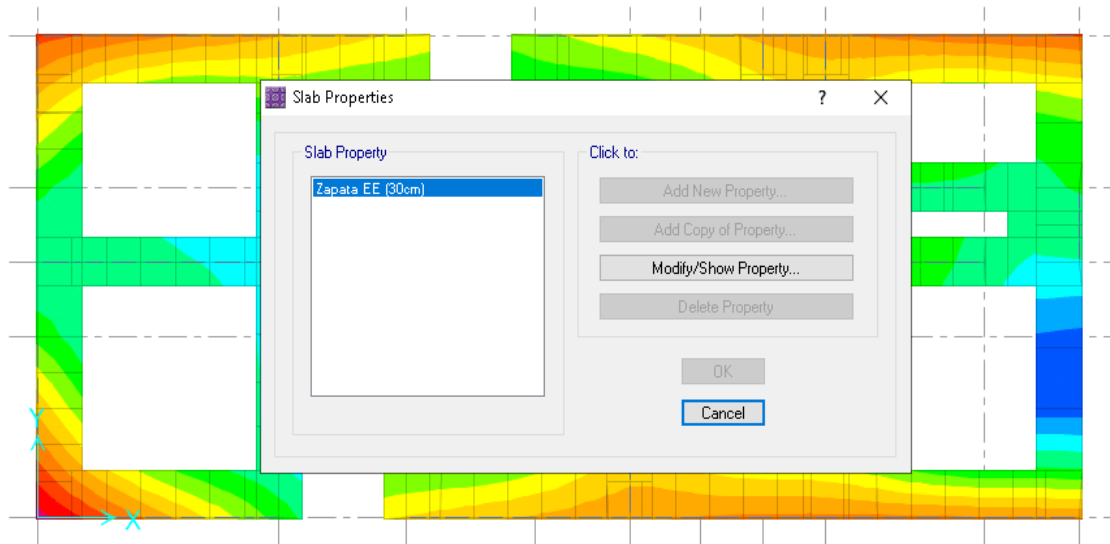


Figura 59. Asignación de propiedades.

Como se muestra en la figura 60 tenemos las zapatas corridas con los anchos encontrados en el dimensionamiento (ver tabla 29), también colocamos la capacidad del suelo de 1 Kg/cm^2 ; lo cual deberá soportar la carga transmitida por los muros de Emmedue.

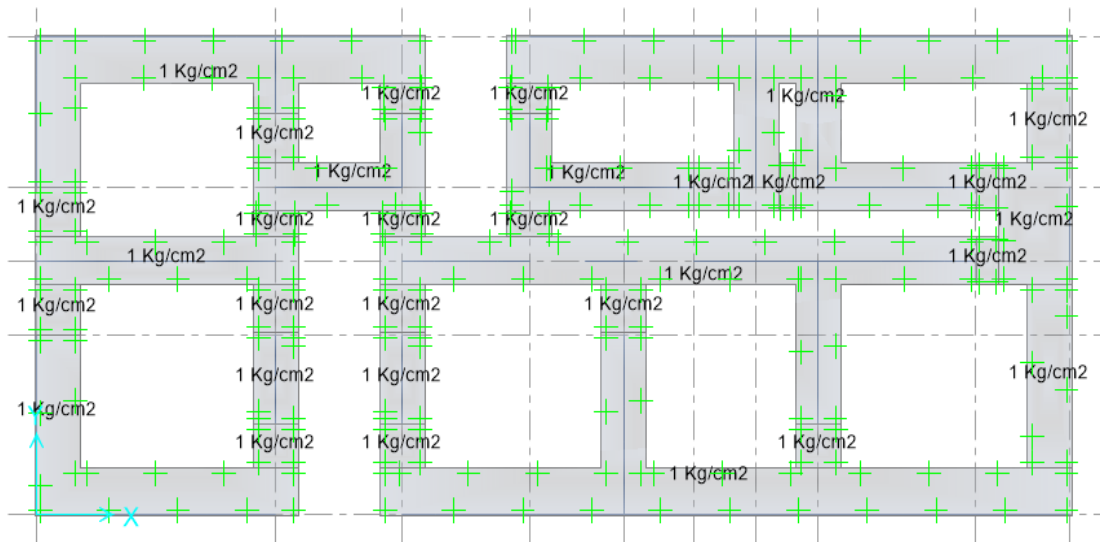


Figura 60. Asignación de propiedades de la capacidad portante.

En la siguiente figura; se nos muestra en el programa Safe las zonas críticas de las zapatas corridas para la combinación de servicio 1.

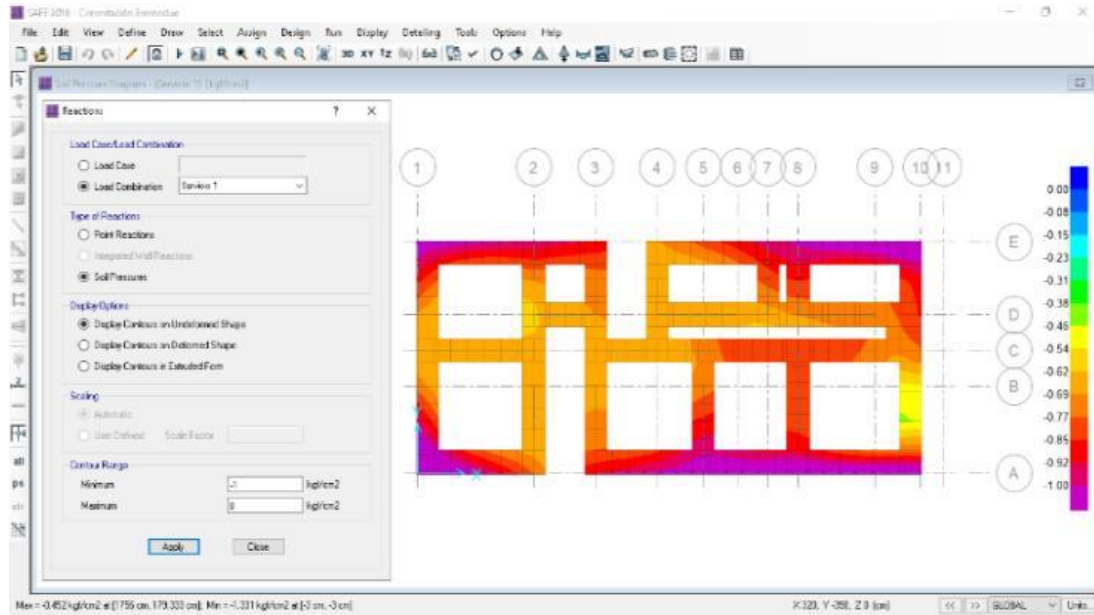
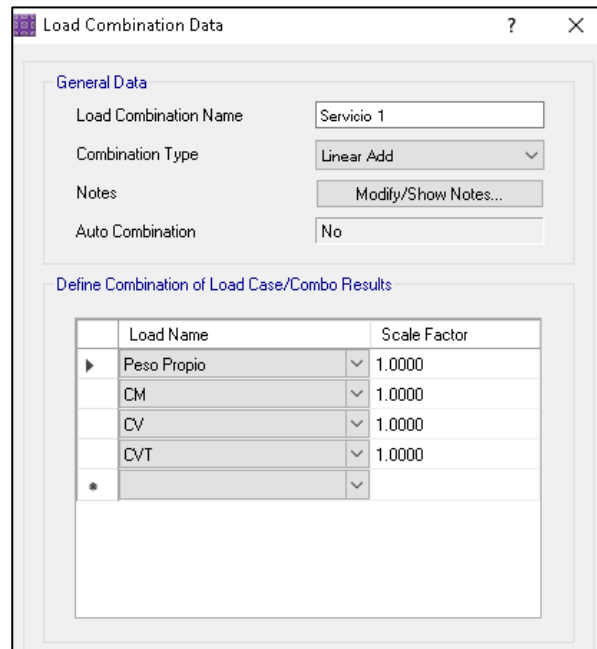


Figura 61. Análisis de zapatas corridas.



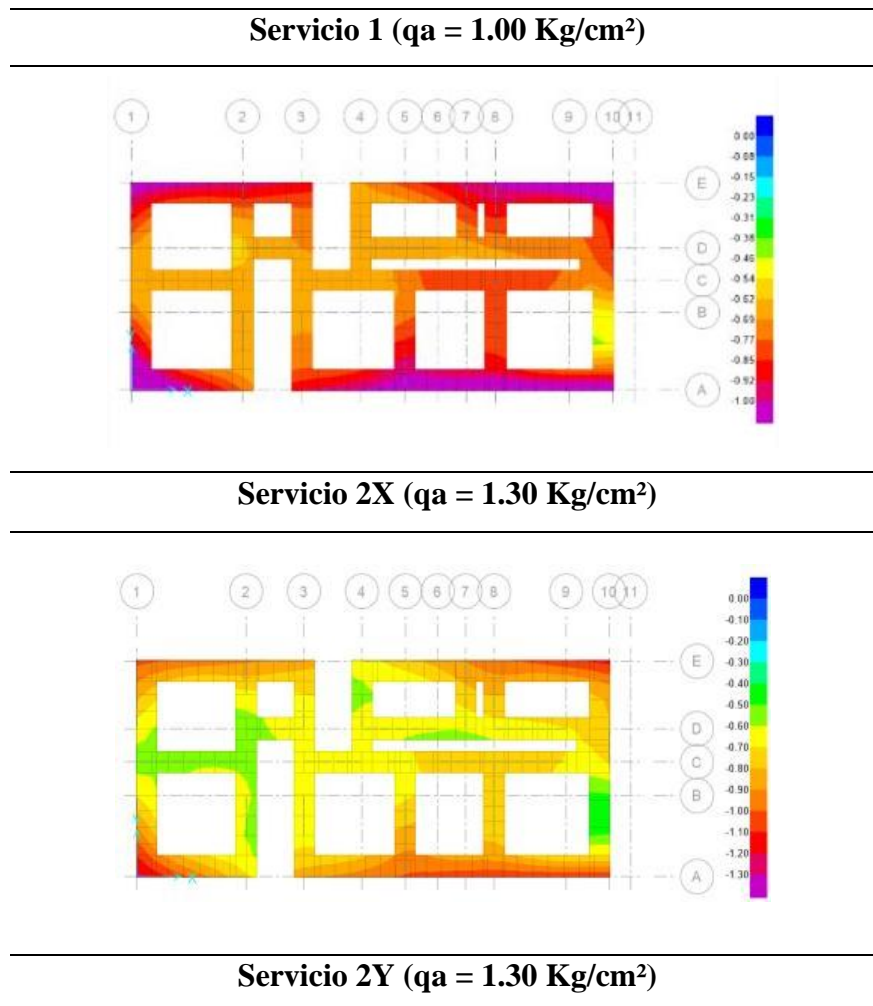
Load Name	Scale Factor
► Peso Propio	▼ 1.0000
CM	▼ 1.0000
CV	▼ 1.0000
CVT	▼ 1.0000
*	▼

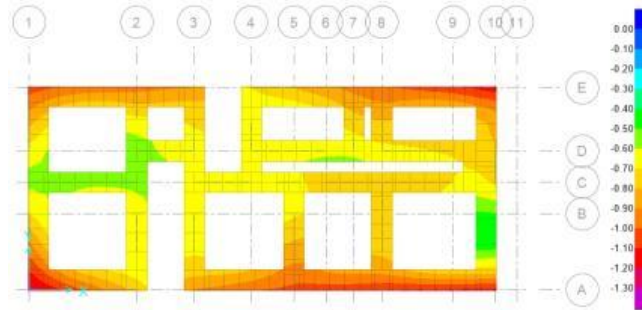
Figura 62. Combinación de servicio 1.

Como se observa en la figura 61; los esfuerzos generados en los bordes de la cimentación por la combinación de carga S1 (ver figura 62), sobrepasan la capacidad portante del suelo (1 Kg/cm^2).

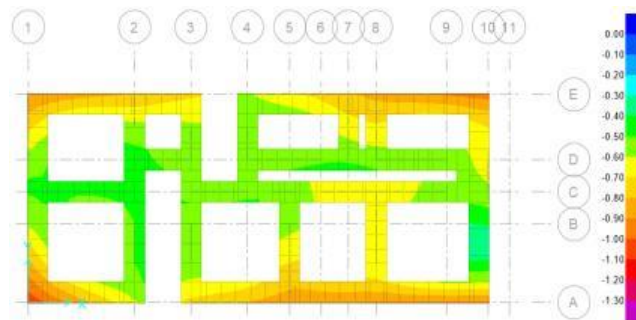
Para las combinaciones por sismo y según la norma E.060, se amplificó la capacidad portante del suelo hasta un 30%; obteniendo una resistencia de 1.3 Kg/cm^2 . Los esfuerzos generados en el suelo se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 30. Esfuerzos en la cimentación Emmedue generados por las comb. de Diseño

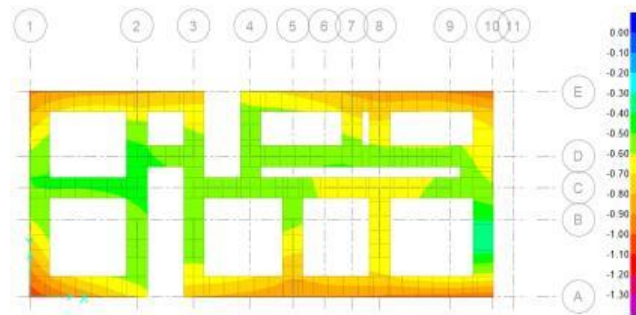




Servicio 3X ($q_a = 1.30 \text{ Kg/cm}^2$)



Servicio 3Y ($q_a = 1.30 \text{ Kg/cm}^2$)



Como podemos observar de la tabla 30; los esfuerzos generados por las combinaciones de sismo; no generan problema alguno en ninguna zona de la cimentación; y como ya mencionamos anteriormente el mayor problema se genera en los bordes de la cimentación para la combinación de Servicio 1; ya que sobrepasa la capacidad portante del suelo (1 kg/cm^2). Por lo que, se tendrá que mejorar el suelo;

ara obtener una mayor resistencia del mismo; y así la cimentación trabaje de manera adecuada.

En las figuras 63 y 64 se muestran los momentos y cortantes en las zapatas corridas; respectivamente, generados por las combinaciones de diseño y las cargas transmitidas por los muros Emmedue.

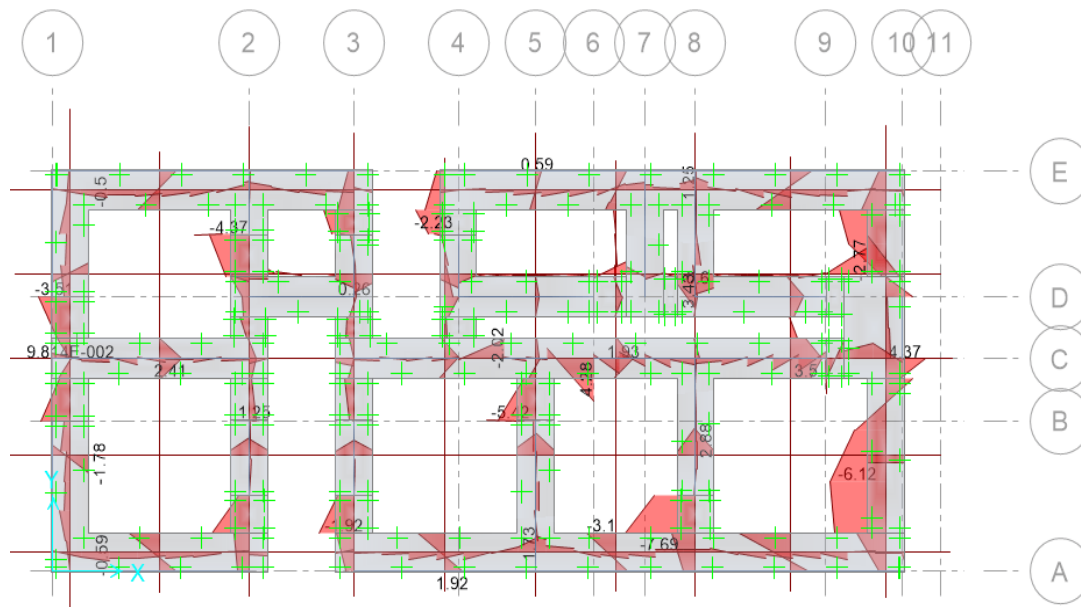


Figura 63. Momentos en Zapatas corridas (Ton-m)

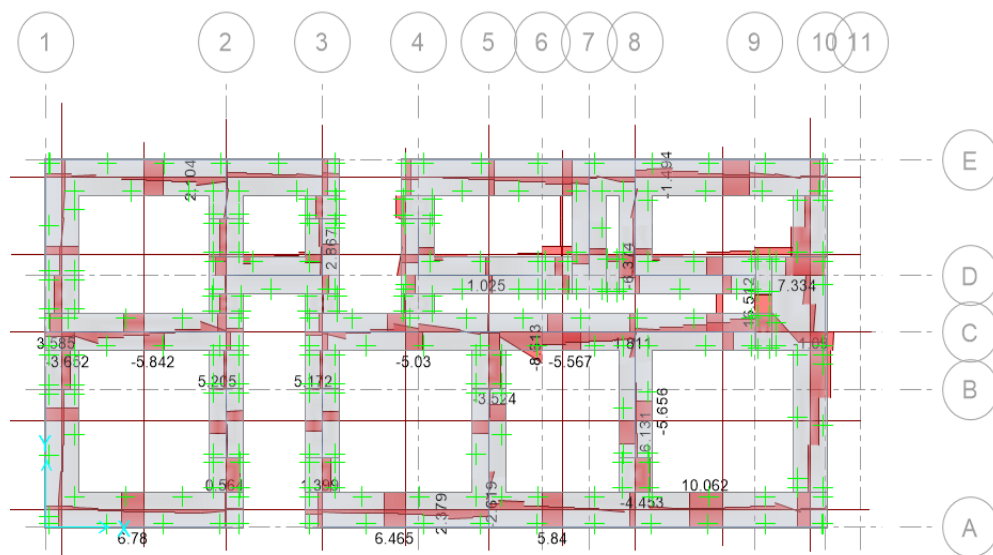


Figura 64. Cortantes en Zapatas corridas (Ton)

En las figuras 65 y 66; se muestra el diseño de las zapatas corridas en función a las cargas de diseño; colocando una malla doble de acero en la parte superior e inferior de $\varnothing 1/2''$ y $\varnothing 5/8''$, respectivamente.

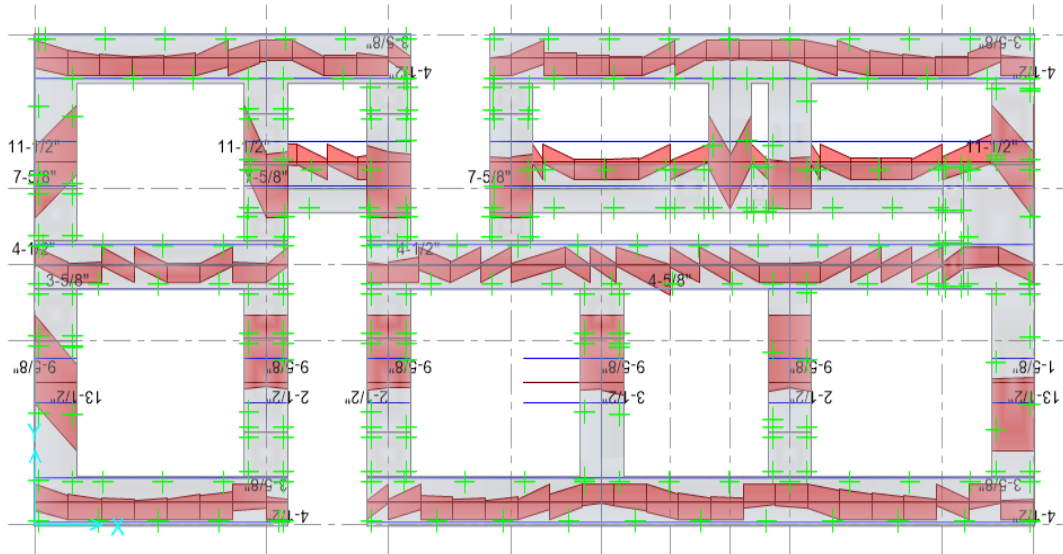


Figura 65. Distribución de acero en Cimentación Emmedue Layer A

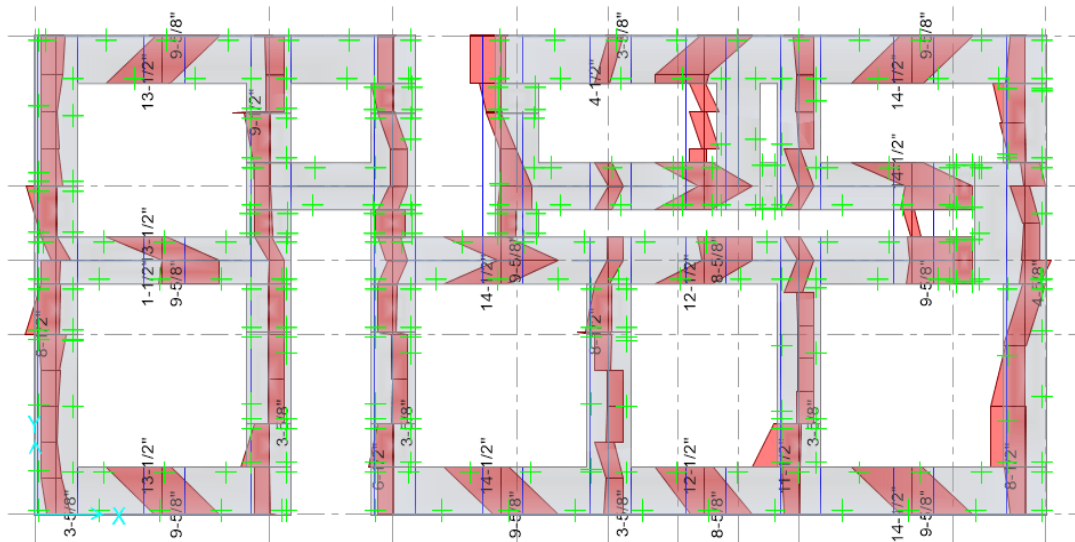


Figura 66. Distribución de acero en Cimentación Emmedue Layer B

CAPÍTULO III. RESULTADOS

En el presente capítulo; se mostrarán los resultados del modelamiento de la edificación para vivienda multifamiliar usando los sistemas de Albañilería y Emmedue.

3.1 Peso de la Vivienda

Tabla 31. Pesos de la vivienda con los Sistemas de Albañilería y Emmedue.

Load Case/Combo	Peso de Vivienda		% Diferencial de Peso
	Albañilería P (Ton)	Emmedue P (Ton)	
Peso Propio	692.33	297.65	57.01%
CM	254.06	90.85	64.24%
CV	115.16	115.13	0.03%
CVT	12.61	12.61	0.00%
Peso Total	1074.15	516.23	51.94%

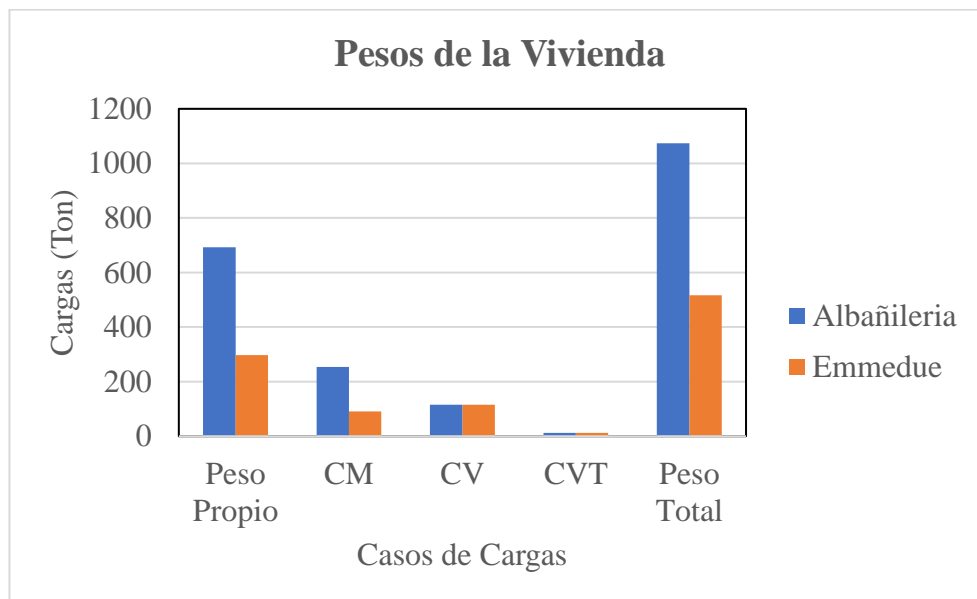


Figura 67. Pesos de Vivienda.

La figura 67 nos muestra que para el sistema de Albañilería confinada; el Edificación tiene un peso total 1074.15 Ton; superando en 51.94% al del peso total de la Edificación con el

sistema Emmedue la cual tiene un peso total de 516.23 Ton. Según lo cual, tenemos como cargas más significativas al Peso propio y la carga muerta, las cuales se aprecian en la tabla 31 y conforme a esta tabla vemos que la Albañilería Confinada supera al sistema Emmedue en 57.01% y 64.24%; respectivamente. La razón de la diferencia en el peso total de la edificación es que entre las características principales de la tecnología Emmedue predomina la de ser un sistema liviano.

3.2 Períodos y Frecuencias

Tabla 32. Periodos y frecuencias de la vivienda.

Periodos y frecuencias					
Case	Mode	Albañilería		Emmedue	
		Period sec	Frequency cyc/sec	Period sec	Frequency cyc/sec
Modal	1	0.350	2.857	0.556	1.797
Modal	2	0.215	4.647	0.366	2.733
Modal	3	0.191	5.224	0.293	3.417
Modal	4	0.098	10.238	0.155	6.463
Modal	5	0.066	15.178	0.105	9.508
Modal	6	0.057	17.682	0.083	12.038
Modal	7	0.050	20.150	0.078	12.750
Modal	8	0.036	27.769	0.055	18.067
Modal	9	0.034	29.429	0.054	18.604
Modal	10	0.030	33.092	0.044	22.879
Modal	11	0.027	36.410	0.044	22.917
Modal	12	0.026	38.303	0.039	25.397
Modal	13	0.022	45.785	0.033	30.559
Modal	14	0.022	45.886	0.032	31.702
Modal	15	0.018	54.780	0.027	37.647

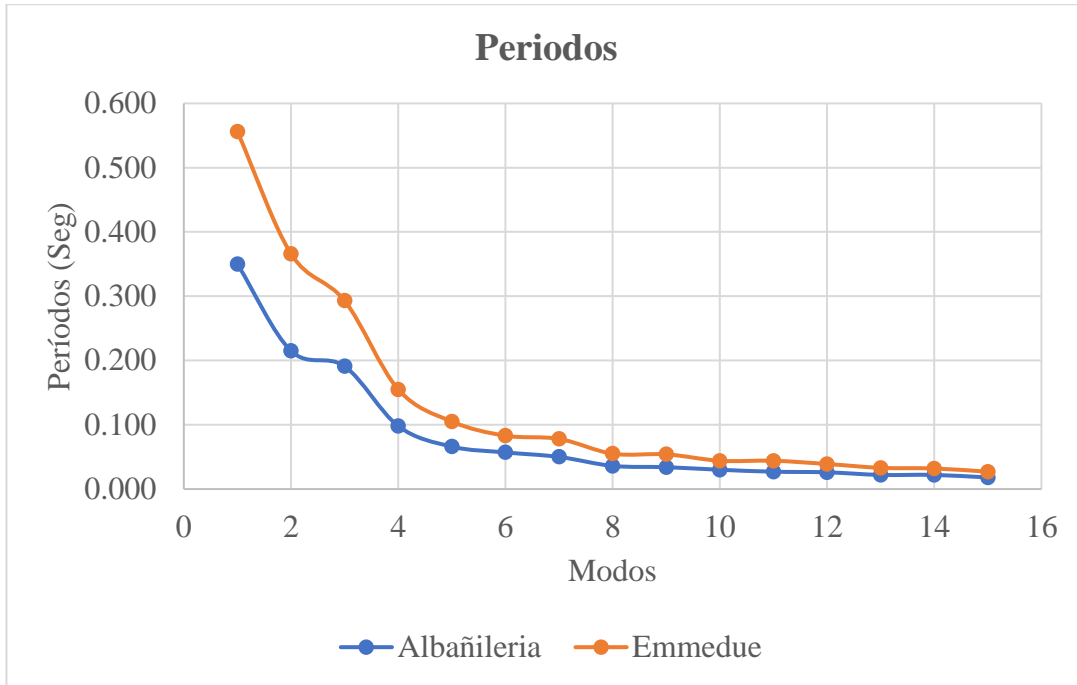


Figura 68. Periodos del Modelamiento de Vivienda.

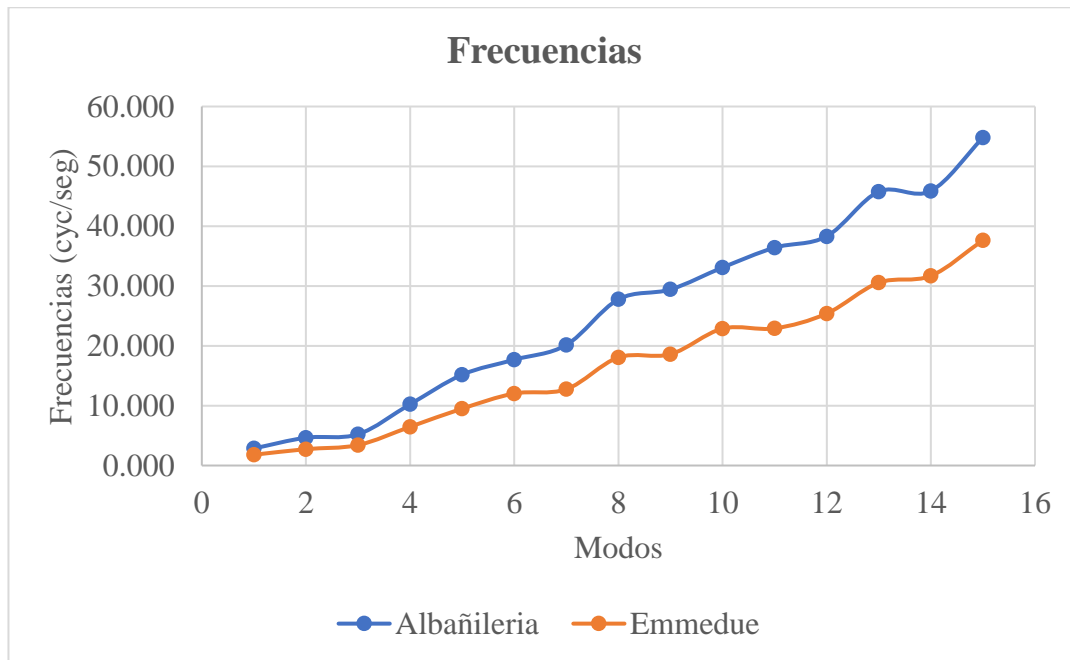


Figura 69. Frecuencias del Modelamiento de Vivienda.

Observando las figuras 68 y 69, podemos resaltar que tanto los periodos y frecuencias de la Edificación son inversamente proporcionales para ambos sistemas de albañilería y

Emmedue; y también vemos que la Albañilería tiene una frecuencia mayor con respecto a la del sistema Emmedue y por lo tanto, el periodo fundamental del sistema de Albañilería será menor al que produce el sistema Emmedue. Y viendo los resultados de la tabla 32, la Albañilería Confinada sería el sistema más rígido con respecto al sistema Emmedue y soportaría mayores aceleraciones del suelo y mayores fuerzas laterales.

3.3 Modos de Vibración

Comparar la respuesta modal nos indica cuanto ha variado el periodo además de la masa participativa. A continuación, presentamos los tres modos principales:

Tabla 33. Periodos y Masa participativas de la vivienda.

Periodos y Masas Participativas						
Modo	Albañilería Confinada			Emmedue		
	Periodo (Seg)	Dirección Principal	Masa Participativa	Periodo (Seg)	Dirección Principal	Masa Participativa
Modo 1	0.350	Y	74.030%	0.556	Y	75.380%
Modo 2	0.215	RZ	76.370%	0.366	RZ	76.330%
Modo 3	0.191	X	78.190%	0.293	X	77.680%

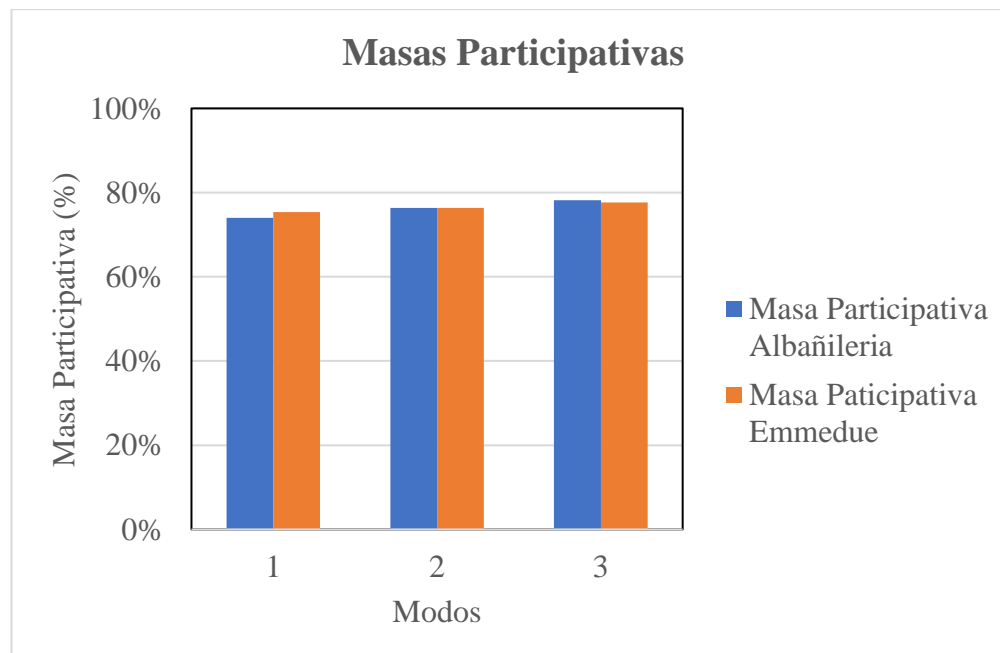


Figura 70. Masas Participativas del Modelamiento de Vivienda.

En la tabla 33, se observa que en ambos sistemas el primer y tercer modos son de traslación; pero también se puede apreciar que los sistemas de albañilería y Emmedue presentan un alto porcentaje de rotación en el segundo modo con valores de 76.37% y 76.33%; respectivamente, lo cual se traduce como una irregularidad estructural en ambos sistemas.

3.4 Fuerzas ante Sismo Moderado

Tabla 34. Fuerzas ante sismo moderado de la vivienda.

Fuerzas Ante Sismo Moderado "Fi", "Vi"							
Nivel	hi (m)	Albañilería		Emmedue		Diferencia Fi (%)	Diferencia Vi (%)
		Fi (ton)	Vi (ton)	Fi (ton)	Vi (ton)		
5	2.64	58.305	58.305	24.892	24.892	57.31%	57.31%
4	2.64	43.952	102.257	18.994	43.886	56.78%	57.08%
3	2.64	33.326	135.583	14.402	58.289	56.78%	57.01%
2	2.64	22.700	158.283	9.810	68.099	56.78%	56.98%
1	3	12.925	171.208	5.477	73.576	57.63%	57.03%

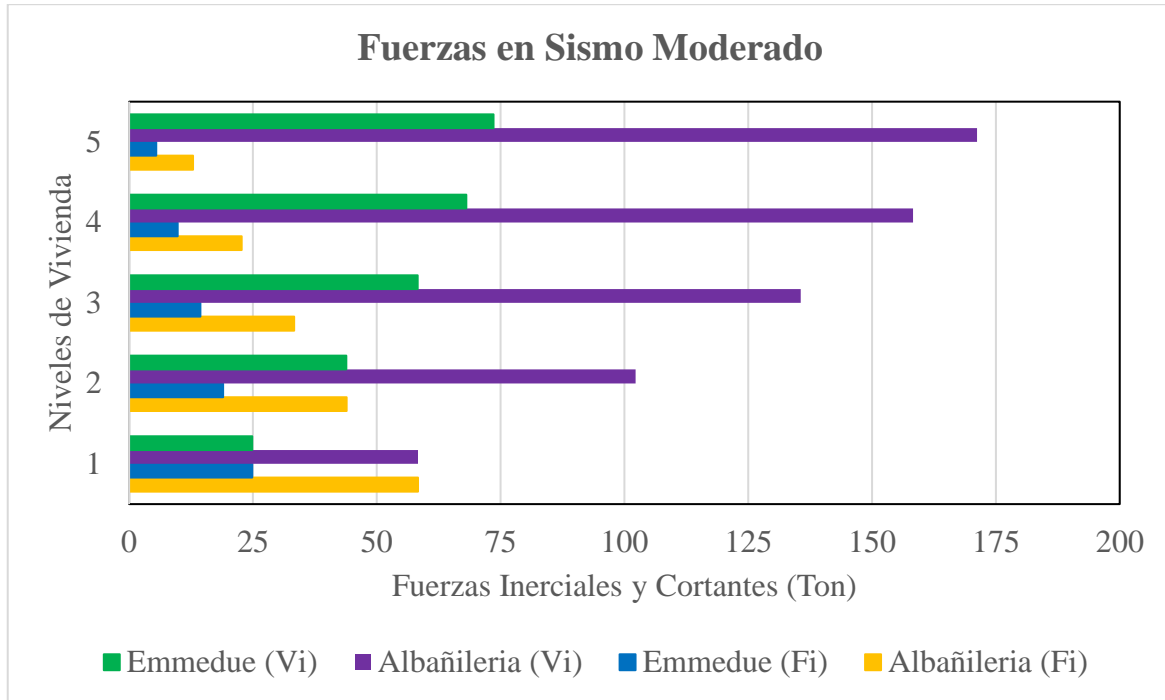


Figura 71. Fuerzas antes Sismo Moderado.

En la figura 71, se evidencia que para todos los niveles de la edificación de Albañilería; las Fuerzas inerciales y Cortantes para Sismo moderado son mayores en un 50%; respecto del sistema Emmedue.

3.5 Fuerzas ante Sismo Severo

Tabla 35. Fuerzas ante sismo severo de la vivienda.

Fuerzas Ante Sismo Severo "Fi", "Vi"							
Nivel	hi (m)	Albañilería		Emmedue		Diferencia Fi (%)	Diferencia Vi (%)
		Fi (ton)	Vi (ton)	Fi (ton)	Vi (ton)		
5	2.64	116.610	116.610	49.784	49.784	57.31%	57.31%
4	2.64	87.904	204.514	37.989	87.773	56.78%	57.08%
3	2.64	66.652	271.166	28.805	116.578	56.78%	57.01%
2	2.64	45.401	316.567	19.621	136.198	56.78%	56.98%
1	3	25.850	342.416	10.953	147.151	57.63%	57.03%

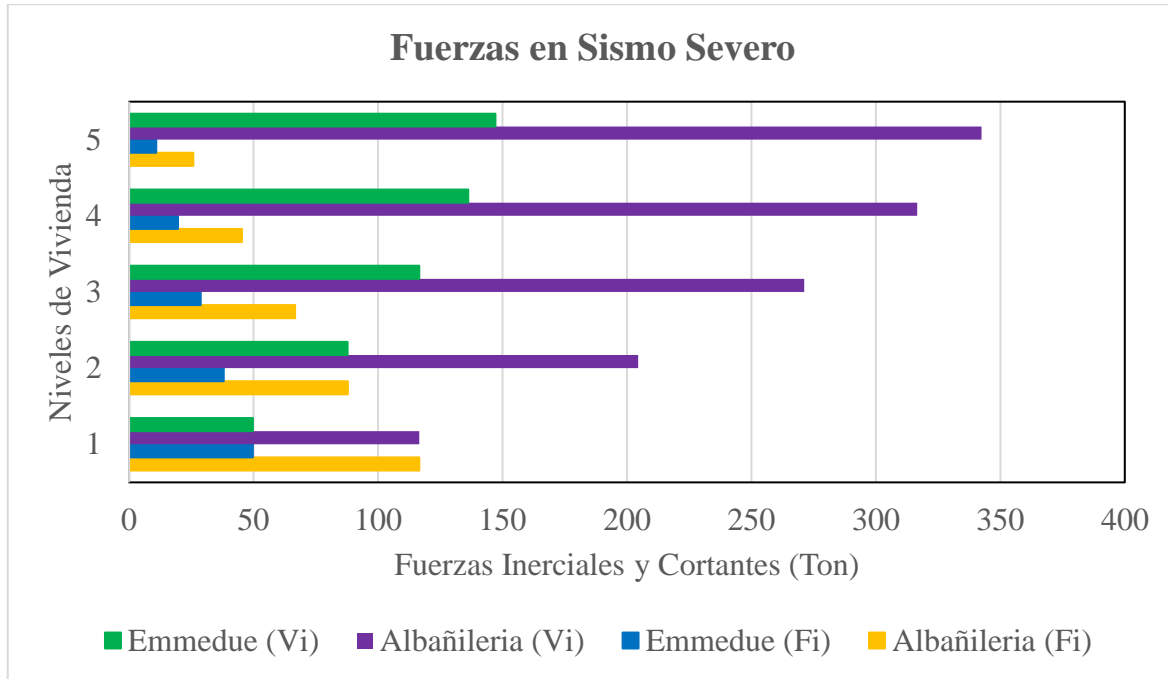


Figura 72. Fuerzas antes Sismo Severo.

En la figura 72, se evidencia que tanto las Fuerzas inerciales y Cortantes en Sismo Severo del sistema de Albañilería Confinada son mayores al 50% en todos los niveles de la estructura; respecto del sistema Emmedue.

3.6 Excentricidad propia de la estructura

Tabla 36. Centro de masa y rigidez para la Excentricidad de la vivienda.

Diafragma	Centros de Masa y Rigidez										% Diferencial de Excentricidad
	Albañilería					Emmedue					
	Centro de Masa (m)		Centro de Rigidez (m)		Excentricidad Propia (m)	Centro de Masa (m)		Centro de Rigidez (m)		Excentricidad Propia (m)	
X	Y	X	Y	X		Y	X	Y			
D5	9.277	4.016	7.246	4.277	2.048	9.957	4.271	8.320	4.193	1.639	19.98%
D4	9.331	4.064	7.479	4.285	1.865	9.978	4.311	8.360	4.198	1.622	13.01%
D3	9.346	4.078	7.761	4.299	1.601	9.984	4.323	8.398	4.207	1.590	0.67%
D2	9.354	4.084	8.135	4.325	1.242	9.987	4.328	8.422	4.230	1.568	20.80%
D1	9.357	4.090	8.577	4.374	0.831	9.983	4.331	8.385	4.276	1.599	48.06%

En la Tabla 36; apreciamos que la excentricidad entre el centro de rigidez y el centro de masa de la Edificación de Albañilería se producen en los pisos (3er, 4to y 5to); pisos en los cuales la excentricidad es mayor con respecto al sistema Emmedue. En lo que respecta a los primeros niveles (1ro y 2do), la mayor excentricidad se produce en el sistema Emmedue; ya que en 1er y 2do nivel supera en 48.06% y 20.80%; respectivamente al sistema de Albañilería.

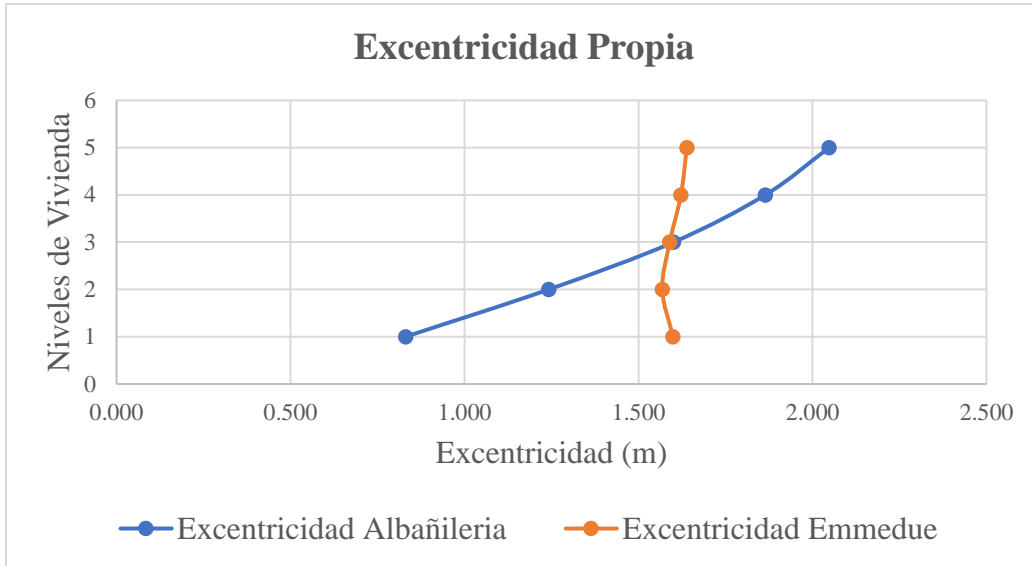


Figura 73. Excentricidad propia de la Vivienda.

En la figura 73; se observa que la excentricidad entre el primer y último nivel de la Edificación es mayor en el sistema de albañilería confinada y ya que la excentricidad en el sistema Emmedue es más homogénea, la torsión será mayor en el sistema de albañilería confinada y mayores los efectos del sismo en la Edificación de Albañilería.

3.7 Cortante Basal

Tabla 37. Cortante Basal en dirección X de la vivienda.

Load Case/Combo	Base Reactions		
	Albañilería	Emmedue	%
	FX (Tonf)	FX (Tonf)	Diferencial
S_EST_Xs	432.621	188.113	56.5%
S_EST_Ys	0.000	0.000	-
S_DIN_Xs Max	348.033	150.132	56.9%
S_DIN_Ys Max	8.066	5.337	33.8%
S_DIN_Xm Max	173.979	75.050	56.9%
S_DIN_Ym Max	4.032	2.668	33.8%
S_DIN_Xm-ESC Max	194.631	84.657	56.5%
S_DIN_Ym-ESC Max	4.759	3.100	34.9%
Comb1	0.000	0.000	-
Comb2 Max	348.033	150.132	56.9%
Comb2 Min	348.033	150.132	56.9%
Comb3 Max	8.066	5.337	33.8%
Comb3 Min	8.066	5.337	33.8%
Comb4 Max	348.033	150.132	56.9%
Comb4 Min	348.033	150.132	56.9%
Comb5 Max	8.066	5.337	33.8%
Comb5 Min	8.066	5.337	33.8%

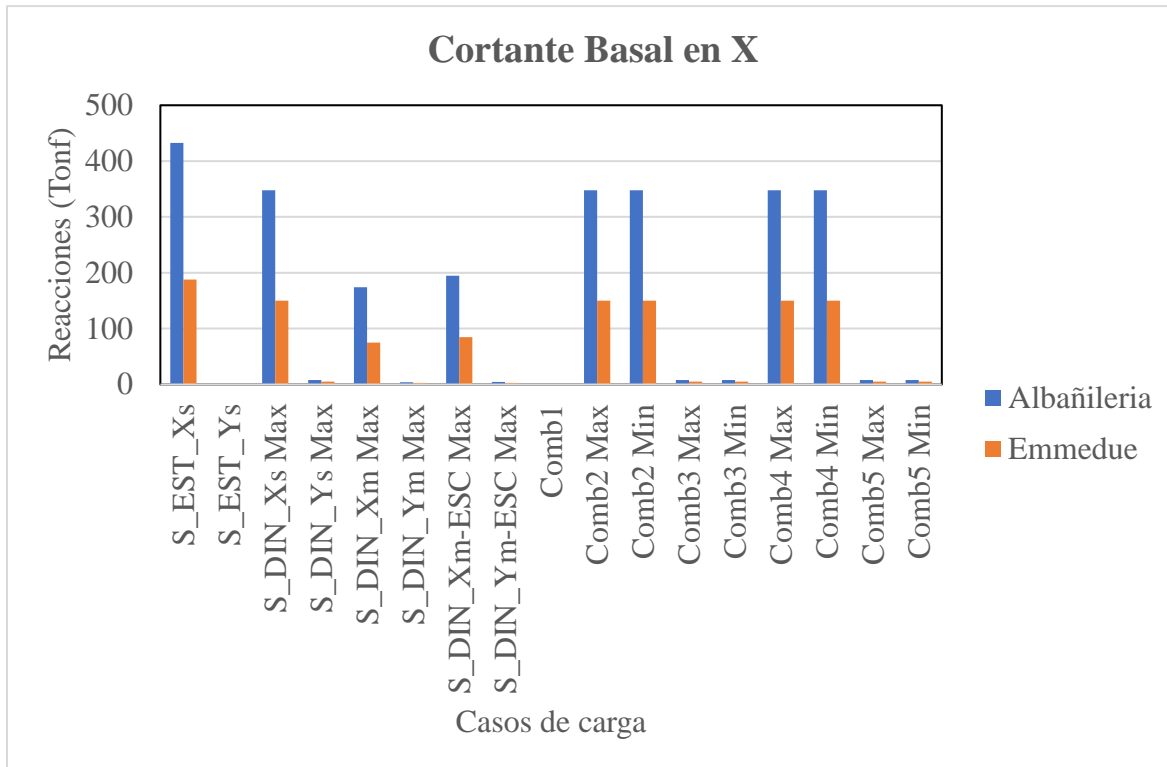


Figura 74. Cortante Basal en X Para Diferentes Casos De Carga

En la tabla 37; observamos que la estructura con tecnología Emmedue tiene un cortante basal estático en X; que se reduce en un 56.5%, con respecto al Modelo de Albañilería Confinada; obteniendo valores de 188.133Ton y 432.621Ton; respectivamente.

Con respecto a las cargas Dinámicas y Combinaciones de carga de cada sistema; se puede observar que son menores a sus respectivas Cargas estáticas (Figura 74). Teniendo en cuenta; que el cortante del análisis estático de una edificación irregular debe superar en un 90% al cortante del análisis dinámico y que las cargas producidas por la edificación de Albañilería son: DinX = 348.033 Ton y EstX = 432.621 Ton y las cargas en la estructura Emmedue son: DinX = 150.132 Ton y EstX = 188.113 Ton. Vemos que el cortante estático tanto para el sistema Emmedue como para el sistema de Albañilería ambos superan en un 79.80% y 80.44% respectivamente; a sus correspondientes cortantes dinámicos, sin embargo; tenemos una estructura irregular lo cual quiere decir que debemos alcanzar un porcentaje mínimo del

90% entre los análisis de estático y dinámico. Por lo tanto, se tuvo que amplificar las cargas dinámicas para el diseño de las fuerzas internas (momentos, cortantes y cargas axiales).

Tabla 38. Cortante Basal en dirección Y de la vivienda.

Load Case/Combo	Base Reactions		
	Albañilería	Emmedue	%
	FY (Tonf)	FY (Tonf)	Diferencial
S_EST_Xs	0.000	0.000	-
S_EST_Ys	432.618	188.113	56.5%
S_DIN_Xs Max	8.066	5.337	33.8%
S_DIN_Ys Max	329.895	145.748	55.8%
S_DIN_Xm Max	4.032	2.668	33.8%
S_DIN_Ym Max	164.912	72.858	55.8%
S_DIN_Xm-ESC Max	4.511	3.010	33.3%
S_DIN_Ym-ESC Max	194.629	84.666	56.5%
Comb1	0.000	0.000	-
Comb2 Max	8.066	5.337	33.8%
Comb2 Min	8.066	5.337	33.8%
Comb3 Max	329.895	145.748	55.8%
Comb3 Min	329.895	145.748	55.8%
Comb4 Max	8.066	5.337	33.8%
Comb4 Min	8.066	5.337	33.8%
Comb5 Max	329.895	145.748	55.8%
Comb5 Min	329.895	145.748	55.8%

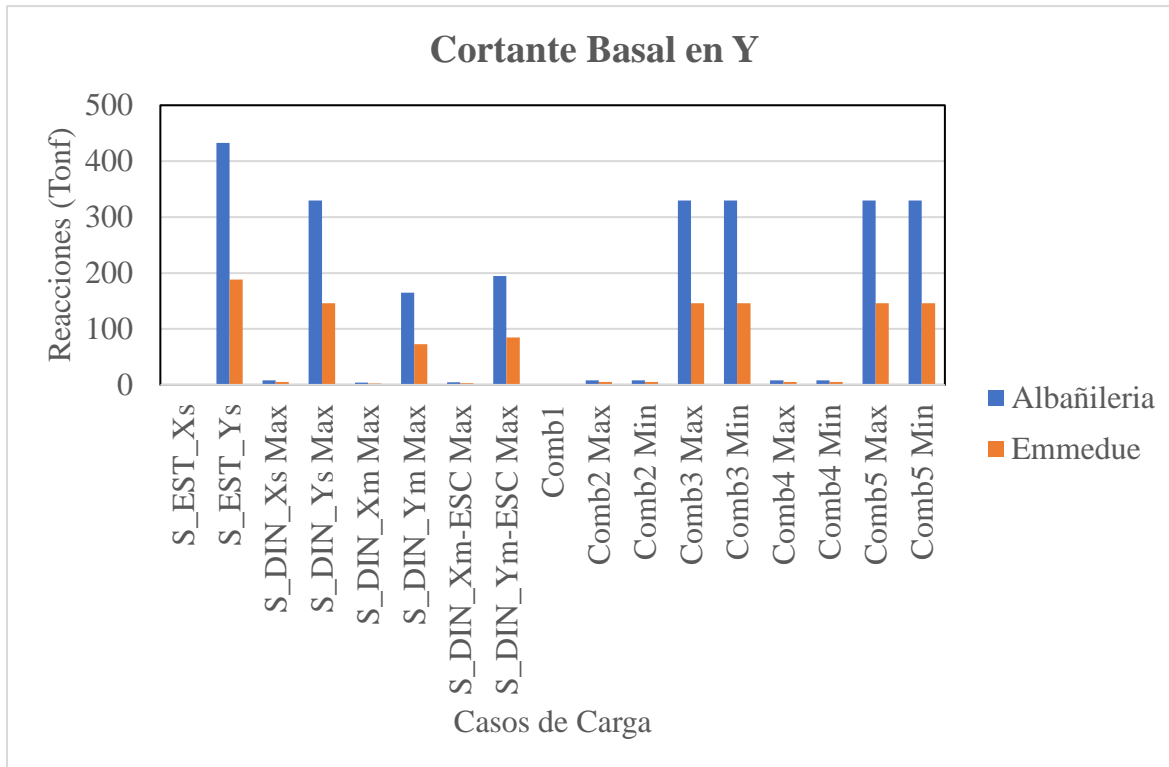


Figura 75. Cortante Basal en Y Para Diferentes Casos De Carga.

En la tabla 38; observamos que la estructura con tecnología Emmedue tiene un cortante basal estático en Y; que se reduce en un 56.5%, con respecto al Modelo de Albañilería Confinada; obteniendo valores de 188.133Ton y 432.621Ton; respectivamente.

Con respecto a las cargas Dinámicas y Combinaciones de carga de cada sistema; se puede observar que son menores a sus respectivas Cargas estáticas (Figura 75). Teniendo en cuenta; que el cortante del análisis estático de una edificación irregular debe superar en un 90% al cortante del análisis dinámico y que las cargas producidas por la edificación de Albañilería son: DinY = 329.895 Ton y EstY = 432.618 Ton y las cargas en la estructura Emmedue son: DinY = 145.748 Ton y EstY = 188.113 Ton. Vemos que el cortante estático tanto para el sistema Emmedue como para el sistema de Albañilería ambos superan en un 77.47% y 76.25% respectivamente; a sus correspondientes cortantes dinámicos, sin embargo; tenemos

una estructura irregular lo cual quiere decir que debemos alcanzar un porcentaje mínimo del 90% entre los análisis de estático y dinámico. Por lo tanto, se tuvo que amplificar las cargas dinámicas para el diseño de las fuerzas internas (momentos, cortantes y cargas axiales).

3.8 Desplazamientos por Piso

Tabla 39. Análisis en dirección X para los desplazamientos por Piso.

Story Displacements en X (mm)										
Load Case	Albañilería					Emmedue				
	Story1	Story2	Story3	Story4	Story5	Story1	Story2	Story3	Story4	Story5
S_EST_Xs	1.252	2.811	4.483	6.067	7.435	2.700	6.270	10.210	14.030	17.440
S_DIN_Xs Max	1.054	2.367	3.781	5.126	6.290	2.220	5.170	8.450	11.660	14.540
S_DIN_Xm Max	0.527	1.183	1.890	2.563	3.144	1.110	2.590	4.220	5.830	7.270
S_DIN_Xm- ESC Max	0.589	1.324	2.114	2.867	3.518	1.250	2.920	4.770	6.580	8.200

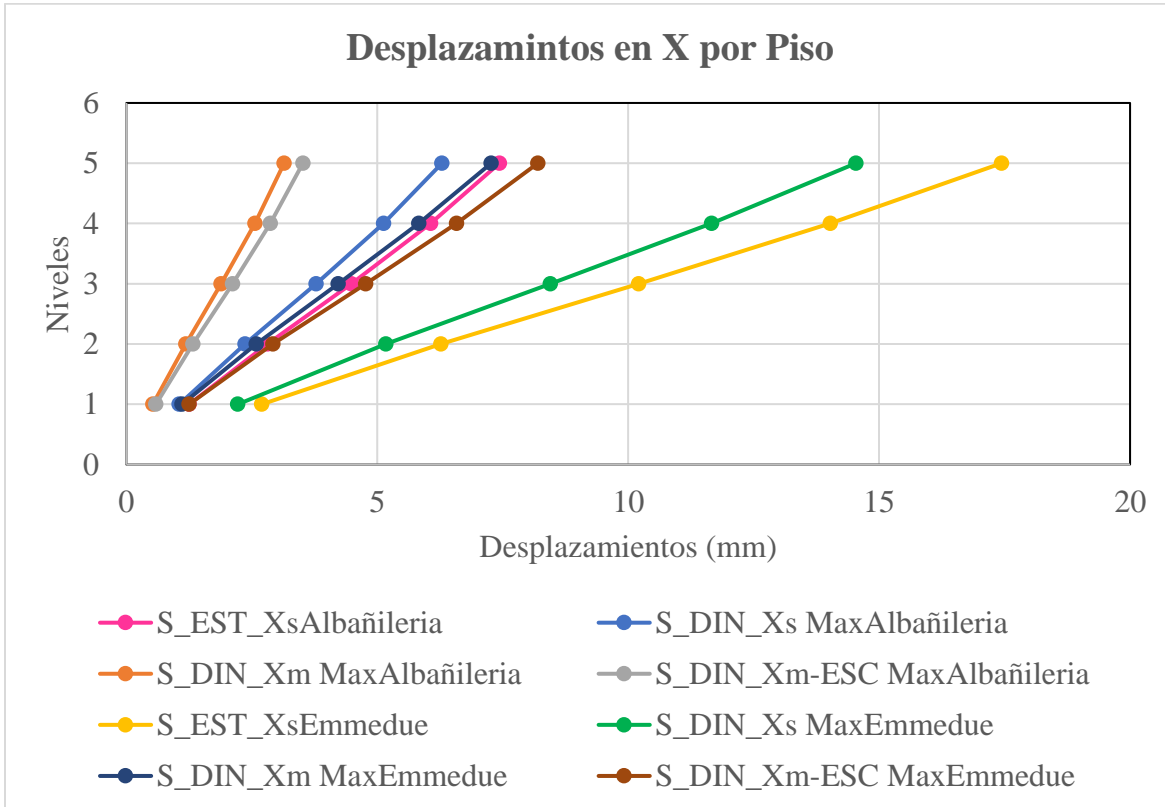


Figura 76. Desplazamientos por Piso en la dirección X.

En la tabla 39 y figura 76; se pueden apreciar los análisis en el sentido X para ambos sistemas (Albañilería y Emmedue) tanto Estático como Dinámico.

En la edificación de albañilería se comprueba que para el análisis estático se tiene un desplazamiento máximo de 7.43mm a una altura de 13.56m y en el sistema Emmedue se tiene un desplazamiento máximo de 17.44 mm a la misma altura del edificio modelado. Para el análisis Dinámico se verifica que para los sistemas de Albañilería y Emmedue los desplazamientos máximos son de 6.29 mm y 14.54 mm; respectivamente a una altura de 13.56 m.

Tabla 40. Análisis en dirección Y para los desplazamientos por Piso.

Story Displacements en Y (mm)										
Load Case	Albañilería					Emmedue				
	Story1	Story2	Story3	Story4	Story5	Story1	Story2	Story3	Story4	Story5
S_EST_Ys	4.457	10.782	17.778	24.491	30.420	10.960	26.400	43.340	59.510	73.620
S_DIN_Ys Max	3.826	9.222	15.217	21.002	26.121	9.410	22.660	37.300	51.390	63.760
S_DIN_Ym Max	1.912	4.610	7.607	10.499	13.058	4.700	11.330	18.650	25.690	31.870
S_DIN_Ym- ESC Max	2.257	5.441	8.978	12.390	15.411	5.460	13.160	21.670	29.850	37.040

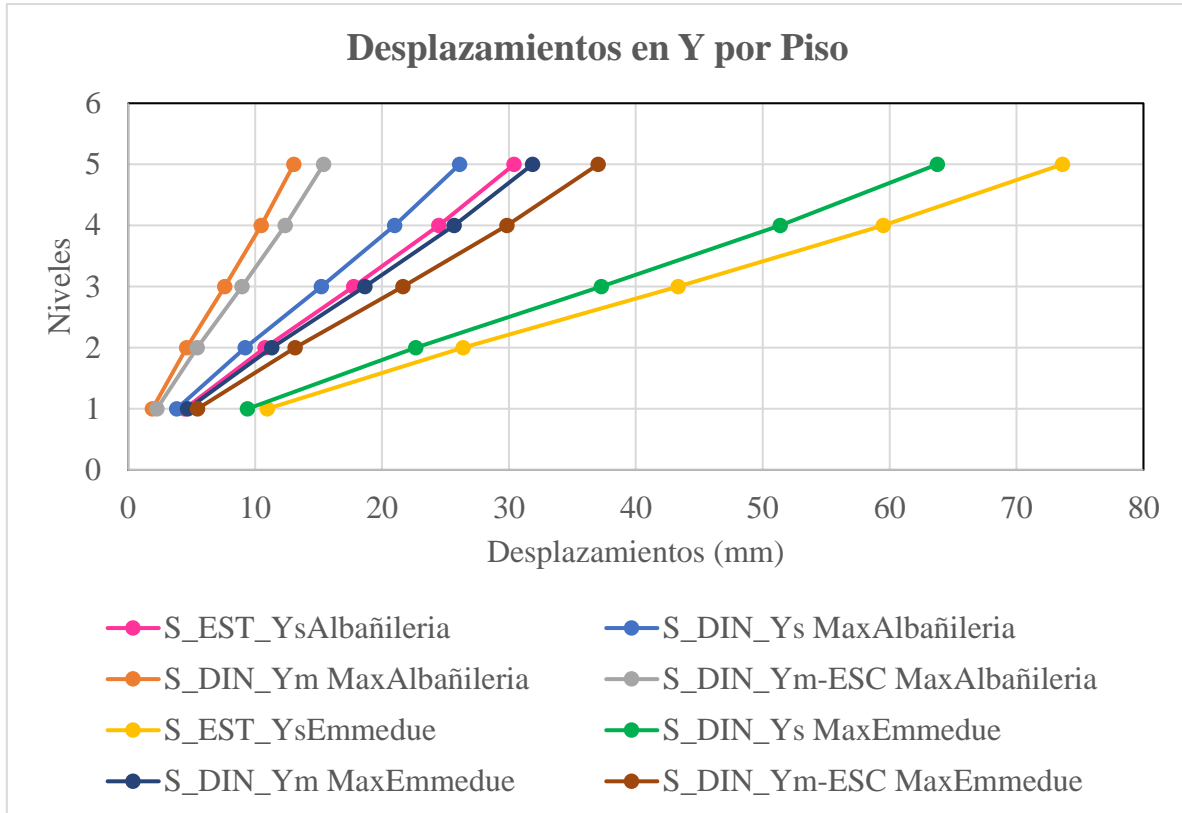


Figura 77. Desplazamientos por Piso en la dirección Y.

En la tabla 40 y figura 77; se pueden apreciar los análisis en el sentido Y para ambos sistemas (Albañilería y Emmedue) tanto Estático como Dinámico.

En la edificación de albañilería se comprueba que para el análisis estático se tiene un desplazamiento máximo de 30.42 mm a una altura de 13.56 m y en el sistema Emmedue se tiene un desplazamiento máximo de 73.62 mm a la misma altura del edificio modelado. Para el análisis Dinámico se verifica que para los sistemas de Albañilería y Emmedue los desplazamientos máximos son de 26.12 mm y 63.76 mm; respectivamente a una altura de 13.56 m.

3.9 Desplazamientos en los Diafragmas.

Tabla 41. Desplazamientos por diafragma en la dirección X.

Desplazamientos en X de los Diafragmas(mm)										
Load Case	Albañilería					Emmedue				
	D1	D2	D3	D4	D5	D1	D2	D3	D4	D5
S_EST_Xs	1.223	2.738	4.361	5.899	7.224	2.650	6.140	9.980	13.720	17.050
S_DIN_Xs Max	0.983	2.201	3.513	4.762	5.848	2.110	4.900	8.000	11.030	13.740
S_DIN_Xm Max	0.491	1.100	1.756	2.381	2.923	1.060	2.450	4.000	5.520	6.870
S_DIN_Xm- ESC Max	0.550	1.231	1.964	2.663	3.270	1.190	2.760	4.510	6.220	7.750

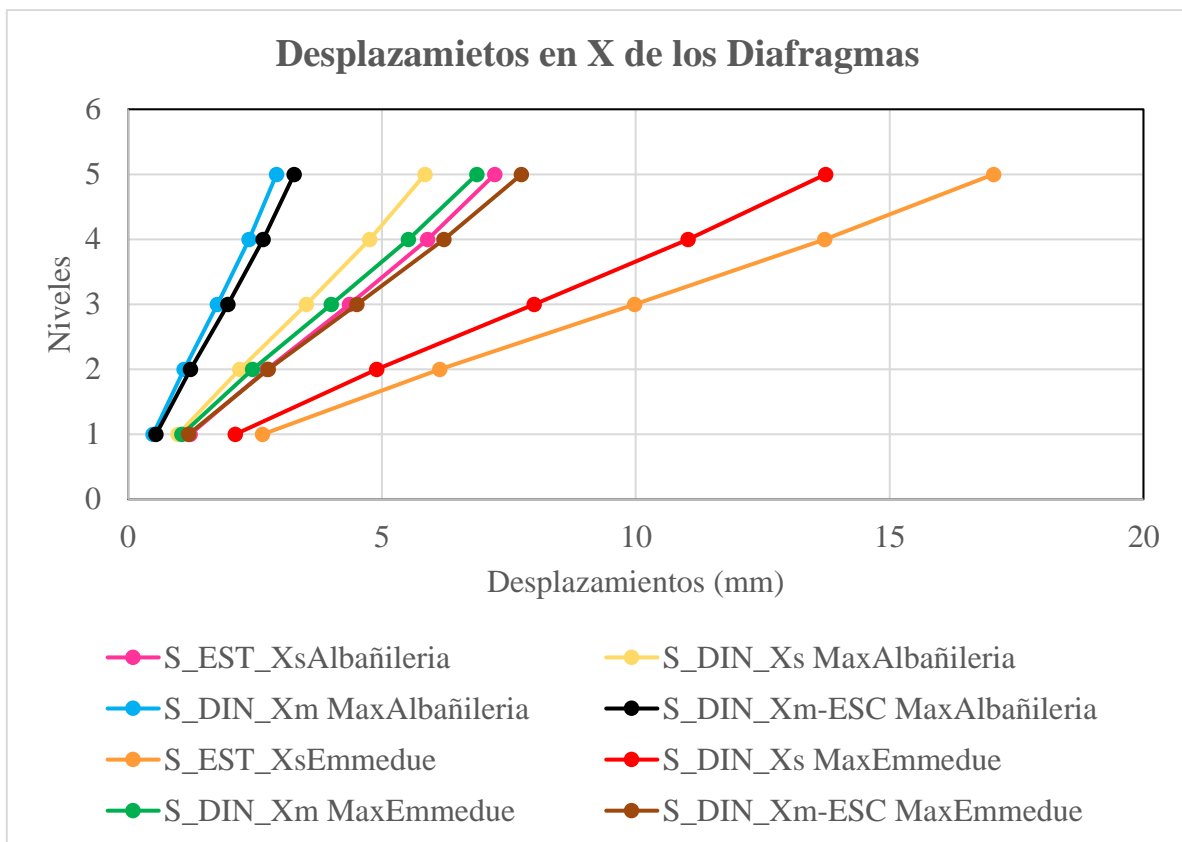


Figura 78. Desplazamientos en Diafragmas en la dirección X.

En la tabla 41 observamos los desplazamientos por diafragma en la dirección X para ambos sistemas (Albañilería y Emmedue) que se obtienen tanto para el análisis estático como para

el dinámico Y, también podemos ver en la tabla 41 y en la figura 78, el desplazamiento máximo en la dirección X del sistema de Albañilería tiene un valor de 7.22 mm en dirección X debido al análisis estático, y un desplazamiento máximo de 5.84 mm en dirección X debido al análisis dinámico. Para el sistema de Emmedue vemos que en el análisis estático en dirección X su desplazamiento máximo se ha incrementado en 9.83 mm con respecto al sistema de Albañilería teniendo un valor final de 17.05 mm. También, vemos que para el análisis dinámico en dirección X; el desplazamiento máximo del sistema Emmedue se ha incrementado en 7.89 mm con respecto al del sistema de Albañilería con un valor final de 13.74 mm.

Tabla 42. Desplazamientos por diafragma en la dirección Y.

Desplazamientos en Y de los Diafragmas(mm)										
Load Case	Albañilería					Emmedue				
	D1	D2	D3	D4	D5	D1	D2	D3	D4	D5
S_EST_Ys	3.587	8.634	14.185	19.487	24.083	9.040	22.000	36.200	49.710	61.410
S_DIN_Ys Max	2.782	6.741	11.136	15.372	19.047	7.130	17.420	28.770	39.660	49.110
S_DIN_Ym Max	1.391	3.370	5.567	7.684	9.522	3.560	8.710	14.380	19.820	24.550
S_DIN_Ym- ESC Max	1.641	3.977	6.570	9.069	11.237	4.140	10.120	16.710	23.040	28.530

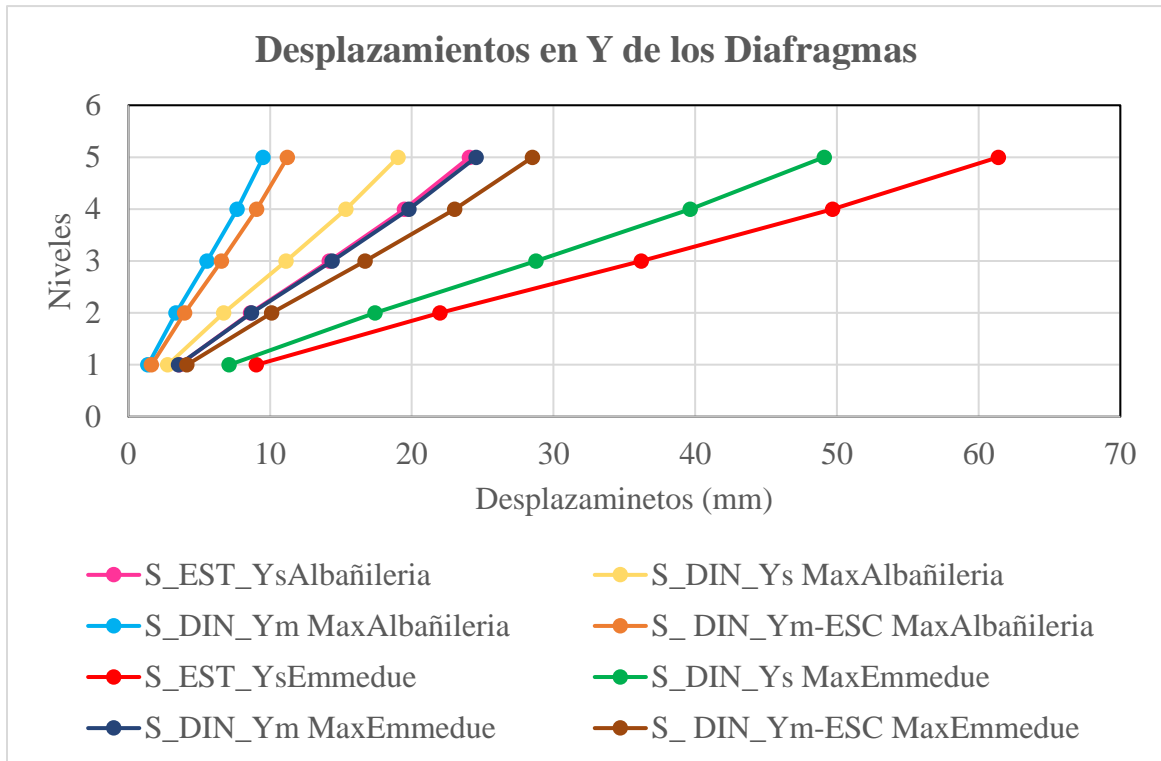


Figura 79. Desplazamientos en Diafragmas en la dirección Y.

En la tabla 42 observamos los desplazamientos por diafragma obtenidos del modelamiento de los sistemas de Albañilería y Emmedue tanto para el análisis estático como para el dinámico en la dirección Y. Como podemos apreciar en la figura 79 y tabla 42, el sistema de Albañilería presenta un desplazamiento máximo de 24.08 mm en dirección Y debido al análisis estático, y un desplazamiento máximo de 19.05 mm en dirección Y debido al análisis dinámico. Para el sistema de Emmedue vemos que en el análisis estático en dirección Y su desplazamiento máximo se ha incrementado en 37.33 mm con respecto al sistema de Albañilería con un valor total de 61.41 mm. También, vemos que para el análisis dinámico en dirección Y; el desplazamiento máximo del sistema Emmedue se ha incrementado en 30.06 mm con respecto al del sistema de Albañilería obteniendo un valor total de 49.11 mm.

3.10 Desplazamiento relativo

Tabla 43. Análisis en la dirección X para los Desplazamientos relativos.

Story Drifts Ratio en X (mm)										
Load Case	Albañilería					Emmedue				
	Story1	Story2	Story3	Story4	Story5	Story1	Story2	Story3	Story4	Story5
S_EST_Xs	1.252	1.559	1.672	1.584	1.368	2.700	3.570	3.940	3.830	3.410
S_DIN_Xs Max	1.054	1.317	1.423	1.358	1.175	2.220	2.960	3.300	3.240	2.900
S_DIN_Xm Max	0.527	0.658	0.711	0.679	0.587	1.110	1.480	1.650	1.620	1.450
S_DIN_Xm- ESC Max	0.589	0.736	0.796	0.760	0.657	1.250	1.670	1.860	1.830	1.630

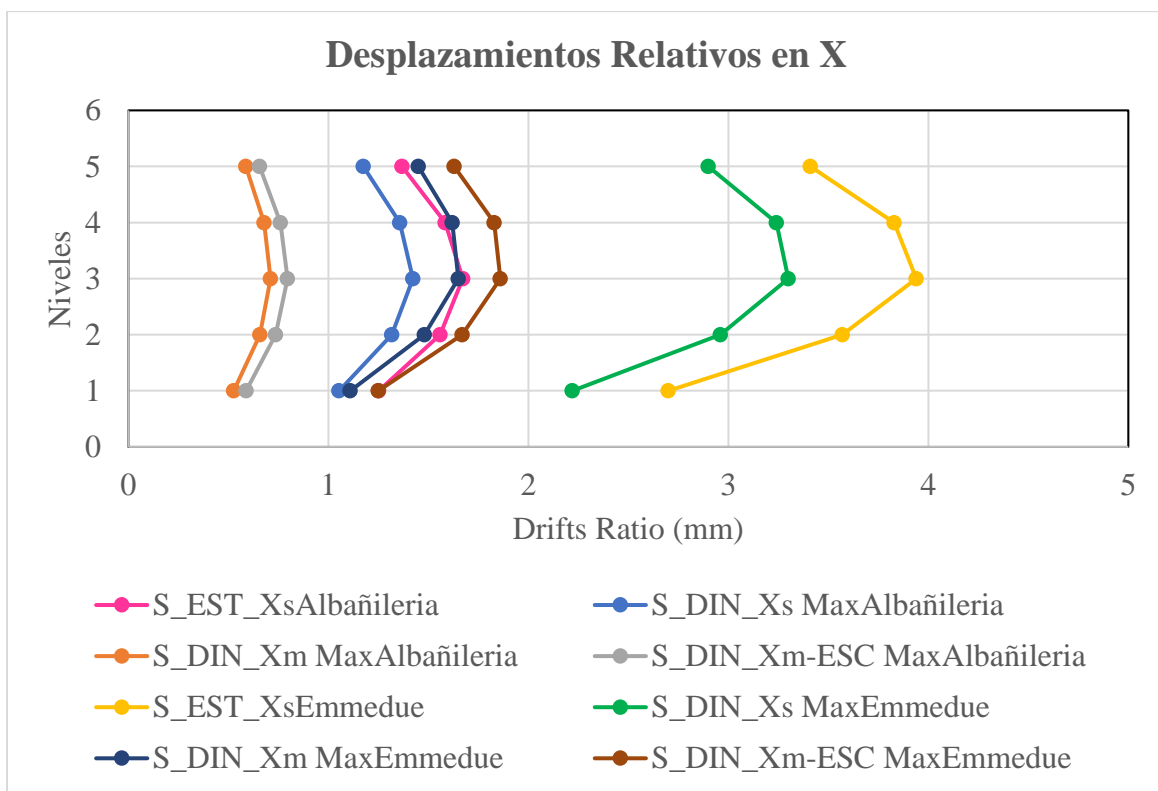


Figura 80. Desplazamientos Relativos en la dirección X.

En la figura 80; nos muestra que la edificación de Albañilería, presenta los menores desplazamientos relativos en dirección X, en comparación al sistema Emmedue. Además, en la tabla 43 se puede apreciar que en el análisis estático del sistema de Albañilería se tiene un

desplazamiento máximo relativo en el 3er nivel de la estructura con un valor de 1.67 mm y para el mismo nivel un valor de 3.94 mm en el sistema Emmedue. Y para el 3er nivel de la edificación y el análisis dinámico en los sistemas de Albañilería y Emmedue presentan un desplazamiento relativo máximo de 1.42 mm y 3.30 mm; respectivamente.

Tabla 44. Análisis en la dirección Y para los Desplazamientos relativos.

Story Drifts Ratio en Y (mm)										
Load Case	Albañilería					Emmedue				
	Story1	Story2	Story3	Story4	Story5	Story1	Story2	Story3	Story4	Story5
S_EST_Ys	4.457	6.442	7.129	6.842	6.044	10.790	15.450	16.940	16.170	14.110
S_DIN_Ys Max	3.826	5.539	6.170	5.970	5.285	9.200	13.280	14.710	14.200	12.460
S_DIN_Ym Max	1.912	2.769	3.084	2.985	2.642	4.600	6.640	7.350	7.100	6.230
S_DIN_Ym- ESC Max	2.257	3.268	3.640	3.522	3.118	5.340	7.710	8.550	8.250	7.240

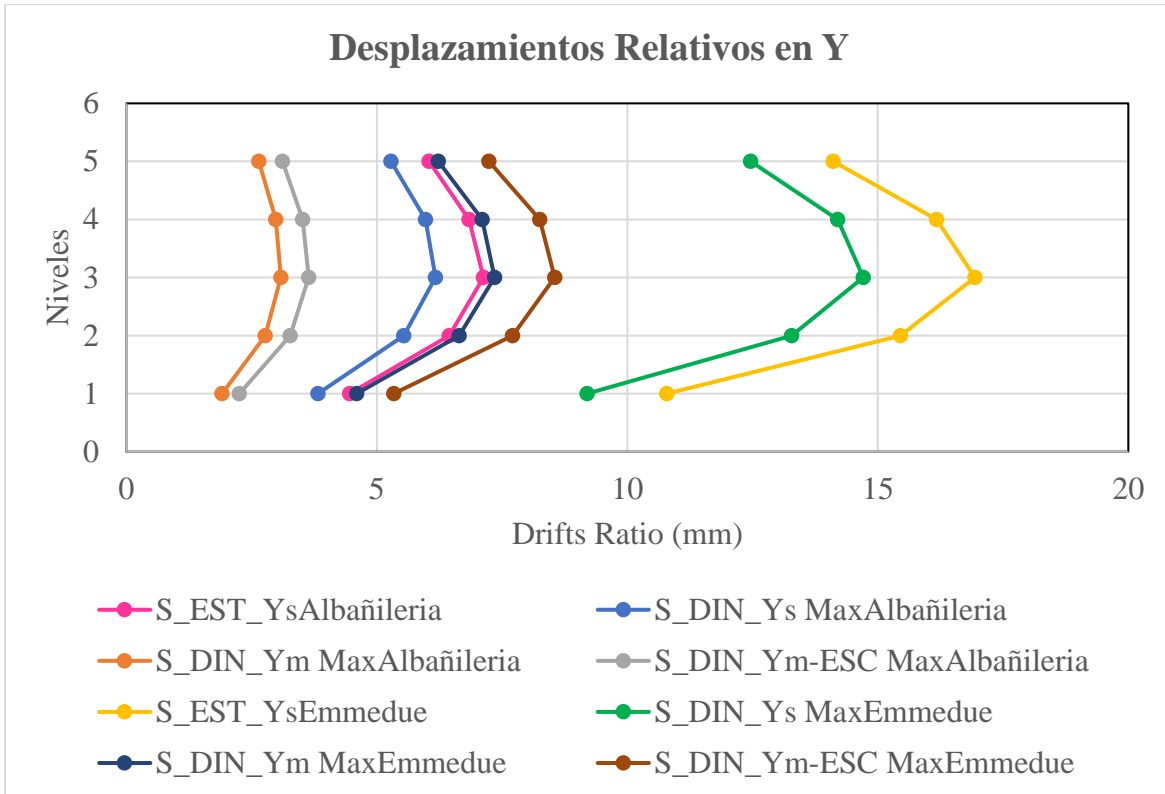


Figura 81. Desplazamientos Relativos en la dirección Y.

La figura 81 muestra que la edificación de Albañilería, presenta los menores desplazamientos relativos en dirección Y, en comparación al sistema Emmedue. Además, en la tabla 44 se puede apreciar que en el análisis estático del sistema de Albañilería se tiene un desplazamiento máximo relativo en el 3er nivel de la estructura con un valor de 7.12 mm y para el mismo nivel un valor de 16.94 mm en el sistema Emmedue. Y para el 3er nivel de la edificación y el análisis dinámico en los sistemas de Albañilería y Emmedue presentan un desplazamiento relativo máximo de 6.17 mm y 14.71 mm; respectivamente.

3.11 Derivas Elásticas

Tabla 45. Derivas Elásticas en la dirección X.

Drifts en X de los Diafragmas										
Load Case	Albañilería					Emmedue				
	D1	D2	D3	D4	D5	D1	D2	D3	D4	D5
S_EST_Xs	0.0004	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0009	0.0014	0.0015	0.0015	0.0013
S_DIN_Xs Max	0.0004	0.0005	0.0005	0.0005	0.0005	0.0007	0.0011	0.0013	0.0012	0.0011
S_DIN_Xm Max	0.0002	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002	0.0004	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006
S_DIN_Xm- ESC Max	0.0002	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0004	0.0006	0.0007	0.0007	0.0006

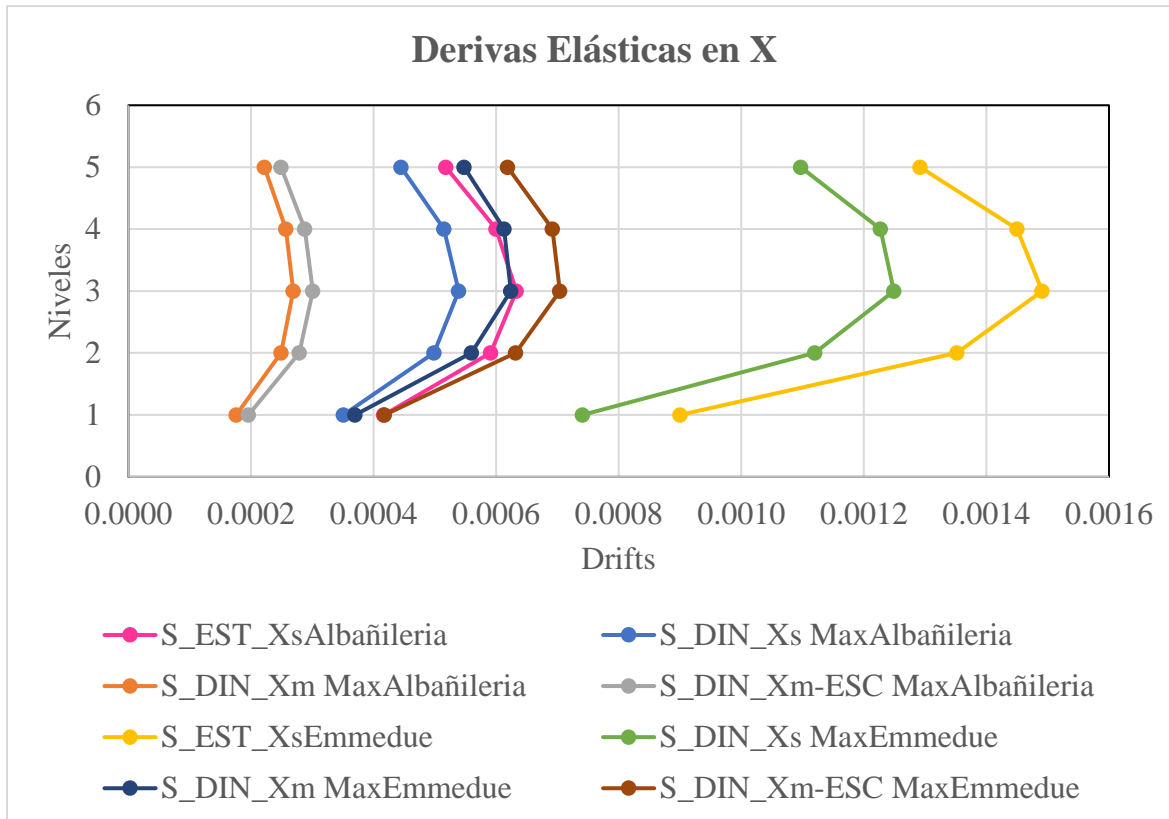


Figura 82. Derivas Elásticas en la dirección X.

En la tabla 45 y Figura 82; se presenta la comparación de las derivas elásticas entre ambos sistemas estructurales (Albañilería y Emmedue) diseñados para la dirección de análisis X.

Para el análisis estático, las derivas Elásticas del sistema de Albañilería son menores en (38 – 44) % en comparación a las derivas del sistema Emmedue y para el análisis dinámico; las derivas Elásticas del sistema de Albañilería son menores en (38 – 57) % en comparación a las derivas del sistema Emmedue.

Tabla 46. Derivas Elásticas en la dirección Y.

Drifts en Y de los Diafragmas										
Load Case	Albañilería					Emmedue				
	D1	D2	D3	D4	D5	D1	D2	D3	D4	D5
S_EST_Ys	0.0015	0.0024	0.0027	0.0026	0.0023	0.0036	0.0059	0.0064	0.0061	0.0053
S_DIN_Ys Max	0.0013	0.0021	0.0023	0.0023	0.0020	0.0031	0.0050	0.0056	0.0054	0.0047
S_DIN_Ym Max	0.0006	0.0011	0.0012	0.0011	0.0010	0.0015	0.0025	0.0028	0.0027	0.0024
S_DIN_Ym- ESC Max	0.0008	0.0012	0.0014	0.0013	0.0012	0.0018	0.0029	0.0032	0.0031	0.0027

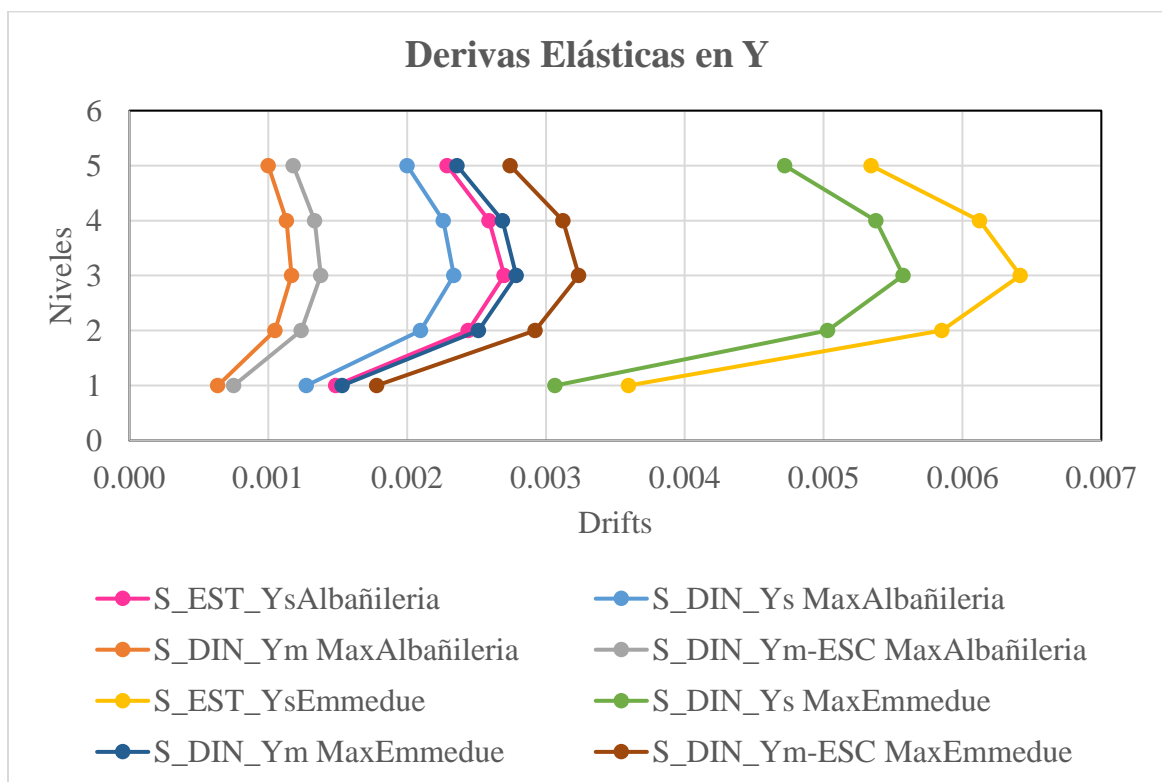


Figura 83. Derivas Elásticas en la dirección Y.

En la tabla 46 y Figura 83; se presenta la comparación de las derivas elásticas entre ambos sistemas estructurales (Albañilería y Emmedue) diseñados para la dirección de análisis Y.

Las derivas Elásticas del sistema de Albañilería en el análisis estático son menores en (40 – 43) % con respecto a las derivas del sistema Emmedue. Las derivas Elásticas del sistema de

Albañilería en el análisis dinámico son menores en un (41 – 43) % en comparación a las derivas del sistema Emmedue.

3.12 Deriva Inelásticas

Tabla 47. Derivas Inelásticas en la dirección X.

Drifts en X de los Diafragmas										
Load Case	Albañilería					Emmedue				
	D1	D2	D3	D4	D5	D1	D2	D3	D4	D5
S_EST_Xs	0.0011	0.0015	0.0016	0.0015	0.0013	0.0023	0.0034	0.0038	0.0037	0.0033
S_DIN_Xs Max	0.0009	0.0013	0.0014	0.0013	0.0011	0.0019	0.0029	0.0032	0.0031	0.0028
S_DIN_Xm Max	0.0004	0.0006	0.0007	0.0007	0.0006	0.0009	0.0014	0.0016	0.0016	0.0014
S_DIN_Xm- ESC Max	0.0005	0.0007	0.0008	0.0007	0.0006	0.0011	0.0016	0.0018	0.0018	0.0016

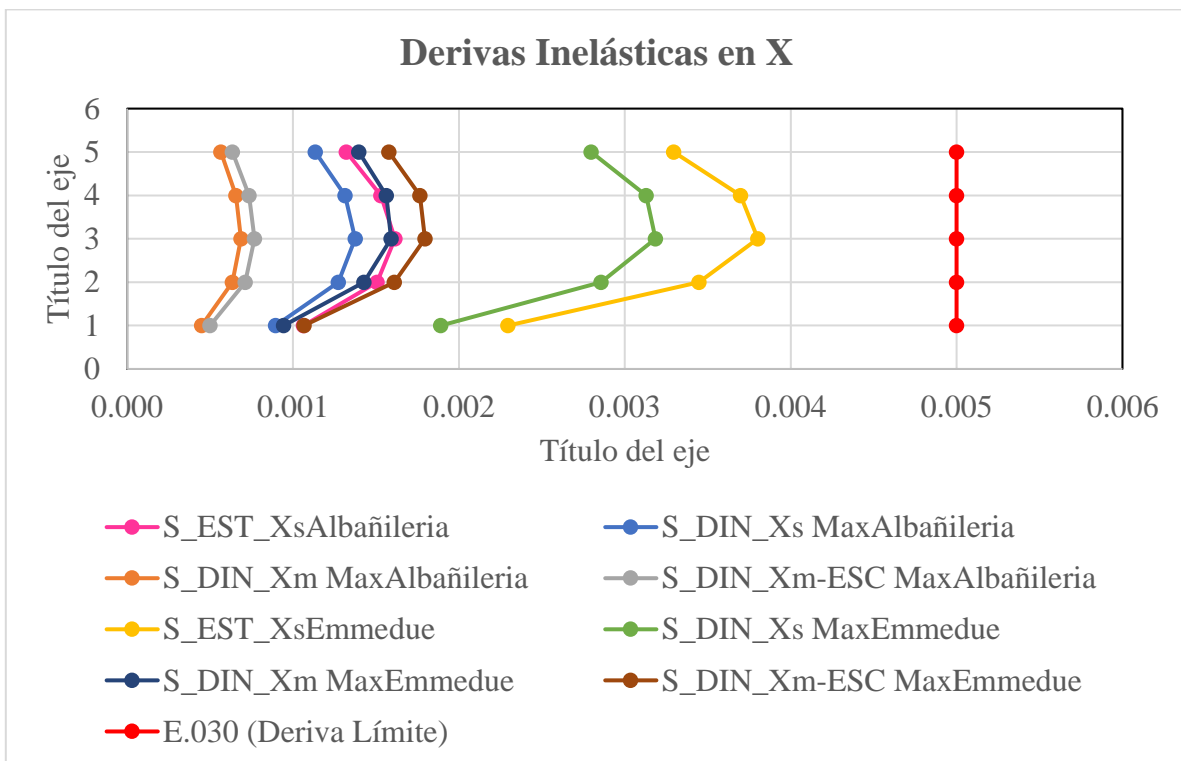


Figura 84. Derivas Inelásticas en la dirección X.

En la tabla 47 y figura 84; se aprecia que las derivas inelásticas máximas obtenidas del análisis estático en dirección X del sistema de Albañilería tienen un valor máximo de 0.0016, mientras que para el sistema Emmedue la deriva máxima es 0.0038, en el caso de derivas inelásticas del análisis dinámico en X obtenidas del modelamiento de los sistemas de Albañilería y Emmedue presentan valores máximos de 0.0014 y 0.0032, respectivamente; valores que son menores al permisible por la norma E.030 $d_{max} = 0.005$; en el caso de Albañilería Confinada la deriva en S_DIN_Xs es el 28% del permisible, asimismo, la deriva para el sistema Emmedue en S_DIN_Xs es un 32% del permisible. Por lo tanto, de lo anterior podemos concluir que las derivas inelásticas máximas de la estructura de Albañilería son menores en un 4 % con respecto a las derivas de la edificación Emmedue en dirección X.

Tabla 48. Derivas Inelásticas en la dirección Y.

Drifts en Y de los Diafragmas										
Load Case	Albañilería					Emmedue				
	D1	D2	D3	D4	D5	D1	D2	D3	D4	D5
S_EST_Ys	0.0038	0.0062	0.0069	0.0066	0.0058	0.0092	0.0149	0.0164	0.0156	0.0136
S_DIN_Ys Max	0.0033	0.0053	0.0060	0.0058	0.0051	0.0078	0.0128	0.0142	0.0137	0.0120
S_DIN_Ym Max	0.0016	0.0027	0.0030	0.0029	0.0026	0.0039	0.0064	0.0071	0.0069	0.0060
S_DIN_Ym- ESC Max	0.0019	0.0032	0.0035	0.0034	0.0030	0.0045	0.0075	0.0083	0.0080	0.0070

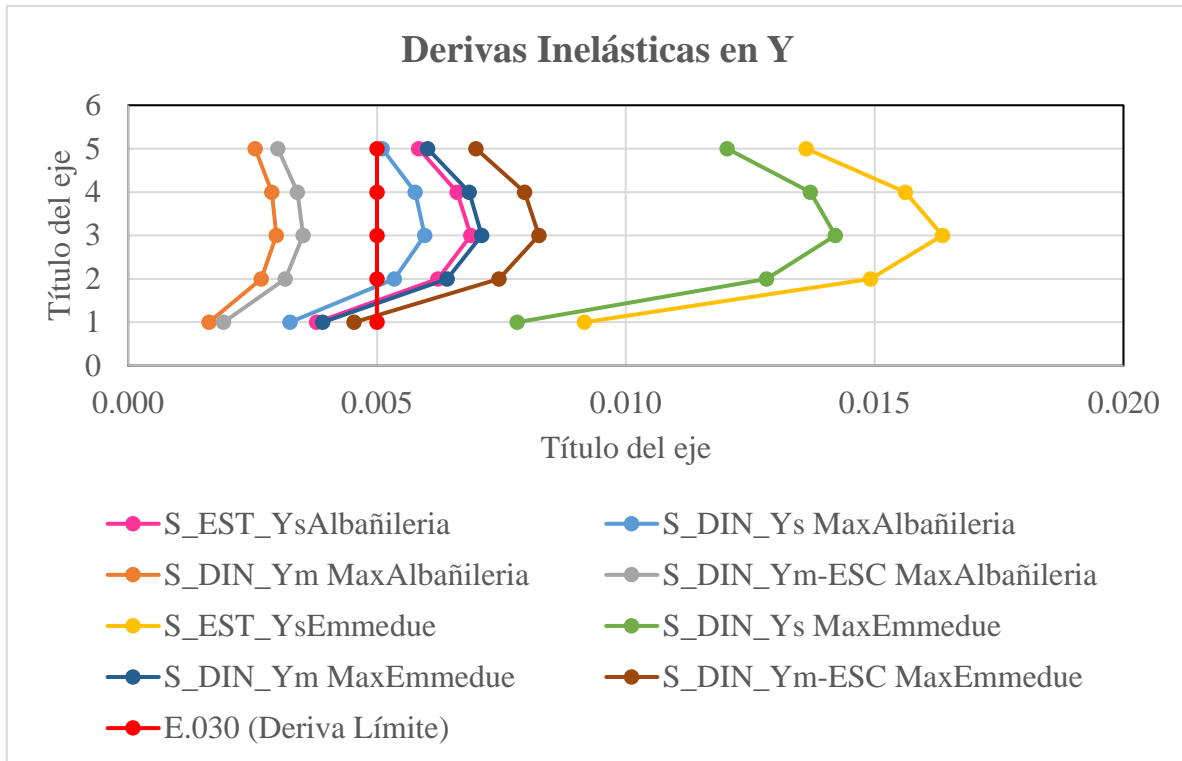


Figura 85. Derivas Inelásticas en la dirección Y.

En la tabla 48 y figura 85; se verifica que, Las derivas inelásticas máximas por análisis estático en la dirección Y para la estructura de Albañilería Confinada es 0.0069, mientras que para el sistema Emmedue la deriva máxima es 0.0164, en el caso de las derivas inelásticas del análisis dinámico en la dirección Y, los sistemas de Albañilería y Emmedue presentan valores máximos de 0.0060 y 0.0142, respectivamente; valores que sobrepasan la deriva permisible por la norma E.030 $d_{max} = 0.005$ para ambos casos; esto quiere decir que en el caso de Albañilería Confinada la deriva S_DIN_Ys es 120% del valor permisible, asimismo, para el caso del sistema Emmedue S_DIN_Ys es 284% del valor permisible. Por lo tanto, de lo anterior podemos concluir que las derivas inelásticas máximas de la estructura de Albañilería son menores en un 164 % con respecto a las derivas de la edificación Emmedue en dirección Y.

3.13 Cortantes por Piso

En este Item, se mostrarán las tablas con los valores máximos absolutos de los cortantes por piso para los sistemas de albañilería y Emmedue en ambas direcciones (X, Y) obtenidos en los análisis estático y dinámico:

Tabla 49. Cortantes por Piso en la dirección X.

Cortantes por Piso en dirección X (Ton)										
Load Case	Albañilería					Emmedue				
	Story 1	Story 2	Story 3	Story 4	Story 5	Story1	Story2	Story3	Story4	Story5
S_EST_Xs	432.62	398.38	336.22	244.95	124.59	188.11	173.51	146.78	107.53	55.76
S_EST_Ys	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
S_DIN_Xs Max	348.03	321.42	274.25	205.14	108.93	150.13	139.22	119.50	90.42	49.40
S_DIN_Ys Max	8.07	7.53	6.51	5.03	2.93	5.34	5.01	4.33	3.29	1.86
S_DIN_Xm Max	173.98	160.68	137.09	102.55	54.46	75.05	69.60	59.74	45.20	24.69
S_DIN_Ym Max	4.03	3.76	3.25	2.51	1.46	2.67	2.51	2.16	1.65	0.93
S_DIN_Xm-ESC Max	194.63	179.75	153.37	114.72	60.92	84.66	78.50	67.38	50.98	27.85
S_DIN_Ym-ESC Max	4.76	4.44	3.84	2.96	1.73	3.10	2.91	2.51	1.91	1.08

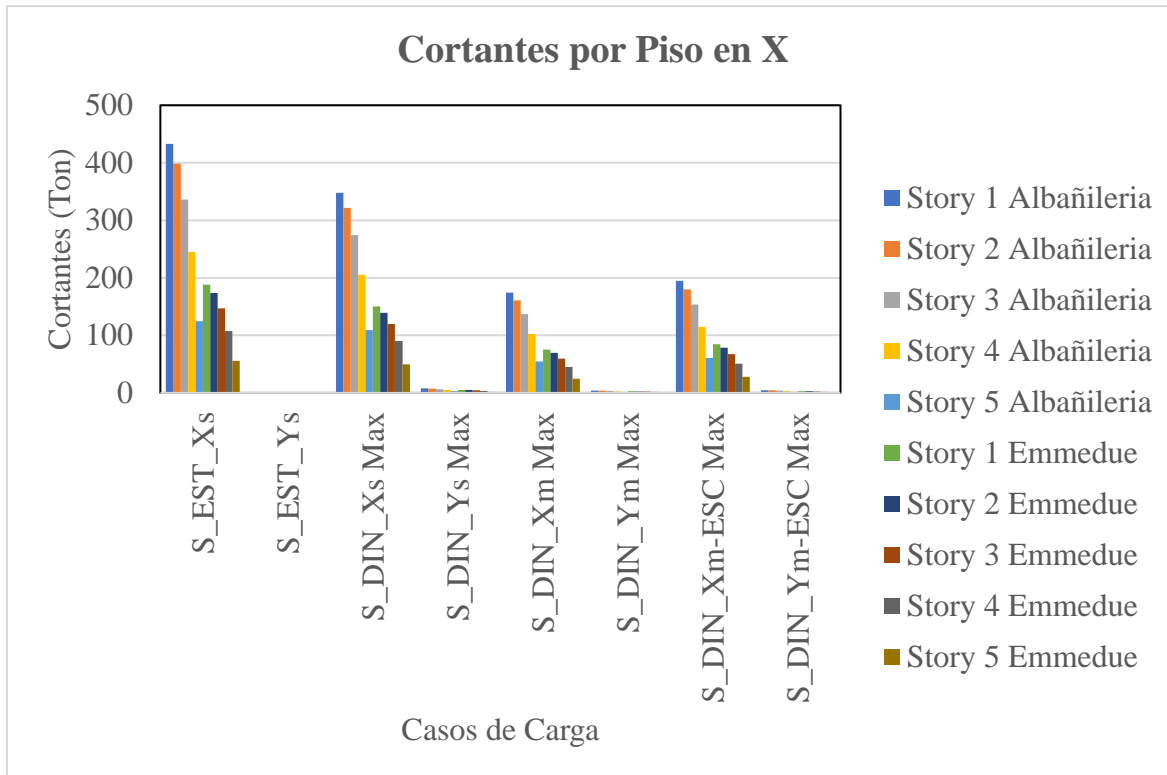


Figura 86. Cortantes por Piso en Dirección X.

En la figura 86, podemos apreciar que para ambos sistemas (Albañilería y Emmedue), los mayores cortantes por piso para todos los pisos de la edificación se dan por el Caso de Carga S_EST_Xs en la dirección de análisis X. Los demás casos de carga van de manera descendente del primero al último piso para cada sistema; además la tabla 49 nos muestra que la cortante por piso en el primer nivel de la edificación Emmedue disminuye en un 56.5% y un 55.24% en el último, con respecto al edificio convencional de Albañilería. En la tabla 49 se puede apreciar que la cortante debido al caso de carga S_EST_Ys tiene un valor de cero, ya que; todo la cortante para la dirección de análisis en X es absorbido por el caso de carga S_EST_Xs, sin embargo; para los casos de carga del análisis dinámico en Y se logran apreciar valores mínimos de cortantes por piso, a pesar de que la dirección de análisis en X, es en la cual se encuentran los mayores cortantes para este caso.

Tabla 50. Cortantes por Piso en la dirección Y.

Cortantes por Piso en dirección Y (Ton)										
Load Case	Albañilería					Emmedue				
	Story 1	Story 2	Story 3	Story 4	Story 5	Story1	Story2	Story3	Story4	Story5
S_EST_Xs	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
S_EST_Ys	432.62	398.38	336.21	244.95	124.59	188.11	173.51	146.78	107.53	55.76
S_DIN_Xs Max	8.07	7.42	6.28	4.64	2.51	5.34	4.97	4.28	3.24	1.78
S_DIN_Ys Max	329.89	306.50	262.80	197.58	106.32	145.75	135.77	116.67	88.08	48.14
S_DIN_Xm Max	4.03	3.71	3.14	2.32	1.26	2.67	2.48	2.14	1.62	0.89
S_DIN_Ym Max	164.91	153.22	131.37	98.77	53.15	72.86	67.87	58.32	44.03	24.07
S_DIN_Xm-ESC Max	4.51	4.15	3.51	2.60	1.41	3.01	2.80	2.41	1.82	1.00
S_DIN_Ym-ESC Max	194.63	180.83	155.04	116.57	62.73	84.67	78.87	67.78	51.16	27.97

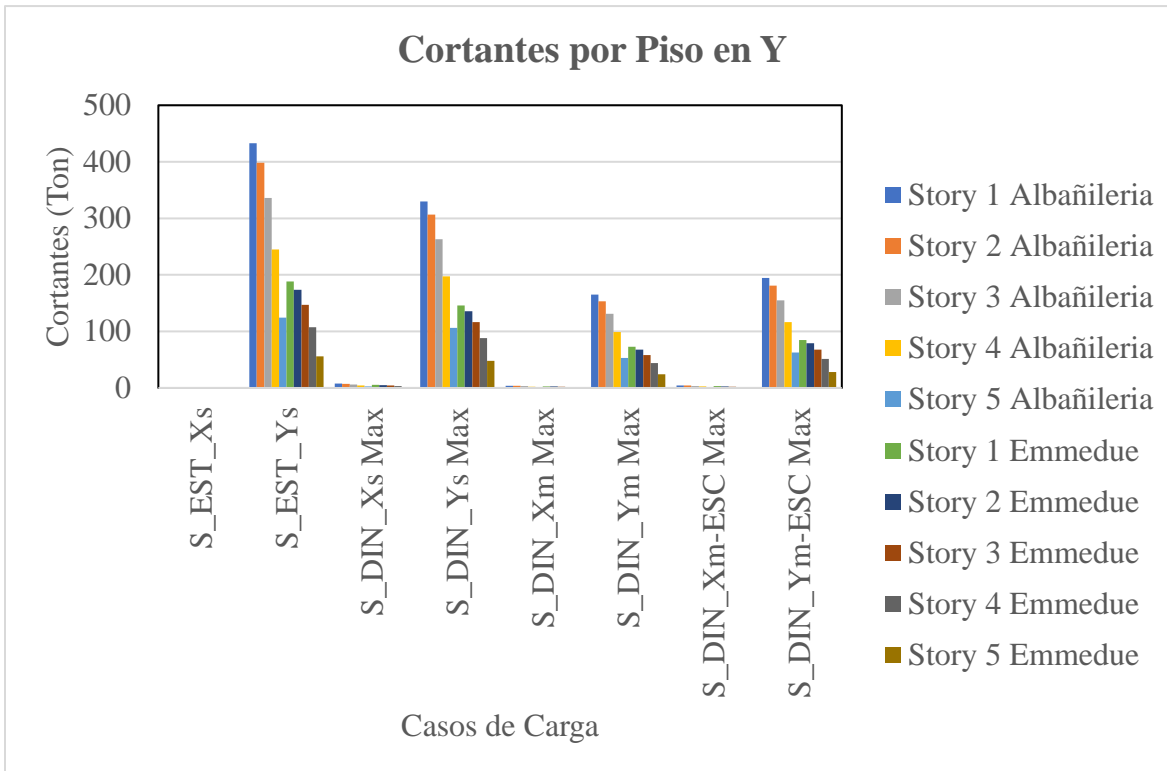


Figura 87. Cortantes por Piso en Dirección Y.

En la figura 87, podemos apreciar que para ambos sistemas (Albañilería y Emmedue), los mayores cortantes por piso para todos los pisos de la edificación se dan por el Caso de Carga S_EST_Ys en la dirección de análisis Y. Los demás casos de carga van de manera descendente del primero al último piso para cada sistema; además la tabla 50 nos muestra que la cortante por piso en el primer nivel de la edificación Emmedue disminuye en un 56.5% y un 55.24% en el último, con respecto al edificio convencional de Albañilería. En la tabla 50 se puede apreciar que la cortante debido al caso de carga S_EST_Xs tiene un valor de cero, ya que; todo la cortante para la dirección de análisis en Y es absorbido por el caso de carga S_EST_Ys, sin embargo; para los casos de carga del análisis dinámico en X se logran apreciar valores mínimos de cortantes por piso, a pesar de que la dirección de análisis en Y, es en la cual se encuentran los mayores cortantes para este caso.

3.14 Carga Axial P en Muros

Carga Axial P para los muros de Albañilería en la Dirección X

Tabla 51. Carga Axial en muros X de Albañilería del primer Piso (Ton).

Load Case/Combo	M1X	M2X	M3X	M4X	M5X	M6X	M7X	M8X	M9X	M10X
S_EST_Xs	29.281	45.767	16.027	5.078	7.795	13.482	22.694	22.596	36.160	68.199
S_DIN_Xs Max	31.604	41.078	13.040	4.192	6.901	11.104	18.426	21.859	37.634	64.751
S_DIN_Xm Max	15.799	20.535	6.519	2.096	3.450	5.551	9.211	10.927	18.813	32.368
S_DIN_Xm-ESC Max	17.674	22.972	7.293	2.345	3.859	6.210	10.304	12.224	21.046	36.211
Comb1	67.958	207.791	71.558	44.195	96.977	36.331	46.276	49.175	90.967	128.772
Comb2 Max	27.577	139.648	48.972	34.087	77.147	20.509	21.858	20.874	41.858	47.792
Comb2 Min	90.786	221.805	75.053	42.472	90.949	42.717	58.710	64.592	117.126	177.293
Comb3 Max	41.391	4.531	51.377	32.003	52.360	18.297	23.011	92.359	47.533	222.484
Comb3 Min	159.754	365.984	72.647	44.555	115.736	44.929	57.557	177.826	206.517	447.569
Comb4 Max	5.983	72.912	25.297	19.402	45.083	8.885	7.105	4.968	13.792	8.106
Comb4 Min	69.191	155.068	51.378	27.787	58.885	31.092	43.957	48.687	89.059	137.608
Comb5 Max	62.986	71.267	27.702	17.319	20.296	6.673	8.258	108.265	75.600	262.170
Comb5 Min	138.159	299.247	48.972	29.870	83.672	33.304	42.804	161.920	178.451	407.884

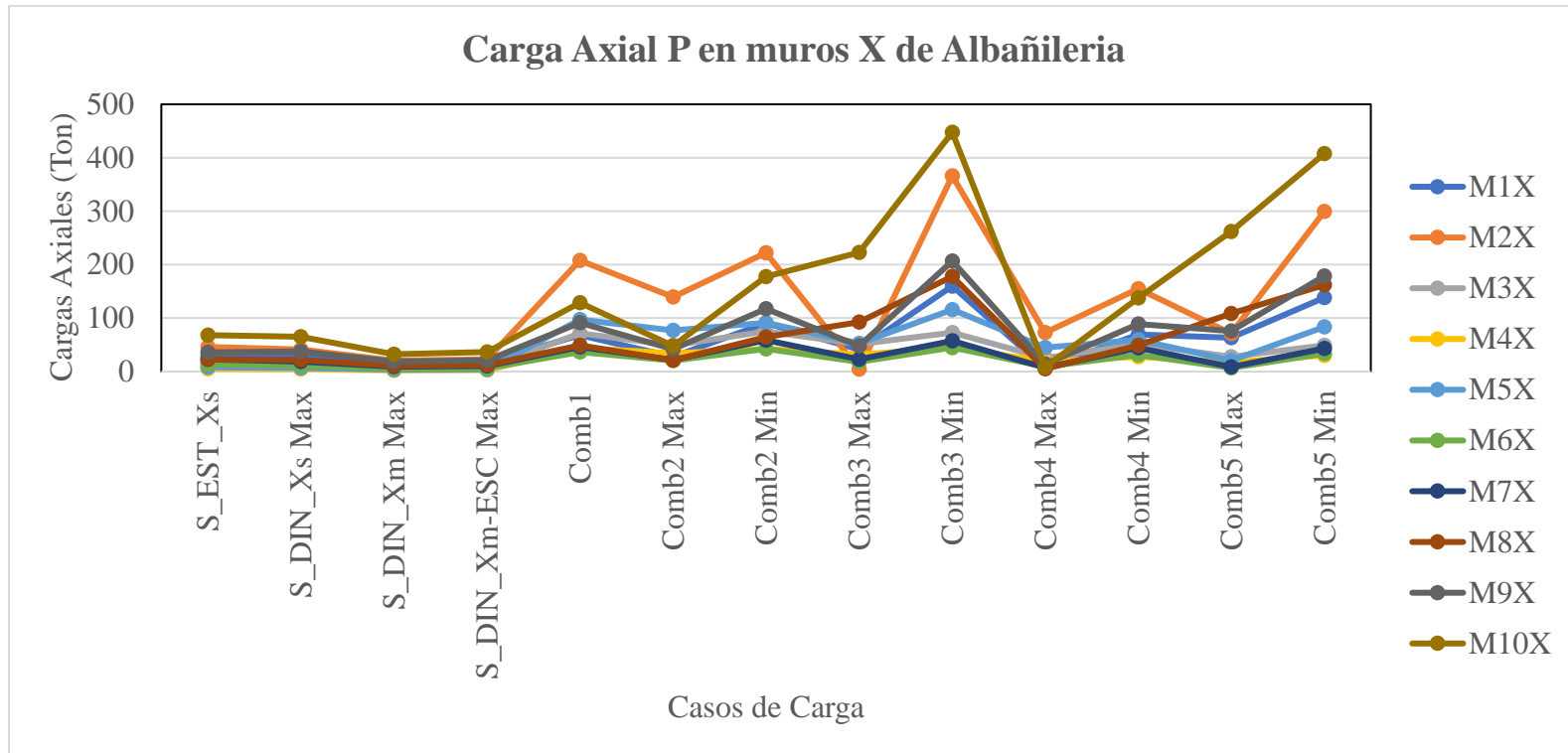


Figura 88. Carga Axial en muros de Albañilería del 1er Piso en Dirección X.

La tabla 51 de la cual; podemos apreciar los valores absolutos para cada uno de los muros de la edificación de albañilería en la dirección X. En la figura 88 podemos observar que los muros M2X y M10X son los muros más esforzados por acción de las cargas axiales. Además, se puede ver que entre las cargas que solicitan mayores esfuerzos axiales a los muros; tenemos primero al Comb3 Min, además de la carga Comb5 Min, que también exige mayores esfuerzos a los muros de Albañilería en la dirección X

Carga Axial P para los muros Emmedue en la Dirección X

Tabla 52. Carga Axial en muros X de Emmedue del primer Piso (Ton).

Load Case/Combo	EX01	EX02	EX03	EX04	EX05	EX06	EX07	EX08	EX09	EX10	EX11
S_EST_Xs	11.415	11.066	8.748	5.072	13.990	2.166	2.625	18.187	8.984	5.092	1.832
S_DIN_Xs Max	12.855	11.482	7.277	4.167	11.158	1.573	2.740	16.592	7.630	7.006	1.584
S_DIN_Xm Max	6.426	5.740	3.637	2.083	5.578	0.786	1.370	8.294	3.814	3.502	0.792
S_DIN_Xm-ESC Max	7.249	6.474	4.103	2.350	6.292	0.887	1.545	9.356	4.302	3.950	0.893
Comb1	35.596	113.227	46.996	27.429	63.219	23.093	27.962	30.972	50.667	70.545	10.557
Comb2 Max	17.486	84.684	32.455	18.969	42.061	17.997	20.994	9.579	35.554	53.207	7.326
Comb2 Min	43.196	107.648	47.008	27.304	64.377	21.141	26.475	42.763	50.813	67.219	10.494
Comb3 Max	11.817	5.534	31.217	22.157	29.270	2.155	2.675	27.865	17.219	103.979	4.860
Comb3 Min	72.499	186.798	48.246	24.116	77.167	36.983	44.795	80.207	103.586	224.405	12.961
Comb4 Max	4.148	41.195	13.842	7.942	16.319	8.990	10.211	2.731	16.558	27.029	3.099
Comb4 Min	29.859	64.158	28.395	16.277	38.634	12.135	15.692	30.453	31.817	41.041	6.267
Comb5 Max	25.155	37.956	12.604	11.129	3.528	6.852	8.108	40.175	36.214	130.157	0.633
Comb5 Min	59.162	143.309	29.633	13.089	51.425	27.977	34.012	67.898	84.590	198.227	8.734

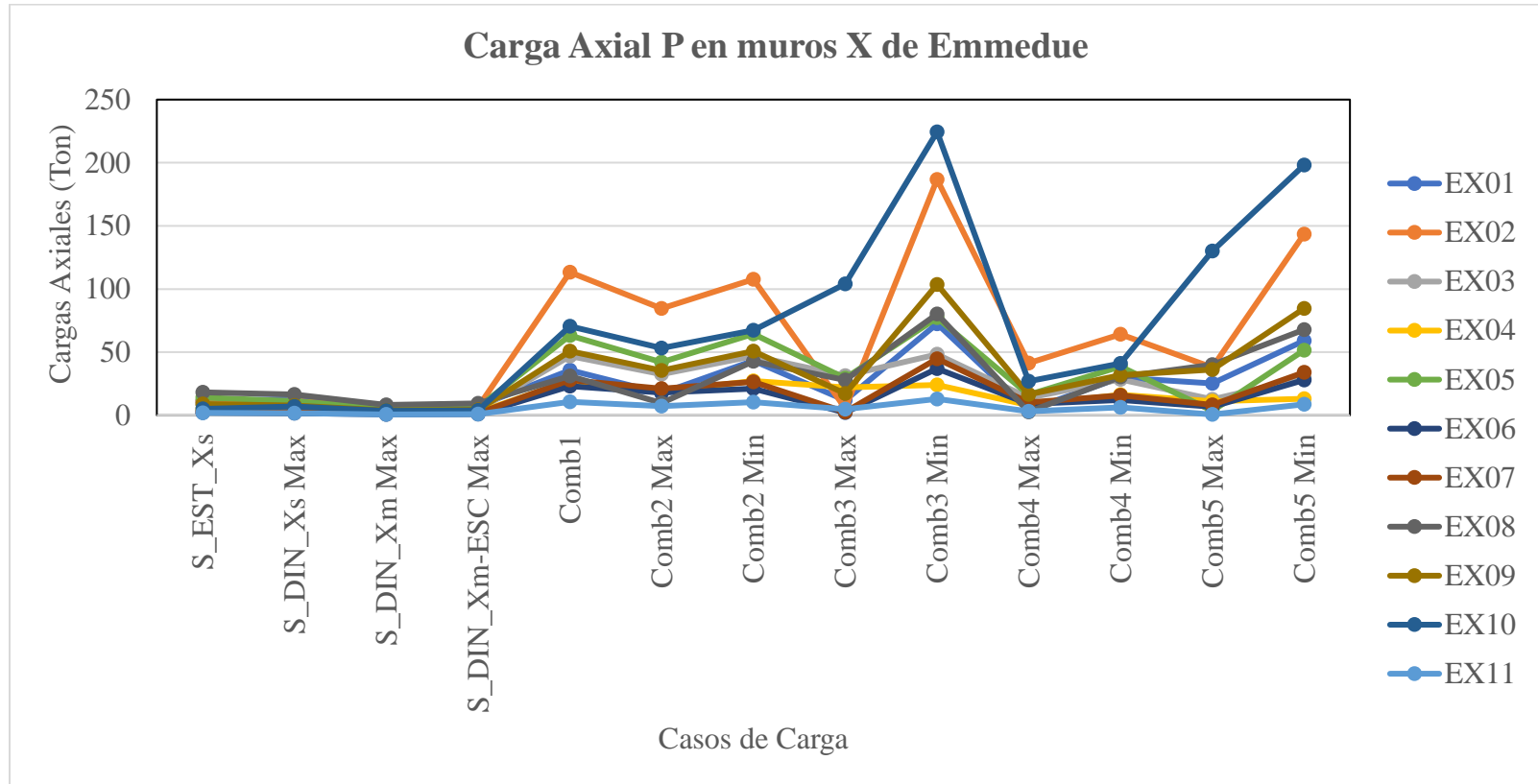


Figura 89. Carga Axial en muros Emmedue del 1er Piso en Dirección X.

La tabla 52 de la cual; podemos apreciar los valores absolutos para cada uno de los muros de la edificación Emmedue en la dirección X.

En la figura 89 podemos observar que los muros EX02 y EX10 son los muros más esforzados por acción de las cargas axiales. Además,

se puede ver que entre las cargas que solicitan mayores esfuerzos axiales a los muros; tenemos primero al Comb3 Min, además de la carga Comb5 Min, que también exige mayores esfuerzos a los muros Emmedue en la dirección X

Carga Axial P para los muros de Albañilería en la Dirección Y

Tabla 53. Carga Axial en muros Y de Albañilería del primer Piso (Ton).

Load Case/Combo	M1Y	M2Y	M3Y	M4Y	M5Y	M6Y	M7Y	M8Y	M9Y	M10Y	M11Y	M12Y
S_EST_Ys	43.241	37.525	36.532	18.653	41.904	32.293	39.106	86.880	35.984	136.700	17.395	12.215
S_DIN_Ys Max	33.556	29.970	28.908	15.620	32.166	25.414	30.668	66.414	27.947	112.704	13.830	10.659
S_DIN_Ym Max	16.774	14.982	14.451	7.808	16.080	12.704	15.331	33.200	13.971	56.340	6.914	5.328
S_DIN_Ym-ESC Max	19.797	17.682	17.055	9.216	18.977	14.994	18.093	39.183	16.488	66.492	8.160	6.289
Comb1	38.210	28.526	19.448	18.246	20.020	19.348	17.720	45.201	36.127	51.217	38.173	22.462
Comb2 Max	5.161	9.848	10.446	6.302	12.987	5.712	4.523	21.182	16.989	39.464	16.534	10.910
Comb2 Min	61.626	59.831	23.585	25.567	22.053	27.973	26.402	57.712	46.104	49.480	50.019	28.193
Comb3 Max	0.163	4.979	11.892	0.314	14.646	8.572	15.206	26.967	3.599	68.232	19.446	8.893
Comb3 Min	66.949	54.962	45.923	31.555	49.686	42.257	46.131	105.861	59.494	157.176	47.107	30.211
Comb4 Max	6.620	18.450	4.509	0.642	6.889	0.458	1.014	7.074	5.772	22.787	4.506	3.744
Comb4 Min	49.845	51.228	17.648	19.907	15.954	21.803	20.864	43.604	34.887	32.802	37.992	21.027
Comb5 Max	11.944	13.581	17.829	5.346	20.745	14.742	20.743	41.075	7.618	84.910	7.418	1.727
Comb5 Min	55.169	46.359	39.986	25.895	43.588	36.086	40.593	91.754	48.277	140.499	35.079	23.045

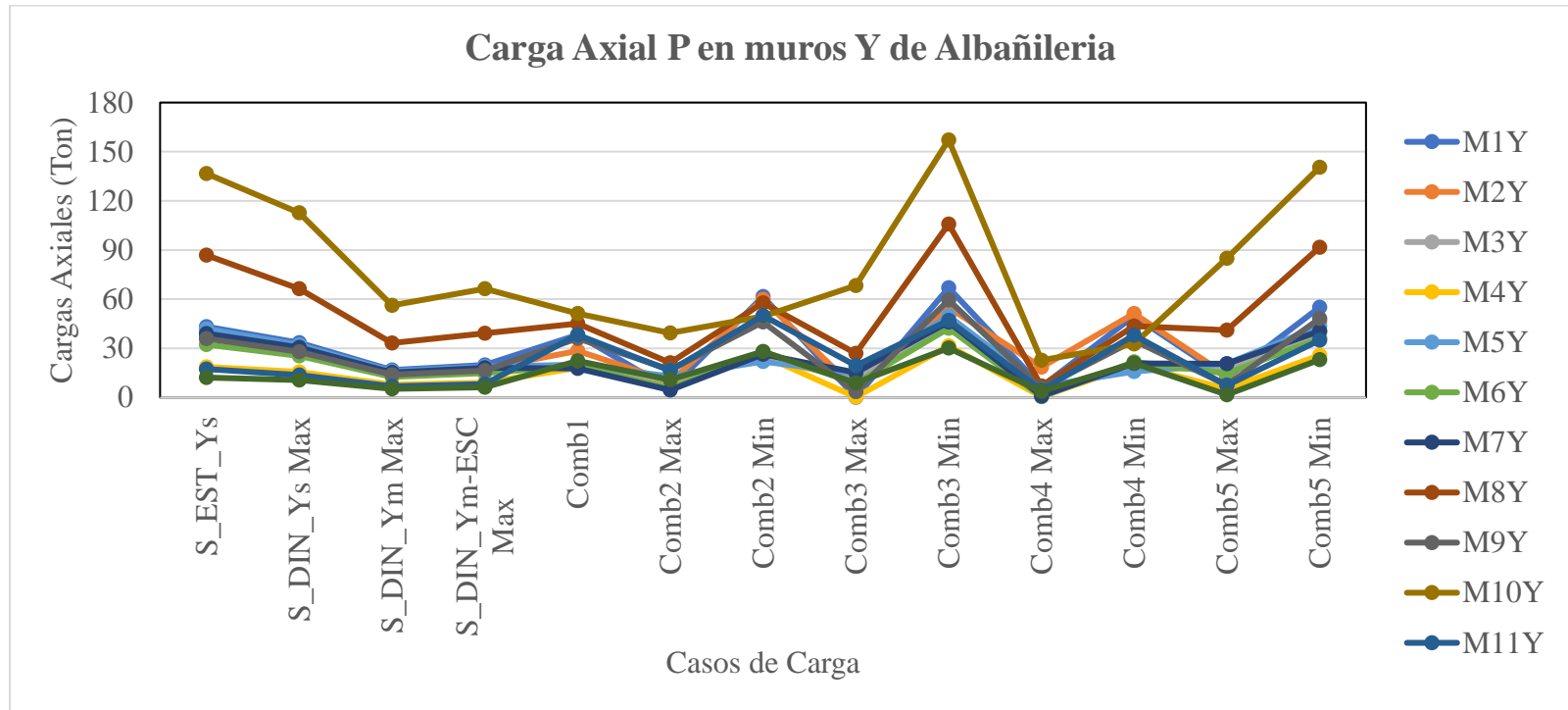


Figura 90. Carga Axial en muros de Albañilería del 1er Piso en Dirección Y.

La tabla 53 de la cual; podemos apreciar los valores absolutos para cada uno de los muros de la edificación de albañilería en la dirección Y. En la figura 90 podemos observar que los muros M8Y y M10X son los muros más esforzados por acción de las cargas axiales. Además, se puede ver que entre las cargas que solicitan mayores esfuerzos axiales a los muros; tenemos primero al Comb3 Min, además de la carga Comb5 Min, que también exige mayores esfuerzos a los muros de Albañilería en la dirección Y.

Carga Axial P para los muros Emmedue en la Dirección Y

Tabla 54. Carga Axial en muros Y de Emmedue del primer Piso (Ton).

Load Case/Combo	EY01	EY02	EY03	EY04	EY05	EY06	EY07	EY08	EY09	EY10	EY11	EY12
S_EST_Ys	17.793	14.336	2.443	11.109	7.058	11.084	13.790	48.991	18.170	73.554	1.668	3.924
S_DIN_Ys Max	16.319	15.022	2.145	8.984	6.246	9.092	11.042	37.969	14.337	60.573	1.840	3.431
S_DIN_Ym Max	8.158	7.509	1.072	4.491	3.122	4.545	5.520	18.980	7.167	30.280	0.920	1.715
S_DIN_Ym-ESC Max	9.480	8.726	1.246	5.219	3.628	5.282	6.414	22.056	8.329	35.188	1.069	1.993
Comb1	23.969	16.649	21.510	10.583	20.747	13.075	10.488	27.548	19.640	37.236	21.681	34.320
Comb2 Max	1.455	11.407	11.712	5.121	9.469	3.516	0.273	15.182	14.007	26.758	15.966	22.008
Comb2 Min	39.384	39.911	24.602	12.882	25.540	18.648	18.135	31.508	19.429	35.857	20.849	36.040
Comb3 Max	4.101	0.769	16.012	0.018	11.258	1.990	2.111	14.624	2.381	29.266	16.568	25.593
Comb3 Min	36.739	29.274	20.301	17.986	23.750	20.174	19.973	61.313	31.055	91.880	20.248	32.455
Comb4 Max	7.560	17.457	3.104	1.099	1.139	1.578	4.231	4.440	6.579	11.476	7.619	8.442
Comb4 Min	30.369	33.861	15.994	8.860	17.210	13.554	14.177	20.765	12.000	20.576	12.502	22.474
Comb5 Max	4.914	6.820	7.405	4.005	2.929	3.104	6.069	25.366	5.048	44.547	8.220	12.027
Comb5 Min	27.724	23.224	11.694	13.964	15.420	15.080	16.015	50.571	23.626	76.599	11.901	18.889

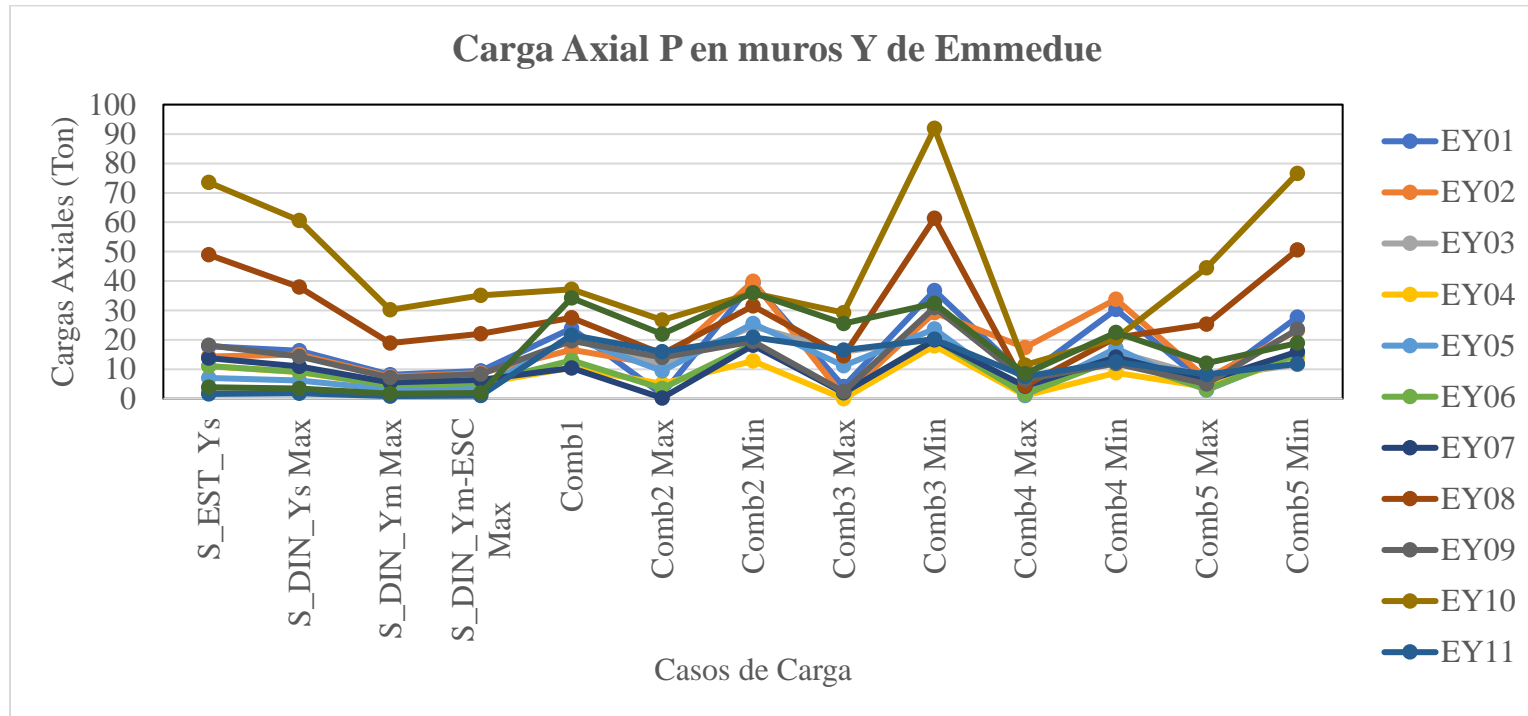


Figura 91. Carga Axial en muros Emmedue del 1er Piso en Dirección Y.

La tabla 54 de la cual; podemos apreciar los valores absolutos para cada uno de los muros de la edificación Emmedue en la dirección Y. En la figura 91 podemos observar que los muros EY08 y EY10 son los muros más esforzados por acción de las cargas axiales. Además, se puede ver que entre las cargas que solicitan mayores esfuerzos axiales a los muros; tenemos primero al Comb3 Min, además de la carga Comb5 Min, que también exige mayores esfuerzos a los muros Emmedue en la dirección Y.

3.15 Cortantes V2 en Muros

Cortantes V2; según los Casos de Carga de cada Muro – Dirección X Albañilería.

Tabla 55. Cortantes en muros X de Albañilería del primer Piso (Ton).

Load Case/Combo	M1X	M2X	M3X	M4X	M5X	M6X	M7X	M8X	M9X	M10X
S_EST_Xs	25.737	110.806	29.917	8.407	31.175	12.151	17.403	16.527	53.166	82.169
S_DIN_Xs Max	22.679	94.620	24.118	6.760	25.252	9.928	14.199	13.511	45.709	70.021
S_DIN_Xm Max	11.337	47.300	12.056	3.379	12.623	4.963	7.098	6.754	22.850	35.003
S_DIN_Xm-ESC Max	12.683	52.914	13.487	3.780	14.122	5.552	7.940	7.556	25.562	39.158
Comb1	0.762	0.726	0.995	0.591	0.223	0.110	0.039	4.273	0.857	3.696
Comb2 Max	22.024	95.232	23.272	6.262	25.060	9.821	14.246	9.832	44.951	66.808
Comb2 Min	23.335	94.008	24.963	7.258	25.444	10.035	14.152	17.190	46.468	73.235
Comb3 Max	10.460	48.701	0.353	0.142	4.508	0.788	2.619	1.905	14.351	35.436
Comb3 Min	11.771	47.477	2.044	1.138	4.893	1.002	2.525	9.263	15.868	41.863
Comb4 Max	22.292	94.940	23.654	6.501	25.136	9.820	14.272	11.319	45.186	67.997
Comb4 Min	23.067	94.299	24.581	7.019	25.368	10.036	14.126	15.703	46.232	72.046
Comb5 Max	10.728	48.409	0.735	0.381	4.585	0.787	2.646	3.392	14.587	36.624
Comb5 Min	11.503	47.769	1.662	0.899	4.816	1.003	2.499	7.776	15.632	40.674

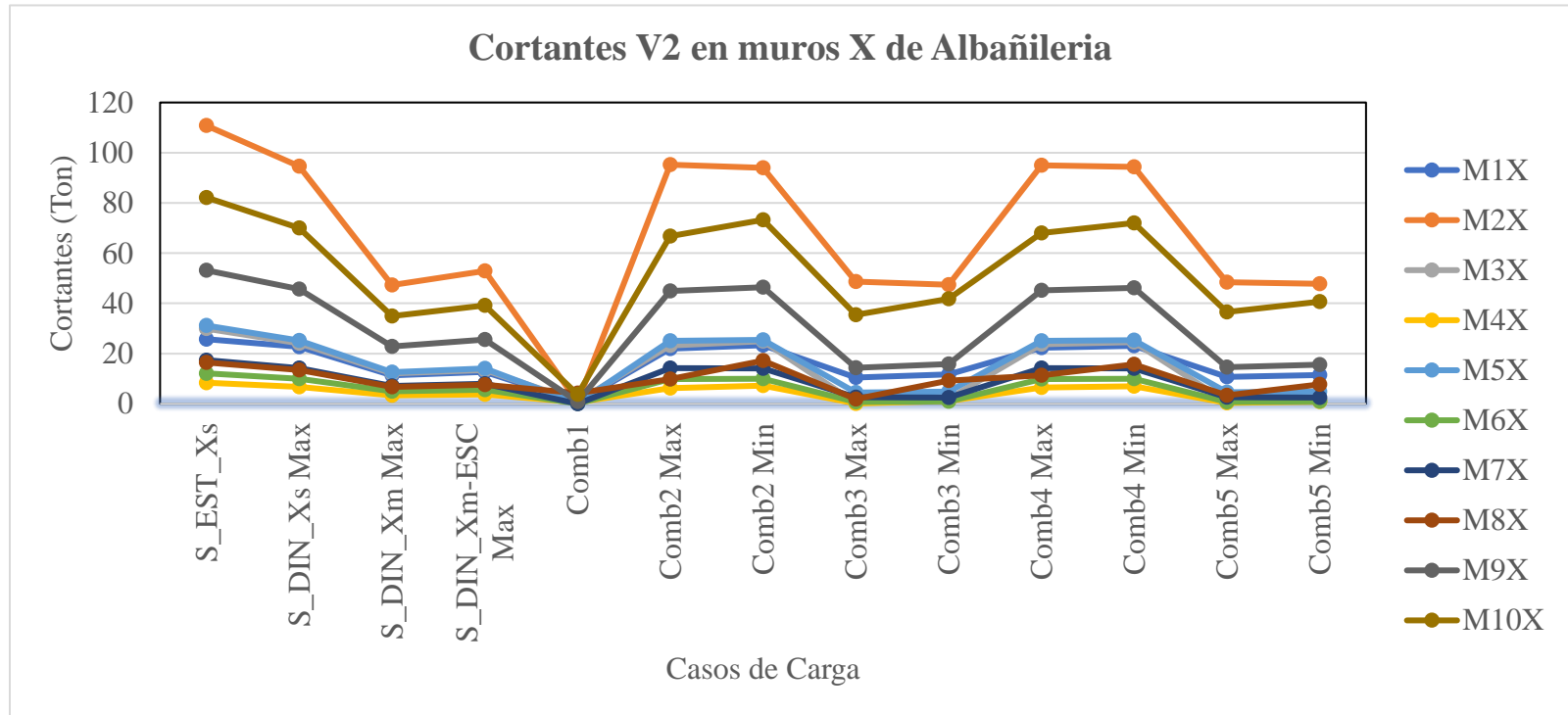


Figura 92. Cortantes en muros de Albañilería del 1er Piso en Dirección X.

La tabla 55 de la cual; podemos apreciar los valores absolutos para cada uno de los muros de la edificación de Albañilería en la dirección X. En la figura 92 podemos observar que los muros M2X y M10X son los muros más esforzados por acción de los cortantes. Además, se puede ver que entre las cargas que solicitan mayores esfuerzos cortantes en los muros; tenemos primero al caso de carga S_EST_Xs,

además de las cargas Comb2Max, Comb2Min, Comb4Max, Comb4Min y la carga S_DIN_Xs Max, que también exige mayores esfuerzos cortantes en los muros de Albañilería de la dirección X

Cortantes V2; según los Casos de Carga de cada Muro – Dirección X Emmedue

Tabla 56. Cortantes en muros X de Emmedue del primer Piso (Ton).

Load Case/Combo	EX01	EX02	EX03	EX04	EX05	EX06	EX07	EX08	EX09	EX10	EX11
S_EST_Xs	12.327	50.621	12.297	5.249	16.227	6.155	8.525	7.520	25.617	38.393	1.819
S_DIN_Xs Max	10.781	42.760	9.852	4.178	12.945	4.923	6.863	6.230	21.195	31.762	1.453
S_DIN_Xm Max	5.389	21.375	4.925	2.089	6.471	2.461	3.431	3.114	10.595	15.878	0.726
S_DIN_Xm-ESC Max	6.079	24.112	5.555	2.356	7.299	2.776	3.870	3.513	11.951	17.910	0.819
Comb1	0.081	0.428	0.404	0.024	0.852	0.530	0.006	2.034	0.870	0.272	0.166
Comb2 Max	10.846	42.390	9.525	4.161	12.251	5.358	6.865	4.543	21.916	31.520	1.591
Comb2 Min	10.716	43.130	10.179	4.195	13.639	4.489	6.861	7.917	20.473	32.005	1.315
Comb3 Max	4.323	22.400	0.134	0.440	1.978	1.626	0.939	4.402	7.404	13.534	0.273
Comb3 Min	4.194	23.140	0.788	0.474	3.367	0.758	0.936	7.777	5.961	14.019	0.003
Comb4 Max	10.801	42.536	9.731	4.179	12.669	5.107	6.886	5.448	21.531	31.590	1.520
Comb4 Min	10.761	42.984	9.973	4.177	13.221	4.739	6.840	7.012	20.859	31.935	1.387
Comb5 Max	4.278	22.546	0.340	0.458	2.396	1.376	0.961	5.307	7.018	13.604	0.201
Comb5 Min	4.238	22.994	0.582	0.456	2.949	1.008	0.914	6.872	6.346	13.949	0.068

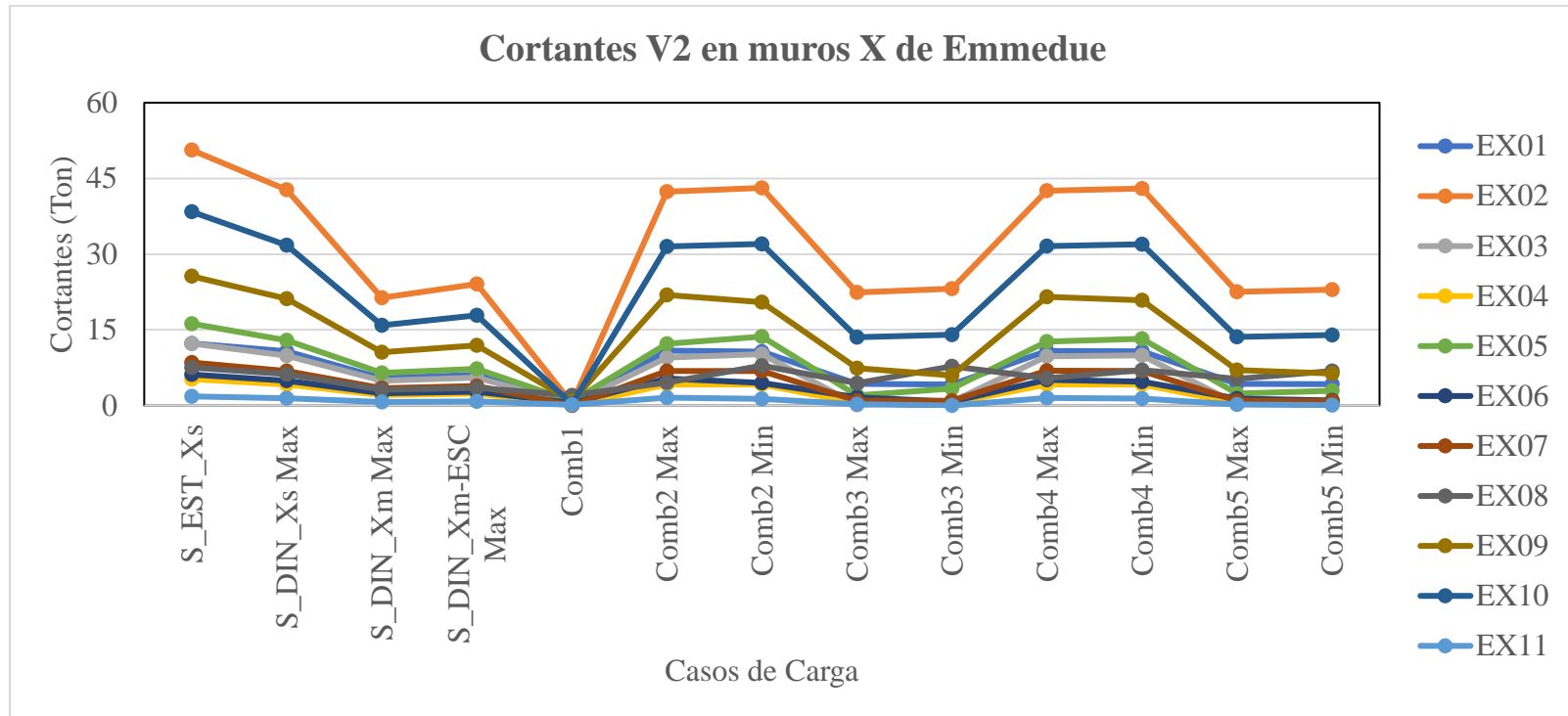


Figura 93. Cortantes en muros Emmedue del 1er Piso en Dirección X.

La tabla 56 de la cual; podemos apreciar los valores absolutos para cada uno de los muros de la edificación Emmedue en la dirección X. En la figura 93 podemos observar que los muros EX02 y EX10 son los muros más esforzados por acción de los cortantes. Además, se puede ver que entre las cargas que solicitan mayores esfuerzos cortantes en los muros; tenemos primero al caso de carga S_EST_Xs, además de las cargas Comb2Max, Comb2Min, Comb4Max, Comb4Min y la carga S_DIN_Xs Max, que también exige mayores esfuerzos cortantes en los muros Emmedue de la dirección X

Cortantes V2; según los Casos de Carga de cada Muro – Dirección Y Albañilería.

Tabla 57. Cortantes en muros Y de Albañilería del primer Piso (Ton).

Load Case/Combo	M1Y	M2Y	M3Y	M4Y	M5Y	M6Y	M7Y	M8Y	M9Y	M10Y	M11Y	M12Y
S_EST_Ys	43.242	33.624	11.488	8.898	12.212	9.364	9.855	48.942	35.501	48.942	50.776	19.986
S_DIN_Ys Max	37.329	29.178	9.127	7.003	9.517	7.269	7.521	38.311	28.587	40.333	41.647	17.405
S_DIN_Ym Max	18.661	14.586	4.563	3.501	4.757	3.634	3.760	19.151	14.291	20.162	20.819	8.700
S_DIN_Ym-ESC Max	22.023	17.214	5.385	4.132	5.615	4.289	4.437	22.602	16.866	23.795	24.571	10.268
Comb1	0.292	0.231	0.326	0.332	0.342	0.425	0.421	0.720	0.303	1.468	0.847	0.378
Comb2 Max	6.476	7.203	0.514	0.844	0.281	1.009	0.746	1.841	2.718	0.654	3.821	1.832
Comb2 Min	6.986	7.607	1.063	1.412	0.858	0.286	0.029	0.611	2.210	3.151	2.352	1.178
Comb3 Max	37.074	28.977	8.853	6.719	9.228	7.631	7.880	38.926	28.841	39.084	42.382	17.732
Comb3 Min	37.584	29.380	9.402	7.287	9.805	6.908	7.163	37.696	28.333	41.581	40.913	17.077
Comb4 Max	6.567	7.275	0.648	0.963	0.418	0.847	0.586	1.575	2.589	1.212	3.542	1.708
Comb4 Min	6.894	7.535	0.930	1.293	0.721	0.448	0.189	0.877	2.339	2.593	2.630	1.303
Comb5 Max	37.166	29.048	8.986	6.838	9.365	7.469	7.720	38.660	28.712	39.642	42.103	17.607
Comb5 Min	37.493	29.308	9.269	7.168	9.668	7.070	7.323	37.962	28.462	41.023	41.191	17.202

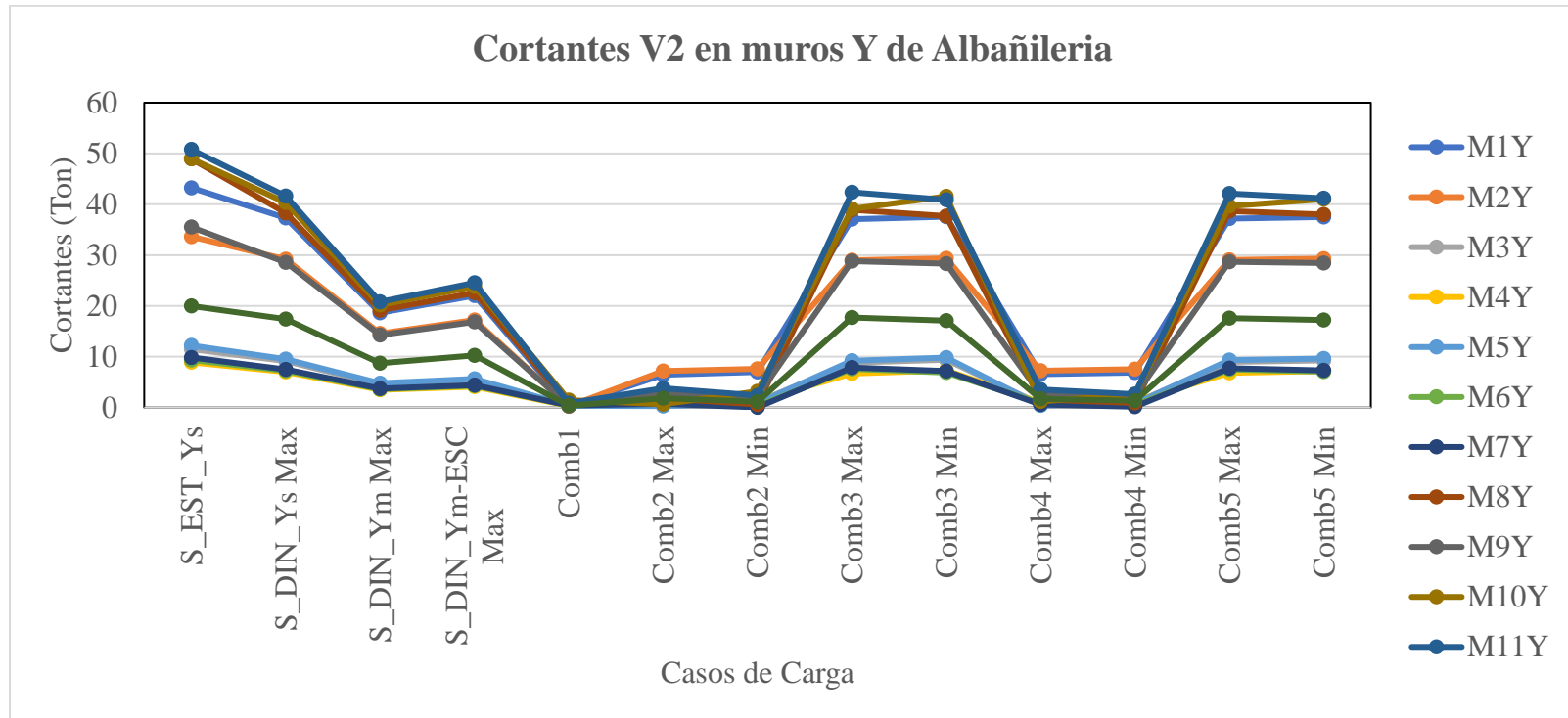


Figura 94. Cortantes en muros de Albañilería del 1er Piso en Dirección Y.

La tabla 57 de la cual; podemos apreciar los valores absolutos para cada uno de los muros de la edificación de Albañilería en la dirección X. En la figura 94 podemos observar que los muros M10Y y M11Y son los muros más esforzados por acción de los cortantes. Además, se puede ver que entre las cargas que solicitan mayores esfuerzos cortantes en los muros; tenemos primero al caso de carga S_EST_Ys, además de las cargas Comb3Max, Comb3Min, Comb5Max, Comb5Min y la carga S_DIN_Ys Max, que también exige mayores esfuerzos cortantes en los muros de Albañilería de la dirección Y.

Cortantes V2; según los Casos de Carga de cada Muro – Dirección Y Emmedue.

Tabla 58. Cortantes en muros Y de Emmedue del primer Piso (Ton).

Load Case/Combo	EY01	EY02	EY03	EY04	EY05	EY06	EY07	EY08	EY09	EY10	EY11	EY12
S_EST_Ys	18.991	14.199	5.447	5.441	5.650	5.938	6.076	28.855	21.316	29.685	33.237	4.090
S_DIN_Ys Max	15.846	11.938	4.294	4.277	4.445	4.634	4.714	22.850	17.304	24.484	27.399	3.539
S_DIN_Ym Max	7.921	5.968	2.147	2.138	2.222	2.317	2.356	11.423	8.650	12.239	13.697	1.769
S_DIN_Ym-ESC Max	9.205	6.935	2.495	2.484	2.582	2.692	2.738	13.274	10.052	14.223	15.917	2.056
Comb1	0.867	0.736	0.101	0.527	0.165	0.025	0.070	1.739	0.362	0.830	0.288	1.091
Comb2 Max	1.432	2.667	0.183	1.263	0.057	0.203	0.297	0.430	1.317	1.795	2.361	1.158
Comb2 Min	2.876	1.441	0.347	0.394	0.328	0.251	0.415	2.443	0.719	0.435	2.834	0.660
Comb3 Max	15.123	12.551	4.212	4.711	4.309	4.610	4.655	21.414	17.603	25.164	27.163	4.448
Comb3 Min	16.568	11.325	4.376	3.843	4.580	4.658	4.773	24.286	17.006	23.804	27.636	2.630
Comb4 Max	1.807	2.348	0.233	1.019	0.136	0.205	0.324	0.362	1.152	1.399	2.498	0.685
Comb4 Min	2.502	1.760	0.297	0.637	0.248	0.249	0.389	1.651	0.884	0.831	2.697	0.186
Comb5 Max	15.498	12.232	4.262	4.468	4.389	4.612	4.682	22.206	17.438	24.768	27.300	3.974
Comb5 Min	16.193	11.644	4.326	4.086	4.501	4.656	4.746	23.494	17.171	24.200	27.499	3.103

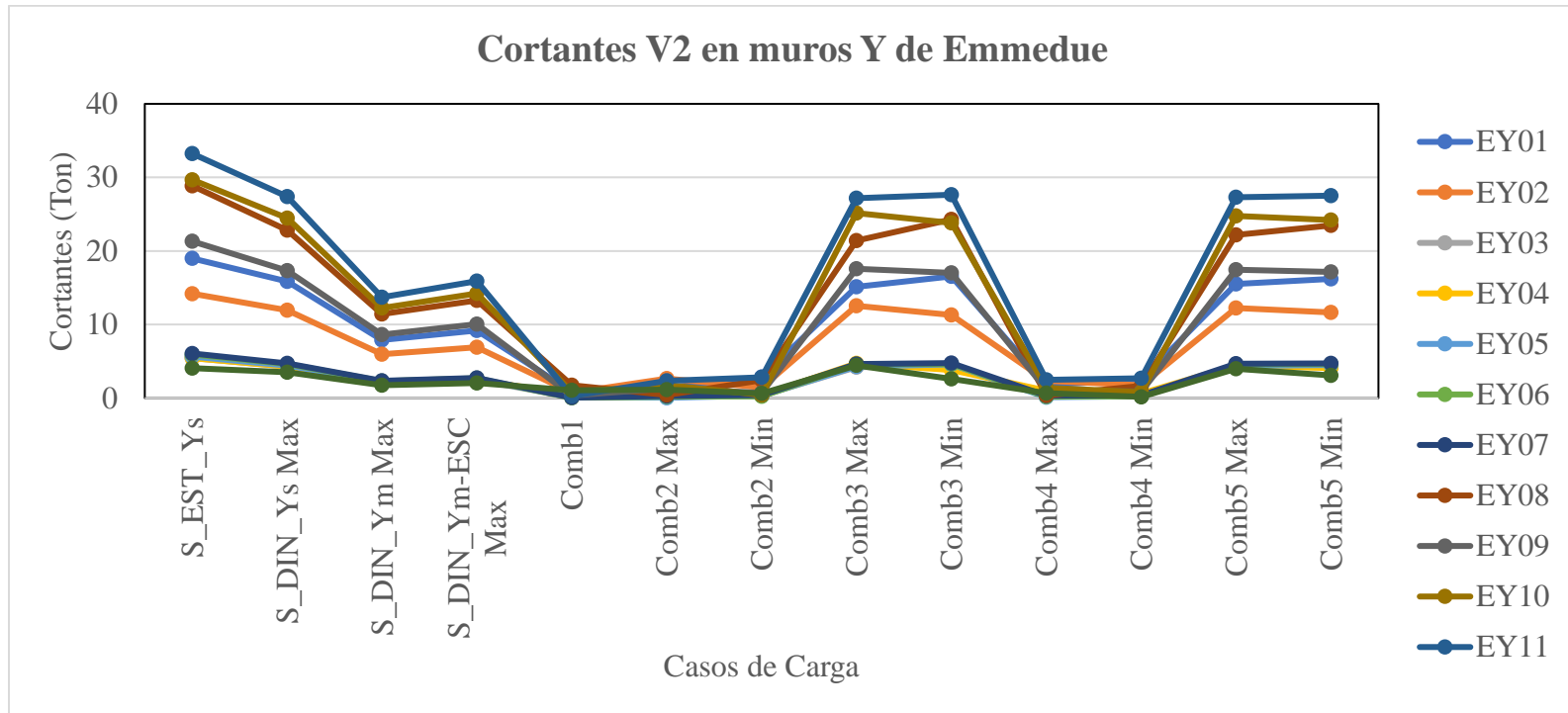


Figura 95. Cortantes en muros Emmedue del 1er Piso en Dirección Y.

La tabla 58 de la cual; podemos apreciar los valores absolutos para cada uno de los muros de la edificación Emmedue en la dirección Y. En la figura 95 podemos observar que los muros EY10 y EY11 son los muros más esforzados por acción de los cortantes. Además, se puede ver que entre las cargas que solicitan mayores esfuerzos cortantes en los muros; tenemos primero al caso de carga S_EST_Ys, además de las cargas Comb3Max, Comb3Min, Comb5Max, Comb5Min y la carga S_DIN_Ys Max, que también exige mayores esfuerzos cortantes en los muros Emmedue de la dirección Y.

3.16 Momento Flector M3 en Muros

Momento Flector M3; según los Casos de Carga de cada Muro – Dirección X Albañilería

Tabla 59. Momentos en muros X de Albañilería del primer Piso (Ton-m).

Load Case/Combo	M1X	M2X	M3X	M4X	M5X	M6X	M7X	M8X	M9X	M10X
S_EST_Xs	88.719	745.144	80.225	23.444	147.394	20.098	36.213	36.465	227.529	539.300
S_DIN_Xs Max	73.808	633.241	64.284	18.803	118.386	16.341	29.487	29.283	187.947	451.333
S_DIN_Xm Max	36.896	316.552	32.135	9.400	59.180	8.169	14.740	14.638	93.953	225.618
S_DIN_Xm-ESC Max	41.276	354.127	35.949	10.515	66.205	9.138	16.490	16.376	105.105	252.399
Comb1	3.471	6.572	7.016	0.087	3.919	0.512	2.098	2.420	12.419	1.074
Comb2 Max	76.765	626.867	70.280	18.876	121.691	15.889	31.287	27.179	198.628	451.623
Comb2 Min	70.851	639.614	58.288	18.730	115.081	16.793	27.687	31.387	177.265	451.043
Comb3 Max	61.856	500.211	9.959	0.720	17.282	2.773	4.114	11.094	126.666	155.812
Comb3 Min	55.942	512.958	2.032	0.574	10.672	3.677	0.515	15.302	105.304	155.232
Comb4 Max	75.459	626.951	67.701	18.840	120.115	16.033	30.537	27.959	194.269	449.294
Comb4 Min	72.157	639.530	60.867	18.766	116.657	16.649	28.437	30.607	181.624	453.373
Comb5 Max	60.550	500.295	7.380	0.684	15.707	2.917	3.364	11.874	122.307	153.483
Comb5 Min	57.248	512.874	0.547	0.610	12.248	3.533	1.265	14.522	109.662	157.562

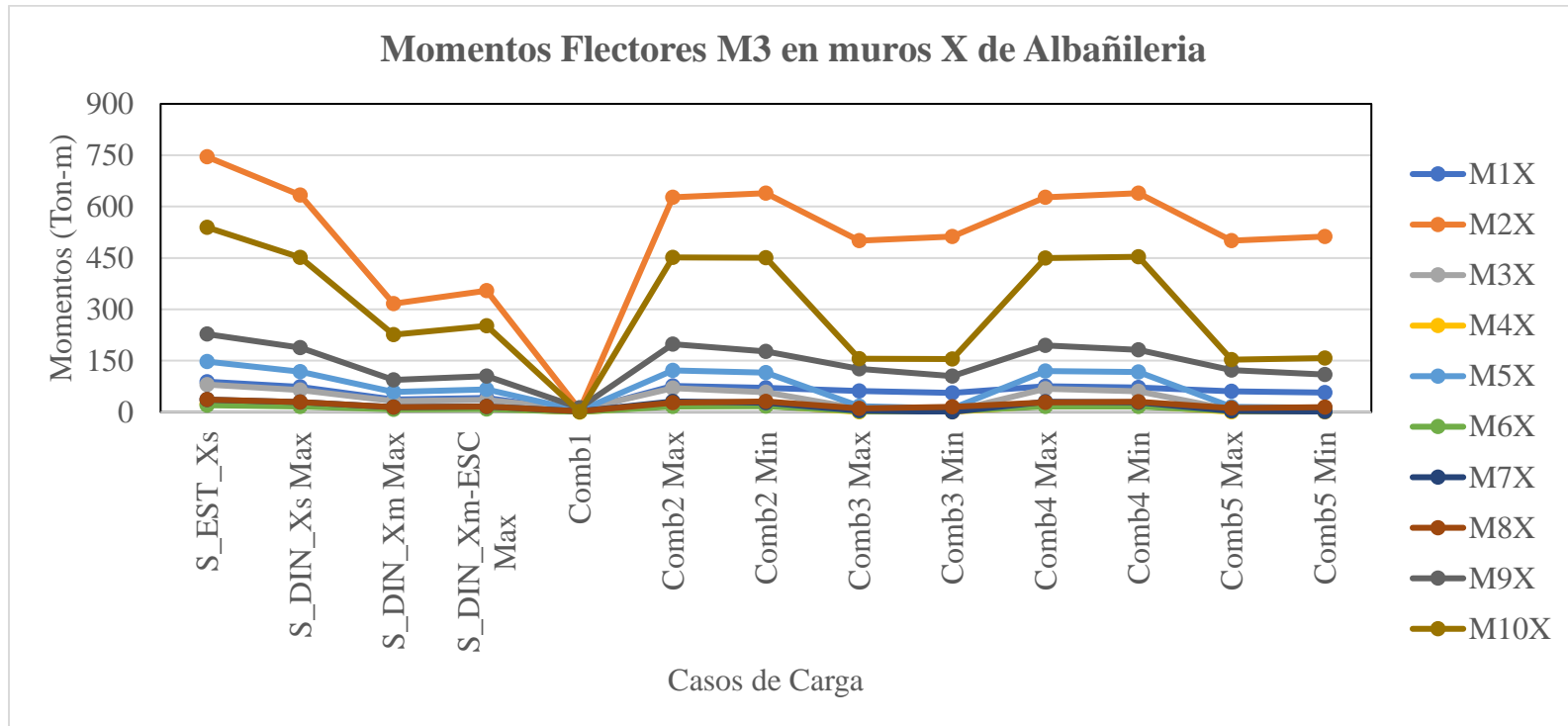


Figura 96. Momentos en muros de Albañilería del 1er Piso en Dirección X.

La tabla 59 de la cual; podemos apreciar los valores absolutos para cada uno de los muros de la edificación de Albañilería en la dirección X. En la figura 96 podemos observar que los muros M2X y M10X son los muros más esforzados por acción de los momentos flectores. Además, se puede ver que entre las cargas que solicitan mayores esfuerzos por los momentos flectores en los muros; tenemos primero al caso de carga S_EST_Xs, además de las cargas Comb2Max, Comb2Min, Comb4Max, Comb4Min y la carga S_DIN_Xs Max, que también exige mayores esfuerzos cortantes en los muros de Albañilería de la dirección X

Momento Flector M3; según los Casos de Carga de cada Muro – Dirección X Emmedue.

Tabla 60. Momentos en muros X de Emmedue del primer Piso (Ton-m).

Load Case/Combo	EX01	EX02	EX03	EX04	EX05	EX06	EX07	EX08	EX09	EX10	EX11
S_EST_Xs	45.258	486.868	49.145	12.140	72.490	11.160	20.343	17.576	117.630	328.405	2.368
S_DIN_Xs Max	37.194	409.004	39.078	9.657	57.891	9.014	16.286	13.893	96.778	270.907	1.889
S_DIN_Xm Max	18.593	204.458	19.535	4.827	28.939	4.506	8.141	6.945	48.379	135.425	0.945
S_DIN_Xm-ESC Max	20.973	230.631	22.036	5.445	32.644	5.083	9.183	7.834	54.572	152.760	1.065
Comb1	1.887	39.892	3.607	0.535	6.727	0.659	1.441	0.252	11.986	44.877	0.185
Comb2 Max	38.788	442.713	42.084	10.104	63.476	9.562	17.487	13.686	106.787	308.340	2.043
Comb2 Min	35.601	375.295	36.072	9.209	52.305	8.465	15.085	14.100	86.769	233.475	1.735
Comb3 Max	31.358	341.829	7.320	1.119	7.675	3.105	4.841	5.975	54.215	131.917	0.238
Comb3 Min	28.170	274.410	1.309	0.223	3.496	2.008	2.439	6.389	34.197	57.052	0.070
Comb4 Max	38.037	426.861	40.520	9.878	60.499	9.276	16.863	13.805	101.657	289.000	1.964
Comb4 Min	36.352	391.147	37.636	9.435	55.282	8.751	15.709	13.982	91.899	252.815	1.815
Comb5 Max	30.607	325.976	5.756	0.893	4.698	2.819	4.216	6.094	49.085	112.577	0.159
Comb5 Min	28.922	290.262	2.873	0.450	0.519	2.294	3.063	6.271	39.326	76.392	0.010

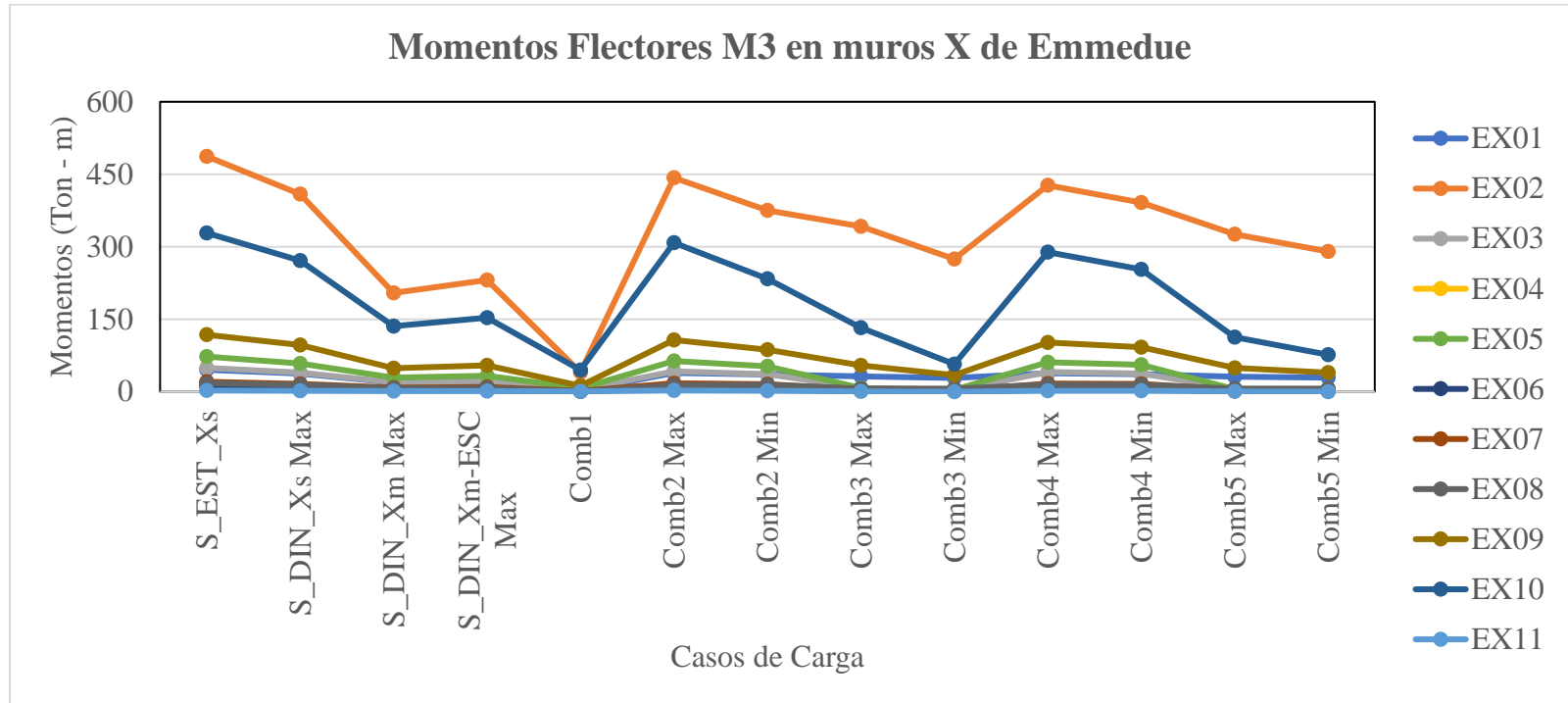


Figura 97. Momentos en muros Emmedue del 1er Piso en Dirección X.

La tabla 60 de la cual; podemos apreciar los valores absolutos para cada uno de los muros de la edificación Emmedue en la dirección X. En la figura 97 podemos observar que los muros EX02 y EX10 son los muros más esforzados por acción de los momentos flectores. Además, se puede ver que entre las cargas que solicitan mayores esfuerzos por los momentos flectores en los muros; tenemos primero

al caso de carga S_EST_Xs, además de las cargas Comb2Max, Comb2Min, Comb4Max, Comb4Min y la carga S_DIN_Xs Max, que también exige mayores esfuerzos cortantes en los muros Emmedue de la dirección X Momento Flector M3; según los Casos de Carga de cada Muro – Dirección Y Albañilería.

Tabla 61. Momentos en muros Y de Albañilería del primer Piso (Ton-m).

Load Case/Combo	M1Y	M2Y	M3Y	M4Y	M5Y	M6Y	M7Y	M8Y	M9Y	M10Y	M11Y	M12Y
S_EST_Ys	72.516	48.779	20.021	12.918	21.435	13.783	14.555	120.318	85.264	107.461	82.259	16.997
S_DIN_Ys Max	59.256	39.853	15.796	10.181	16.560	10.630	11.145	94.866	69.154	88.129	67.481	14.632
S_DIN_Ym Max	29.622	19.922	7.896	5.089	8.278	5.314	5.571	47.423	34.569	44.055	33.733	7.315
S_DIN_Ym-ESC Max	34.960	23.512	9.319	6.006	9.770	6.272	6.575	55.968	40.799	51.994	39.812	8.633
Comb1	3.363	0.542	0.484	0.303	0.503	0.053	0.047	1.726	1.512	1.702	2.400	0.063
Comb2 Max	7.988	6.874	0.802	0.538	0.388	0.544	0.480	0.881	1.336	2.341	3.721	1.087
Comb2 Min	13.822	5.908	1.637	1.060	1.256	0.453	0.401	3.819	3.947	5.299	7.843	1.193
Comb3 Max	56.339	40.336	15.379	9.920	16.126	10.676	11.184	93.397	67.848	86.650	65.420	14.579
Comb3 Min	62.173	39.371	16.214	10.441	16.994	10.585	11.105	96.334	70.459	89.608	69.542	14.685
Comb4 Max	9.093	6.735	0.969	0.642	0.560	0.525	0.463	1.536	1.853	2.891	4.571	1.113
Comb4 Min	12.717	6.046	1.471	0.955	1.084	0.472	0.418	3.164	3.431	4.750	6.993	1.167
Comb5 Max	57.444	40.198	15.545	10.024	16.298	10.657	11.167	94.052	68.365	87.199	66.270	14.605
Comb5 Min	61.068	39.509	16.047	10.337	16.822	10.604	11.122	95.679	69.942	89.058	68.692	14.659

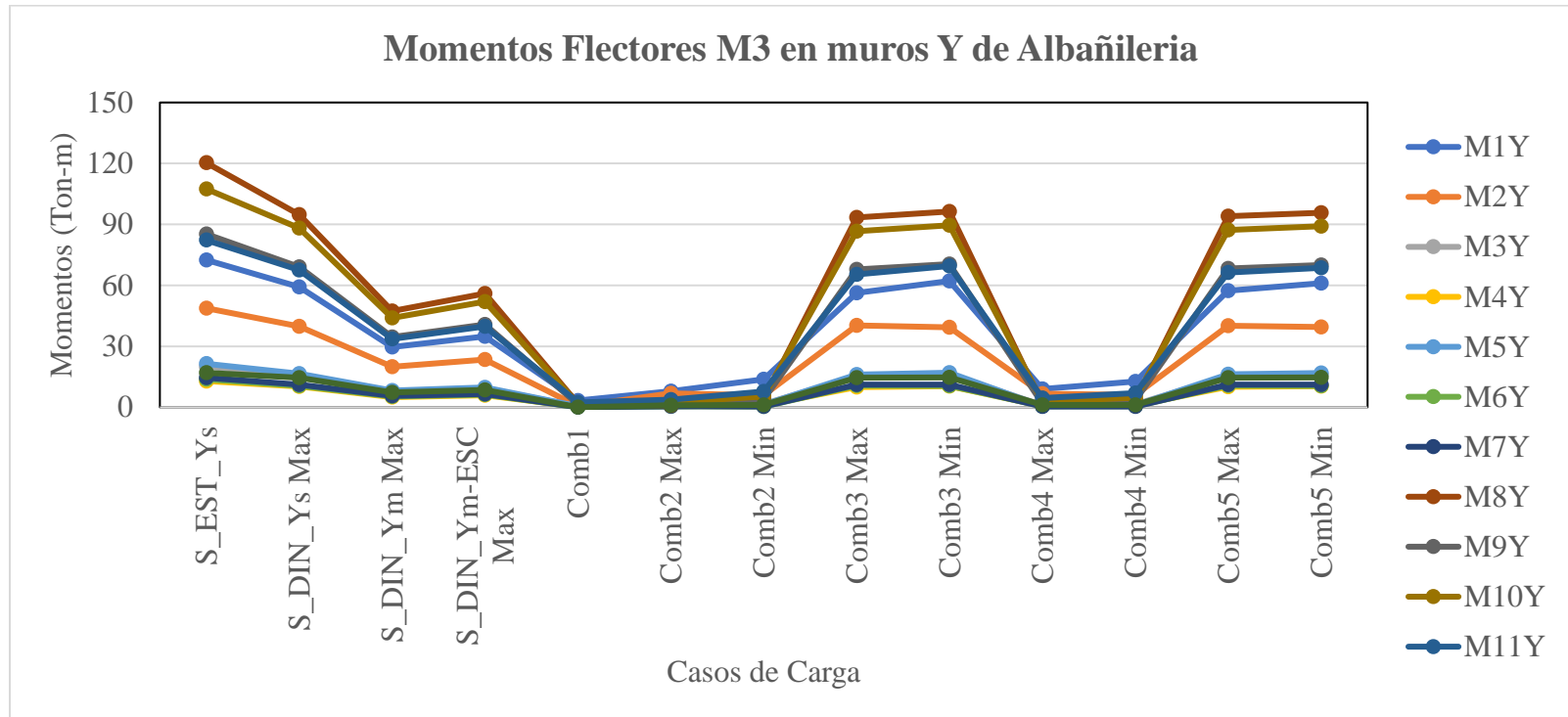


Figura 98. Momentos en muros de Albañilería del 1er Piso en Dirección Y.

La tabla 61 de la cual; podemos apreciar los valores absolutos para cada uno de los muros de la edificación de Albañilería en la dirección X. En la figura 98 podemos observar que los muros M10Y y M11Y son los muros más esforzados por acción de los momentos flectores. Además, se puede ver que entre las cargas que solicitan mayores esfuerzos por los momentos flectores en los muros; tenemos primero al caso de carga S_EST_Ys, además de las cargas Comb3Max, Comb3Min, Comb5Max, Comb5Min y la carga S_DIN_Ys Max, que también exige mayores esfuerzos cortantes en los muros de Albañilería de la dirección Y.

Momento Flector M3; según los Casos de Carga de cada Muro – Dirección Y Emmedue

Tabla 62. Momentos en muros Y de Emmedue del primer Piso (Ton-m).

Load Case/Combo	EY01	EY02	EY03	EY04	EY05	EY06	EY07	EY08	EY09	EY10	EY11	EY12
S_EST_Ys	55.816	36.356	13.315	7.626	13.991	8.880	9.204	68.958	47.242	61.978	43.495	10.465
S_DIN_Ys Max	45.477	29.579	10.520	6.022	10.955	6.908	7.146	54.737	38.397	50.879	35.662	8.962
S_DIN_Ym Max	22.733	14.786	5.259	3.010	5.476	3.453	3.572	27.363	19.195	25.434	17.827	4.480
S_DIN_Ym-ESC Max	26.418	17.183	6.111	3.498	6.364	4.013	4.151	31.797	22.305	29.556	20.716	5.206
Comb1	0.257	0.115	0.185	0.158	0.267	0.163	0.151	0.605	1.201	1.812	1.945	0.827
Comb2 Max	3.940	2.680	0.349	0.596	0.214	0.485	0.304	1.384	0.734	0.803	0.543	1.250
Comb2 Min	4.384	2.878	0.655	0.339	0.655	0.760	0.557	2.401	2.737	3.820	3.771	0.128
Comb3 Max	45.255	29.479	10.367	6.150	10.734	6.770	7.020	54.228	37.396	49.370	34.048	9.651
Comb3 Min	45.698	29.678	10.673	5.893	11.175	7.046	7.273	55.245	39.399	52.387	37.276	8.273
Comb4 Max	4.028	2.718	0.433	0.519	0.335	0.550	0.368	1.633	1.252	1.594	1.405	0.891
Comb4 Min	4.295	2.840	0.571	0.416	0.534	0.694	0.494	2.151	2.218	3.029	2.909	0.230
Comb5 Max	45.343	29.517	10.451	6.073	10.855	6.836	7.083	54.478	37.914	50.161	34.910	9.293
Comb5 Min	45.610	29.640	10.588	5.970	11.054	6.980	7.210	54.996	38.881	51.597	36.414	8.631

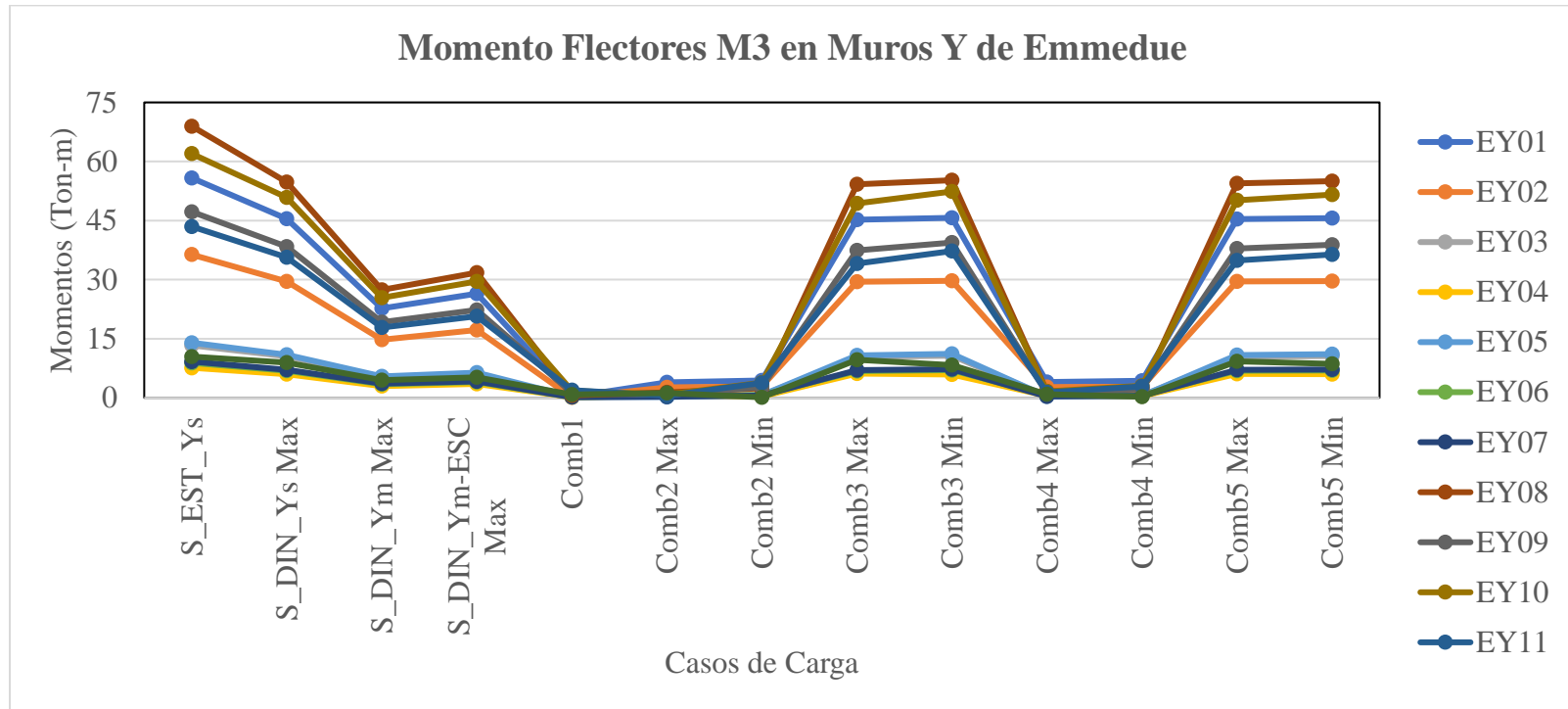


Figura 99. Momentos en muros Emmedue del 1er Piso en Dirección Y.

La tabla 62 de la cual; podemos apreciar los valores absolutos para cada uno de los muros de la edificación Emmedue en la dirección Y. En la figura 99 podemos observar que los muros EY10 y EY11 son los muros más esforzados por acción de los momentos flectores. Además, se puede ver que entre las cargas que solicitan mayores esfuerzos por los momentos flectores en los muros; tenemos primero

al caso de carga S_EST_Ys, además de las cargas Comb3Max, Comb3Min, Comb5Max, Comb5Min y la carga S_DIN_Ys Max, que también exige mayores esfuerzos cortantes en los muros Emmedue de la dirección Y.

A continuación, se presenta los ítems más sobresalientes para la respectiva comparación, como son en los puntos de análisis estructural, diseño y la configuración estructural para ambos sistemas.

Tabla 63. Resumen Comparativo Del Analisis de la respuesta Estructural de la Edificación entre los sistemas de Albañilería y Emmedue

Item	Parámetros	Albañilería Confinada	Emmedue	Anotación
PARA LA CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL	Peso propio (Ton)	692.33	297.65	Se puede ver claramente que los seis parámetros considerados son mayores en la configuración de Albañilería.
	Carga Muerta (Ton)	254.06	90.85	
	Carga Viva (Ton)	115.16	115.13	
	Carga Viva Techo (Ton)	12.61	12.61	
	Peso total (Ton)	1074.15	516.23	
	Peso Sísmico (Ton)	903.739	359.256	

Configuración estructural	Irregular	Irregular	Esto debido a la consideración de esquinas entrantes, los cuales en ambas configuraciones tienen esquinas entrantes mayores al 20% de su longitud total.
Factor de Reducción R	R = 3 R = 6	R = 3 R = 6	Se considera R=3 para el diseño por sismo severo y R = 6 para sismo Moderado.
Fuerzas Actuantes para el Diseño	Fuerza Cortante, Tracción, Corte Fricción Y Compresión.	Fuerza Cortante, Flexo-Compresion Y Corte	Los muros de Albañilería se diseñaron por el método de esfuerzos admisibles y el método aplicado en el diseño de muros Emmedue fue el de resistencia última.
Parámetros de los Materiales	$f'm=65 \text{ kg/cm}^2$	$f'c=210 \text{ kg/cm}^2$	En albañilería usamos unidades con el parametro indicado, mientras que en muros Emmedue prácticamente gobierna el concreto con el esfuerzo indicado.
Parámetros del Acero	Acero Corrugado $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	Malla Electrosoldada $f_y = 6120 \text{ kg/cm}^2$	Las mallas poseen elongaciones a la rotura menores que las de acero de refuerzo convencional, por ende, la ductilidad en las mallas es mayor.

	Módulo de Elasticidad de los Materiales	$E_{\text{Albañilería}} = 32500 \text{ kg/cm}^2$ $E_{\text{Concreto}} = 218819.78 \text{ kg/cm}^2$	$E_{\text{muro}} = 30000 \text{ kg/cm}^2$ $E_{\text{losa}} = 15000 \text{ kg/cm}^2$	Claramente se ve que los muros de Albañilería nos ofrecen una mayor resistencia y mayor rigidez.
CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO	Densidad de Muros	Se consideró Muros de Cabeza (t = 25 cm) para la Estructuración.	Para la Estructuración se consideró Muros De 6cm (Etabs); sin considerar el EPS de 4cm con lo cual; con el cual se tendría 10 cm de espesor total del panel Emmedue.	Estas consideraciones en ambas configuraciones estructurales se realizaron con el fin de que pasaran la densidad de muros requeridas.
	Carga Axial máxima (Ton)	$M2X = 365.984$ $M10X = 447.569$ $M8Y = 105.861$ $M10Y = 157.176$	$EX02 = 186.798$ $EX10 = 224.405$ $EY08 = 61.313$ $EY10 = 91.880$	Estos valores fueron tomados en ambas direcciones de análisis (X, Y) de las cargas axiales para los muros de los sistemas de Albañilería y Emmedue, considerando los muros X2, X10, Y8 y Y10 en sus respectivas direcciones; con los mayores esfuerzos axiales y de estos vemos que los esfuerzos axiales son mayores en los muros de Albañilería.

	<p>Cortante máximo (Ton)</p>	<p>M2X = 110.806 M10X = 82.169 M10Y = 48.942 M11Y = 50.776</p>	<p>EX02 = 50.621 EX10 = 38.393 EY10 = 29.685 EY11 = 33.237</p>	<p>Estos valores fueron tomados para las direcciones X y Y, considerando los muros X2, X10, Y10 y Y11 en sus respectivas direcciones; con los mayores Cortantes y de estos vemos que los Cortantes son mayores en los muros de Albañilería.</p>
	<p>Momentos máximos (Ton - m)</p>	<p>M2X = 745.144 M10X = 539.300 M8Y = 120.318 M10Y = 107.461</p>	<p>EX02 = 486.868 EX10 = 328.405 EY08 = 68.958 EY10 = 61.978</p>	<p>Estos valores fueron tomados para las direcciones X y Y, considerando los muros X2, X10, Y8 y Y10 en sus respectivas direcciones; con los mayores Momentos y de estos vemos que los Momentos son mayores en los muros de Albañilería.</p>
	<p>Axial en Muros</p>	<p>1er Nivel = 38.61% 2do Nivel = 29.65% 3er Nivel = 22.34% 4to Nivel = 15.03% 5to Nivel = 7.710%</p>	<p>1er Nivel = 63.3% 2do Nivel = 43.5% 3er Nivel = 41.0% 4to Nivel = 24.9% 5to Nivel = 15.2%</p>	<p>El máximo esfuerzo axial promedio se produce en el 1er nivel de la Edificación en ambos sistemas (Albañilería y Emmedue) alcanzando el 38.61% y 63.30% de su valor máximo permisible; respectivamente.</p>

	Cortante en Muros	1er Nivel = 46.7% 2do Nivel = 39.7% 3er Nivel = 43.7% 4to Nivel = 35.0% 5to Nivel = 20.5%	1er Nivel = 40.2% 2do Nivel = 39.2% 3er Nivel = 37.6% 4to Nivel = 33.5% 5to Nivel = 23.7%	El máximo esfuerzo Cortante promedio se produce en el 1er nivel tanto en el sistema de Albañilería como en el sistema Emmedue, alcanzando el 46.7% y 40.2% de su valor máximo permisible; respectivamente.
	Momento en Muros (Ton - m)	1er Nivel = 54.60 2do Nivel = 33.95 3er Nivel = 20.69 4to Nivel = 10.44 5to Nivel = 3.89	1er Nivel = 59.44 2do Nivel = 37.84 3er Nivel = 23.79 4to Nivel = 12.74 5to Nivel = 5.47	Los máximos momentos promedio se producen en el 1er nivel de ambos sistemas (Albañilería y Emmedue) alcanzando valores de 54.60 ton-m y 59.44 ton-m; respectivamente. Produciéndose el mayor momento en el sistema Emmedue.
ANÁLISIS ESTRUCTURAL	Período Fundamental de la Estructura	T = 0.350 seg	T = 0.556 Seg	Tenemos que el periodo fundamental en la Edificación de Albañilería es menor al periodo producido por el sistema Emmedue, lo cual significa que el sistema de Albañilería presenta una mayor rigidez.

	<p>Masa Participativa</p>	<p>Modo 1(Y-Y) = 74.03% Modo 2 (RZ) = 76.37% Modo 3(X-X) = 78.19%</p>	<p>Modo 1(Y-Y) = 75.38% Modo 2 (RZ) = 76.33% Modo 3(X-X) = 77.68%</p>	<p>Las masas participativas en ambos sistemas presentan porcentajes parecidos, además existe rotación en el segundo modo; lo cual produce mayores esfuerzos en la estructura para ambos sistemas.</p>
	<p>Excentricidad Propia de la Estructura</p>	<p>E.P 1er Nivel = 0.831 E.P 2do Nivel = 1.242 E.P 3er Nivel = 1.601 E.P 4to Nivel = 1.865 E.P 5to Nivel = 2.048</p>	<p>E.P 1er Nivel = 1.599 E.P 2do Nivel = 1.568 E.P 3er Nivel = 1.590 E.P 4to Nivel = 1.622 E.P 5to Nivel = 1.639</p>	<p>En el 1er y 2do piso la excentricidad del sistema Emmedue supera al sistema de Albañilería Confinada en 48.06% y 20.80%; respectivamente. Para los pisos subsecuentes del 3er, 4to y 5to piso la mayor excentricidad sucede en el sistema de Albañilería Confinada.</p>
	<p>Fuerzas antes Sismo Moderado (Ton)</p>	<p>1er Nivel Fi = 12.925, Vi = 171.208 2do Nivel Fi = 22.700, Vi = 158.283 3er Nivel Fi = 33.326, Vi = 135.583 4to Nivel Fi = 43.952, Vi = 102.257 5to Nivel Fi = 58.305, Vi = 58.305</p>	<p>1er Nivel Fi = 5.477, Vi = 24.892 2do Nivel Fi = 9.810, Vi = 43.886 3er Nivel Fi = 14.402, Vi = 58.289 4to Nivel Fi = 18.994, Vi = 68.099 5to Nivel Fi = 24.892, Vi = 73.576</p>	<p>Las mayores fuerzas inerciales y cortantes producidas por sismo moderado se presentan en el sistema de Albañilería; superando en un 50% a las fuerzas del sistema Emmedue.</p>

<p>Fuerzas ante Sismo Severo (Ton)</p>	<p>1er Nivel $F_i = 25.850$, $V_i = 342.416$ 2do Nivel $F_i = 45.401$, $V_i = 316.567$ 3er Nivel $F_i = 66.652$, $V_i = 271.166$ 4to Nivel $F_i = 87.904$, $V_i = 204.514$ 5to Nivel $F_i = 116.610$, $V_i = 116.610$</p>	<p>1er Nivel $F_i = 10.953$, $V_i = 147.151$ 2do Nivel $F_i = 19.621$, $V_i = 136.198$ 3er Nivel $F_i = 28.805$, $V_i = 116.578$ 4to Nivel $F_i = 37.989$, $V_i = 87.773$ 5to Nivel $F_i = 49.784$, $V_i = 49.784$</p>	<p>Las mayores fuerzas inerciales y cortantes producidas por sismo severo se presentan en el sistema de Albañilería; superando en un 50% a las fuerzas del sistema Emmedue.</p>
<p>Fuerza Cortante Basal Estática (Ton)</p>	<p>Dir X-X = 432.621 Dir Y-Y = 432.618</p>	<p>Dir X-X = 188.113 Dir Y-Y = 188.113</p>	<p>Vemos que los cortantes basales del análisis estático y dinámico en ambas direcciones (X, Y) son mayores en el sistema de Albañilería.</p>
<p>Fuerza Cortante Basal Dinámica (Ton)</p>	<p>Dir X-X = 348.033 Dir Y-Y = 329.895</p>	<p>Dir X-X = 150.132 Dir Y-Y = 145.748</p>	<p>El cortante basal del análisis dinámico en ambos sistemas (Albañilería y Emmedue) es superior al 80% del cortante basal estático; sin embargo, al tener una estructura irregular se aplicó un factor de Escala hasta llegar a un 90% para las direcciones X, Y.</p>
<p>Factor De Escala</p>	<p>Dir X-X = 1.118 Dir Y-Y = 1.180</p>	<p>Dir X-X = 1.128 Dir Y-Y = 1.162</p>	<p>El cortante basal del análisis dinámico en ambos sistemas (Albañilería y Emmedue) es superior al 80% del cortante basal estático; sin embargo, al tener una estructura irregular se aplicó un factor de Escala hasta llegar a un 90% para las direcciones X, Y.</p>
<p>Desplazamiento máximo por Piso en análisis Estático(mm)</p>	<p>Dir X-X = 7.44 Dir Y-Y = 30.42</p>	<p>Dir X-X = 17.44 Dir Y-Y = 73.62</p>	<p>Los desplazamientos máximos para ambas direcciones (X, Y) del análisis estático, son mayores en el sistema Emmedue en (41 - 43) %.</p>

Desplazamiento máximo por Piso en análisis Dinámico (mm)	Dir X-X = 6.29 Dir Y-Y = 26.12	Dir X-X = 14.54 Dir Y-Y = 63.76	Los desplazamientos máximos por piso en ambas direcciones (X, Y) del análisis dinámico, son mayores en el sistema Emmedue en (40 - 43) %.
Desplazamiento máximo por Daifragma en análisis Estático(mm)	Dir X-X = 7.22 Dir Y-Y = 24.08	Dir X-X = 17.05 Dir Y-Y = 61.41	Los desplazamientos máximos por diafragma en ambas direcciones (X, Y) del análisis estático, son mayores en el sistema Emmedue en (39 - 42) %.
Desplazamiento máximo por Diafragma en análisis Dinámico (mm)	Dir X-X = 5.85 Dir Y-Y = 19.05	Dir X-X = 13.74 Dir Y-Y = 49.11	Los desplazamientos máximos por diafragma en ambas direcciones (X, Y) del análisis dinámico, son mayores en el sistema Emmedue en (38 - 42) %.
Desplazamiento relativo Máximo De Entrepiso en análisis Estático(mm)	Dir X-X = 1.67 Dir Y-Y = 7.13	Dir X-X = 3.94 Dir Y-Y = 16.94	Los desplazamientos relativos máximos de entrepiso en ambas direcciones (X, Y) del análisis estático, son mayores en el sistema Emmedue en 42%.
Desplazamiento relativo Máximo De Entrepiso en análisis Dinámico (mm)	Dir X-X = 1.42 Dir Y-Y = 6.17	Dir X-X = 3.30 Dir Y-Y = 14.71	Los desplazamientos relativos máximos de entrepiso en ambas direcciones (X, Y) del análisis dinámico, son mayores en el sistema Emmedue en (41 - 43) %.

	<p>Máxima Deriva Elásticas en análisis Estático</p>	<p>Dir X-X = 0.0006 Dir Y-Y = 0.0027</p>	<p>Dir X-X = 0.0015 Dir Y-Y = 0.0064</p>	<p>Las máximas derivas elásticas en ambas direcciones (X, Y) del análisis estático, son mayores en el sistema Emmedue en (40 – 42) %.</p>
	<p>Máxima Deriva Elásticas en análisis Dinámico</p>	<p>Dir X-X = 0.0005 Dir Y-Y = 0.0023</p>	<p>Dir X-X = 0.0013 Dir Y-Y = 0.0056</p>	<p>Las máximas derivas elásticas en ambas direcciones (X, Y) del análisis dinámico, son mayores en el sistema Emmedue en (38 – 41) %.</p>
	<p>Máxima Deriva Inelásticas en análisis Estático</p>	<p>Dir X-X = 0.0016 Dir Y-Y = 0.0069</p>	<p>Dir X-X = 0.0038 Dir Y-Y = 0.0164</p>	<p>La deriva máxima en los sistemas de albañilería y Emmedue se ha tomado como referencia la máxima permitida por la norma E.030 (0.005). Ambos sistemas están por debajo de lo considerado por la norma E.030 ya que las derivas para el análisis estático en X no sobrepasan el límite permisible, sin embargo; para la dirección Y el sistema de Albañilería sobrepasa el límite de la deriva en 1.38 y el sistema Emmedue lo sobrepasa en 3.28.</p>

	<p>Máxima Deriva Inelásticas en análisis Dinámico</p>	<p>Dir X-X = 0.0014 Dir Y-Y = 0.006</p>	<p>Dir X-X = 0.0032 Dir Y-Y = 0.0142</p>	<p>La deriva máxima en los sistemas de albañilería y Emmedue se ha tomado como referencia la máxima permitida por la norma E.030 (0.005).</p> <p>Ambos sistemas están por debajo de lo considerado por la norma E.030 ya que las derivas para el análisis estático en X no sobrepasan el límite permisible, sin embargo; para la dirección Y el sistema de Albañilería sobrepasa el límite de la deriva en 1.2 y el sistema Emmedue lo sobrepasa en 2.84.</p>
--	--	---	--	---

CAPÍTULO IV. DISCUSIÓN Y CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- De acuerdo a los resultados mostrados en el Capítulo 3, Se verifica que el edificio de vivienda multifamiliar, configurado con un sistema de Albañilería tiene una mejor respuesta estructural, respecto del sistema Emmedue, evaluados frente a solicitaciones sísmicas definidos en la Norma sísmica E.030 2018. La principal razón de la diferencia en la respuesta estructural de ambos sistemas radica en sus módulos de Elasticidad; el cual como vimos en la tabla 63 son muy diferentes y a pesar de que el sistema Emmedue actúa en base a concreto y siguiendo la recomendación del Ing. san Bartolomé en su Informe técnico de Evaluación Experimental del sistema Emmedue; se optó por colocar un módulo de Elasticidad tanto para los muros Emmedue como para la losa Emmedue de 30000 Kg/cm² y 15000 Kg/cm²; respectivamente, valores que son menores en 86.29% y 93.14% con respecto al módulo de Elasticidad del concreto ($E_{\text{Concreto}} = 218819.78$ kg/cm²).Lo cual influyo en el comportamiento de la edificación; ya que usando el sistema Emmedue; su respuesta estructural fue inferior respecto del sistema de Albañilería confinada. Sin embargo, como se observa en los resultados de la tabla 66; con respecto a las derivas máximas inelásticas ambos sistemas tuvieron una respuesta estructural en la dirección en X; lo cual no ocurrió en la dirección Y, ya que; ambos sistemas sobrepasan el límite establecido por la norma Sismorresistente E.030 (0.005).
- Teniendo en cuenta los diferentes parametros establecidos en la tabla 63; y el análisis comparativo de la respuesta estructural de la edificación al modificar el sistema de Albañilería por un sistema Emmedue, podemos concluir que; nuestra hipótesis es correcta, afirmando que si existe diferencia significativa en la respuesta estructural entre los sistemas de Albañilería Confinada y Emmedue.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda seguir realizando investigaciones en cuanto a sistemas no convencionales con diferentes configuraciones estructurales tanto regulares como irregulares; para asegurar el buen modelamiento de las estructuras y su adecuada respuesta estructural, cumpliendo los controles normativos del R.N.E.
- Se recomienda para una futura investigación evaluar la incidencia del módulo Elasticidad en estructuras del tipo no convencionales; ya que como hemos observado en nuestros resultados del análisis sísmico; a pesar de que el sistema Emmedue presenta un módulo de Elasticidad bajo; en términos generales tuvo una respuesta estructural similar al sistema de albañilería; ya que tuvieron un buen desempeño en la dirección de análisis X y sobrepasaron los límites de la norma en la dirección Y.
- Debido a que se modeló una estructura irregular, con los sistemas de Albañilería y Emmedue; y planteándonos el objetivo de determinar la respuesta estructural de la edificación al modificar el sistema de Albañilería confinada por un sistema Emmedue; optamos por no variar los sistemas propiamente dichos; lo cual hubiese sido lo más indicado, ya que como hemos observado nuestra estructura presenta translación en el segundo modo y como ya mencionamos sobrepasa los límites establecidos por la norma E.30 en la dirección “Y”; sin embargo optamos por no realizar dicha modificación y centrarnos netamente en los sistemas tratados en esta investigación (Albañilería y Emmedue). De lo mencionado, recomendamos mejorar la distribución de arquitectura y esquinas entrantes de la Edificación; asegurando una mejor respuesta estructural de la edificación; para el diseño de los elementos estructurales.

REFERENCIAS

1. Flavio Abanto Castillo. *Análisis y Diseño de Edificaciones de Albañilería*. Segunda Edición. Lima.
2. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: *El Peruano*.
3. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma E.060. Concreto Armado*. Lima, Perú: *El Peruano*.
4. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma E.070 Albañilería*. Lima, Perú: *El Peruano*.
5. Roberto Rochel. (2012) *Análisis y diseño sísmico de edificaciones*.
6. Antonio Blanco. (1994) *Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto armado*.
7. Ángel San Bartolomé. (2009) *Evaluación Experimental Del Sistema Constructivo M2*.
8. Gallegos, H., & Casabonne, C. (2005). *Albañilería Estructural*. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
9. American Concrete Institute. (2019). *Capítulo 11: Muros*.
10. Torres, Palacios & Torres. (2013) *Ayudas de diseño para sistemas portantes emmedue de paneles de hormigón armado con núcleo de E.P.S.* (sistema de poliestireno expandido)
11. M2 Emmedue, Advanced Building System, Sistema Constructivo Emmedue, Especificaciones Técnicas, 2010.
12. Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2010. *Resolución Ministerial para la Memoria Descriptiva General Del Sistema Emmedue*.
13. Manual Técnico Sistema Constructivo Emmedue, 2014.