

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO FACULTAD DE  
INGENIERÍA  
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



---

**“DISEÑO ESTRUCTURAL Y COMPARACIÓN ECONÓMICA DE UNA VIVIENDA  
UNIFAMILIAR EN EL SISTEMA DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y ACERO LIVIANO  
EN LA CIUDAD DE TRUJILLO”**

---

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: ESTRUCTURAS**

**AUTOR(es):**

Br. ÁVALOS RUBIO, VANNESA NOEMI

Br. FERNÁNDEZ LOYOLA, DIEGO ANDRÉS

**ASESOR:**

Ing. CANCINO RODAS CÉSAR

**TRUJILLO - PERÚ**

**2019**

## **DEDICATORIA**

A mi abuela, por todo el cariño recibido todo este tiempo y el apoyo necesario para seguir avanzando.

A mis padres, por todas las enseñanzas, motivaciones y apoyo incondicional que me han brindado a lo largo de mi vida con el objetivo de cumplir mis metas.

**Br. Fernández Loyola Diego**

## **DEDICATORIA**

A mis padres, apoyo incondicional que me han brindado a lo largo de mi vida con el objetivo de cumplir mis metas.

A mis tíos por el apoyo moral para seguir a pesar de los altos y bajos que se presenten en el camino.

A mis hermanos por ser mi motor y motivo para lograr mi objetivo.

**Br. Vannesa Noemí Avalos Rubio**

## RESUMEN

Esta tesis investiga en qué medida el uso de un sistema de acero liviano influye en el costo y comportamiento sísmico de una vivienda unifamiliar a comparación del sistema de albañilería confinada, con la finalidad de proporcionar a la población Trujillana un nuevo método de construcción para sus viviendas.

El diseño estructural de Steel Framing carece de aceptación a nivel local por la falta de información, sin embargo, se ha ido introduciendo en el mercado nacional mostrándose como un sistema constructivo más eficaz, con mejor comportamiento estructural y a un costo menor comparado con los diversos sistemas constructivos existentes.

Se realizó una comparación tanto económica como estructural con el sistema de albañilería confinada, por ser uno de los primeros seleccionados al momento de construir una vivienda, esto determinará si el sistema de acero liviano puede reemplazar al sistema más usado a nivel local.

Después de realizar el diseño estructural y el presupuesto de ambos sistemas mencionados se pudo determinar que el sistema de acero liviano tiene un óptimo comportamiento sísmico y resultó un 21% más económico que el sistema de Albañilería Confinada.

## **ABSTRACT**

This thesis investigates the extent to which the use of a light steel system influences the cost and seismic behavior of a single-family house compared to a confined masonry system, with the aim of providing the Trujillo population with a new method of construction for their houses.

The structural design of Steel Framing lacks acceptance at a local level due to the lack of information. However, it has been introduced in the national market as a more efficient construction system, with better structural performance and at a lower cost compared to the various existing construction systems.

An economic and structural comparison was made with the confined masonry system, being one of the first selected when building a house. This will determine if the light steel system can replace the most used system at the local level.

After carrying out the structural design and budget of both systems mentioned above, it could be determined that the light steel system has an optimal seismic behavior and was 21% cheaper than the Confined Masonry system.

## ÍNDICE

<b>I.INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>18</b>
1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	19
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	20
1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	20
1.3.1 <i>Objetivo general</i> .....	20
1.3.2 <i>Objetivos específicos</i> .....	20
1.4 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO .....	21
<b>II. MARCO DE REFERENCIA.....</b>	<b>22</b>
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.....	22
2.2 MARCO TEÓRICO .....	24
2.2.1 <i>Steel Framing</i> .....	24
2.2.2 <i>Albañilería confinada</i> .....	46
2.3 MARCO CONCEPTUAL .....	51
2.4 HIPÓTESIS.....	51
2.5 VARIABLES E INDICADORES .....	52
<b>III. METODOLOGÍA EMPLEADA .....</b>	<b>54</b>
3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	54
3.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	54
3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO .....	54
3.4 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN .....	54
3.5 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN .....	55
3.6 PROCEDIMIENTO .....	55
3.7 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS .....	55
<b>IV. RESULTADOS .....</b>	<b>56</b>
4.1 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ALBAÑILERÍA CONFINADA .....	56
4.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIVIENDA UNIFAMILIAR .....	56
4.1.1.1 <i>Normas utilizadas</i> .....	56
4.1.1.2 <i>Cargas de diseño</i> .....	57

4.1.1.3	<i>Propiedades de los materiales</i> .....	57
4.1.1.4	<i>Plano de arquitectura</i> .....	58
4.1.2	PREDIMENSIONAMIENTO .....	60
4.1.2.1	<i>Losa aligerada</i> .....	60
4.1.2.2	<i>Columnas</i> .....	60
4.1.2.3	<i>Vigas principales</i> .....	64
4.1.2.4	<i>Vigas dinteles</i> .....	65
4.1.2.5	<i>Escalera</i> .....	65
4.1.2.6	<i>Tanque elevado</i> .....	67
4.1.2.7	<i>Muros</i> .....	67
4.1.2.8	<i>Consideraciones según el RNE, en la norma E030:</i> .....	68
4.1.3	DISEÑO DE MUROS .....	70
4.1.3.1	<i>Densidad de muros</i> .....	71
4.1.3.2	<i>Determinación del esfuerzo axial en los muros</i> .....	73
4.1.3.3	<i>Metrado de cargas</i> .....	76
4.1.3.4	<i>Esfuerzo axial a compresión</i> .....	79
4.1.3.5	<i>Análisis por cargas laterales</i> .....	81
4.1.3.6	<i>Peso de la edificación</i> .....	85
4.1.3.7	<i>Análisis sísmico</i> .....	88
4.1.3.8	<i>Modelamiento en SAP2000</i> .....	92
4.1.3.9	<i>Cálculo de la cortante Basal</i> .....	99
4.1.3.10	<i>Ubicación del centro de masa</i> .....	102
4.1.3.11	<i>Cálculo de Momentos y Cortantes</i> .....	105
4.1.3.12	<i>Diseño de muros de albañilería</i> .....	110
4.1.3.13	<i>Cimiento corrido</i> .....	162
4.1.3.14	<i>Diseño de la escalera</i> .....	168
4.1.3.15	<i>Diseño de la losa unidireccional</i> .....	175
4.1.3.16	<i>Diseño de viga chata</i> .....	178
4.1.3.17	<i>Diseño de viga dintel</i> .....	183
4.1.4	DISEÑO DE TANQUE ELEVADO Y CISTERNA .....	186
4.2	DISEÑO ESTRUCTURAL CON ACERO LIVIANO.....	189

4.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIVIENDA UNIFAMILIAR .....	189
4.2.1.1 Modelado en SAP2000 v20:.....	189
4.2.1.2 Normas utilizadas:.....	190
4.2.1.3 Propiedades de los materiales .....	190
4.2.1.4 Cargas de diseño .....	191
4.2.1.5 Irregularidades .....	197
4.2.1.6 Combinaciones de carga.....	200
4.2.1.7 Peso de la edificación .....	200
4.2.1.8 Cortante basal.....	201
4.2.1.9 Periodo fundamental de vibración.....	202
4.2.1.10 Planos .....	202
4.2.2 DISEÑO ESTRUCTURAL .....	204
4.2.2.1 Predimensionamiento.....	204
4.2.2.2 Diseño de viga de entrepiso.....	214
4.2.2.3 Diseño de montante .....	237
4.2.2.4 Diseño de platea de cimentación .....	257
4.2.2.5 Diseño de la viga perimetral.....	269
<b>V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS .....</b>	<b>273</b>
5.1 COMPARACIÓN ESTRUCTURAL .....	273
5.2 COMPARACIÓN ECONÓMICA.....	282
5.3 COMPARACIÓN ECONÓMICA ENTRE AMBOS SISTEMAS .....	283
<b>VI. CONCLUSIONES .....</b>	<b>284</b>
<b>VII. RECOMENDACIONES.....</b>	<b>286</b>
<b>VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>287</b>
<b>IX. ANEXOS.....</b>	<b>289</b>



## LISTA DE TABLAS Y FIGURAS

Tabla 1. Perfiles utilizados en SF y sus aplicaciones .....	29
Tabla 2. Operacionalización de las variables .....	52
Tabla 3. Áreas Tributarias para cada columna.....	61
Tabla 4. Categoría de las Estructuras .....	62
Tabla 5. Dimensiones de columnas .....	64
Tabla 6. Categoría de Edificaciones.....	64
Tabla 7. Zonificación sísmica .....	68
Tabla 8. Factores de Zona “Z” .....	68
Tabla 9. Factores de Suelo “S” .....	69
Tabla 10. Categoría y factor uso .....	69
Tabla 11. Coeficiente de reducción sísmica .....	70
Tabla 12. Densidad de muros en dirección “x” .....	72
Tabla 13. Densidad de muros en dirección “y” .....	73
Tabla 14. Áreas tributarias de muros portantes (m2) .....	76
Tabla 15. Esfuerzo axial a compresión .....	80
Tabla 16. Cuadro de áreas e inercias del muro X3 .....	83
Tabla 17. Resumen muros X.....	84
Tabla 18. Resumen muros Y.....	84
Tabla 19. Peso del tercer piso.....	85
Tabla 20. Peso del segundo piso .....	86
Tabla 21. Peso del primer piso.....	87
Tabla 22. Características de la edificación.....	99
Tabla 23. Cálculo de las fuerzas inerciales $F_i$ .....	100
Tabla 24. Centro de masa del primer piso .....	102
Tabla 25. Centro de masa del segundo piso .....	103
Tabla 26. Centro de masa del tercer piso .....	104
Tabla 27. Cortantes y momentos para caso 1 .....	105
Tabla 28. Cortantes y momentos para caso 2.....	106
Tabla 29. Cortantes y momentos para caso 3.....	106

Tabla 30. Cortantes y momentos para caso 4.....	107
Tabla 31. Excentricidad accidental +X .....	107
Tabla 32 Excentricidad accidental -X .....	108
Tabla 33. Excentricidad accidental +Y .....	108
Tabla 34. Excentricidad accidental -Y .....	109
Tabla 35. Detalle de abreviaturas.....	111
Tabla 36. Control de fisuración del primer piso en "X".....	114
Tabla 37. Control de fisuración del segundo piso en "X" .....	114
Tabla 38. Control de fisuración del tercer piso en "X" .....	115
Tabla 39. Control de fisuración del primer piso en "Y" .....	115
Tabla 40. Control de fisuración del segundo piso en "Y" .....	116
Tabla 41. Control de fisuración del tercer piso en "Y" .....	116
Tabla 42. Resistencia al corte en "X" .....	117
Tabla 43. Resistencia al corte en "Y" .....	117
Tabla 44. Fuerzas de diseño en "X" .....	119
Tabla 45. Fuerzas de diseño en "Y" .....	119
Tabla 46. Refuerzo horizontal en dirección "X" .....	121
Tabla 47. Refuerzo horizontal en dirección "Y" .....	122
Tabla 48. Fuerzas internas.....	124
Tabla 49. Fuerzas cortantes de muros en "X" .....	125
Tabla 50. Fuerzas cortantes en muros en "Y" primer piso .....	126
Tabla 51. Fuerzas cortantes en muros en "Y" segundo piso .....	127
Tabla 52. Fuerzas cortantes en muros en "Y" tercer piso .....	127
Tabla 53. Cargas directas de los muros en "X" .....	128
Tabla 54. Cargas directas de los muros en "Y" .....	129
Tabla 55. Cargas indirectas de los muros en "X" .....	132
Tabla 56. Cargas directas de los muros en "Y" .....	133
Tabla 57. Cargas gravitacionales en "X" .....	134
Tabla 58. Cargas gravitacionales en "Y" .....	135
Tabla 59. Fuerzas axiales en "X" .....	137
Tabla 60. Fuerzas axiales en "Y" .....	138

Tabla 61. Fuerzas internas.....	139
Tabla 62. Fuerzas de tracción y compresión en "X" .....	140
Tabla 63. Fuerzas de tracción y compresión en "Y" .....	141
Tabla 64. Sección de concreto de los muros en "X" .....	143
Tabla 65. Sección de concreto de los muros en "Y" .....	144
Tabla 66. Refuerzo vertical de muros en "X" .....	147
Tabla 67. Refuerzo vertical de muros en "Y" .....	148
Tabla 68. Verificación de sección de concreto de muros en "X" .....	150
Tabla 69. Verificación de sección de concreto de muros en "Y" .....	150
Tabla 70. Estribos en los muros en "X" .....	152
Tabla 71. Estribos en los muros en "X" .....	152
Tabla 72. Estribos en los muros en "X" .....	152
Tabla 73. Estribos en los muros en "X" .....	153
Tabla 74. Estribos en los muros en "Y" .....	153
Tabla 75. Estribos en los muros en "Y" .....	153
Tabla 76. Diseño de vigas soleras de muros en "X" .....	154
Tabla 77. Diseño de vigas soleras de muros en "Y" .....	155
Tabla 78. Diseño de muros en pisos superiores en "X" .....	156
Tabla 79. Diseño de muros en pisos superiores en "Y" .....	158
Tabla 80. Diseño de vigas soleras en pisos superiores en "X" .....	160
Tabla 81. Diseño de vigas soleras en pisos superiores en "Y" .....	161
Tabla 82. Coeficiente de Winkler.....	165
Tabla 83. Cimientos corridos de muros en "X" .....	168
Tabla 84. Cimientos corridos de muros en "Y" .....	168
Tabla 85. Datos de tanque elevado.....	186
Tabla 86. Velocidad de diseño $V_h$ .....	194
Tabla 87. Cargas exteriores "Ph" a sotavento y barlovento .....	196
Tabla 88. Cargas interiores "Ph" a sotavento y barlovento .....	196
Tabla 89. Peso de la edificación.....	200
Tabla 90. Cortante basal en eje "x" .....	201
Tabla 91. Cortante basal en eje "y" .....	201

Tabla 92. Carga última de viga entrepiso .....	204
Tabla 93. Módulo de sección necesario .....	205
Tabla 94. Perfil seleccionado para viga de entrepiso .....	205
Tabla 95. Cargas últimas de las vigas de entrepiso .....	206
Tabla 96. Sx necesario para las vigas de entrepiso .....	208
Tabla 97. Perfil seleccionado para las vigas de entrepiso.....	211
Tabla 98. Refuerzo de labio simple .....	218
Tabla 99. Condiciones para hallar b1, b2 y ds .....	220
Tabla 100. Condiciones para hallar b1 y b2 .....	221
Tabla 101. Eje centroidal de la viga de entrepiso.....	225
Tabla 102. Condiciones para hallar Fc.....	228
Tabla 103. Condiciones para "Kv" .....	231
Tabla 104. Condiciones para "Fv" .....	231
Tabla 105. Verificación de parámetros para abolladura .....	234
Tabla 106. Capacidad admisible en KN de tornillos de acero galvanizado .....	237
Tabla 107. Refuerzo de pestaña .....	242
Tabla 108. Verificación de momentos y pandeo lateral de las vigas de entrepiso ..	248
Tabla 109. Verificación de cortantes, cargas resistentes y deflexión de las vigas de entrepiso.....	251
Tabla 110. Verificación de carga resistente de montantes por piso .....	255
Tabla 111. Carga muerta por piso.....	273
Tabla 112. Carga muerta total.....	273
Tabla 113. Carga viva por piso.....	274
Tabla 114. Carga viva total.....	275
Tabla 115. Cortante basal en eje "x" .....	278
Tabla 116. Cortante basal en eje "y" .....	279
Tabla 117. Resumen de presupuesto de Albañilería Confinada .....	282
Tabla 118. Resumen de presupuesto de Steel Framing .....	282
Tabla 119. Comparación de presupuestos total .....	283

Figura 1. Vista detallada de una vivienda en Steel Framing .....	25
Figura 2. Rollos y perfiles de acero tipo "C" .....	26
Figura 3. Detalle de la platea de concreto armado y viga .....	30
Figura 4. Detalle de la zapata corrida.....	31
Figura 5. Detalle del anclaje con fleje de acero.....	32
Figura 6. Detalle del anclaje químico .....	33
Figura 7. Detalle del panel estructural.....	35
Figura 8. Panel estructural con ventana.....	36
Figura 9. Detalle del arriostramiento .....	37
Figura 10. Placas de OSB.....	38
Figura 11. Panel no estructural con ventana .....	39
Figura 12. Detalle del entrepiso.....	40
Figura 13. Detalle del entrepiso seco .....	41
Figura 14. Detalle del entrepiso húmedo.....	42
Figura 15. Detalle de la escalera viga cajón inclinada.....	43
Figura 16. Detalle de la escalera panel con inclinación.....	44
Figura 17. Detalle de la escalera panel escalonado + peldaños .....	44
Figura 18. Detalle del cerramiento en Steel Framing .....	45
Figura 19. Detalle de un muro de albañilería confinada .....	46
Figura 20. Disposición de los ladrillos en un muro de albañilería.....	47
Figura 21. Construcción de muros de albañilería confinada .....	48
Figura 22. Falla por deslizamiento .....	48
Figura 23. Falla por corte .....	49
Figura 24. Falla por flexión.....	50
Figura 25. Asentamiento diferencial .....	50
Figura 26. Arquitectura primer piso .....	58
Figura 27. Arquitectura segundo piso.....	59
Figura 28. Arquitectura tercer piso .....	59
Figura 29. Áreas tributarias para cada columna.....	60
Figura 30. Áreas tributarias para cada columna.....	63
Figura 31. Detalle de escalera.....	66

Figura 32. Dotaciones para viviendas unifamiliares .....	67
Figura 33. Distribución de muros portantes.....	71
Figura 34. Detalle de área tributaria para cada muro .....	74
Figura 35. Áreas tributarias para el primer piso.....	74
Figura 36. Áreas tributarias para el segundo piso .....	75
Figura 37. Áreas tributarias para el tercer piso.....	75
Figura 38. Área tributaria del muro X3 en primer y segundo entrepiso .....	77
Figura 39. Área tributaria del muro X3 en tercer entrepiso.....	78
Figura 40. Dimensiones para el muro X3 .....	82
Figura 41. Secciones transformadas del muro X3.....	83
Figura 42. Regularidad de la edificación en "X" .....	91
Figura 43. Regularidad de la edificación en "Y" .....	91
Figura 44. Análisis en SAP2000.....	93
Figura 45. Propiedades de los muros.....	93
Figura 46. Propiedades de los brazos rígidos .....	94
Figura 47. Propiedades de las vigas .....	94
Figura 48. Propiedades seccionales muro X.....	95
Figura 49. Propiedades seccionales muro Y1 .....	95
Figura 50. Primer entrepiso de la edificación .....	96
Figura 51. Centro de masa del primer entrepiso desplazado en la dirección "X" negativa.....	97
Figura 52. Centro de masa del primer entrepiso desplazado en la dirección "X" positiva .....	97
Figura 53. Centro de masa del primer entrepiso desplazado en la dirección "Y" negativa .....	98
Figura 54. Centro de masa del primer entrepiso desplazado en la dirección "Y" positiva .....	98
Figura 55. Fuerzas inerciales por piso .....	100
Figura 56. Cortante de entrepiso.....	101
Figura 57. Detalle del muro X3.....	112
Figura 58. Detalle del refuerzo horizontal.....	121

Figura 59. Detalle del muro X3.....	124
Figura 60. Carga directa muro X3 .....	128
Figura 61. Detalle de los muros adyacentes del muro X3 .....	131
Figura 62. Cargas totaltes del muro X3.....	134
Figura 63. Detalle de fuerzas en muro .....	136
Figura 64. Fuerzas actuantes en muro.....	137
Figura 65. Disposición de columnas en muro X3 .....	142
Figura 66. Fuerzas actuantes en muro X3 .....	143
Figura 67. Detalle de columna.....	146
Figura 68. Detalle de cimiento corrido.....	163
Figura 69. Vista en planta del cimiento corrido.....	163
Figura 70. Vista en planta del cimiento corrido en SAFE .....	164
Figura 71. Coeficiente de Winkler en SAFE .....	166
Figura 72. Cargas de gravedad y momentos en cimiento corrido .....	166
Figura 73. Restricciones en la base .....	167
Figura 74. Presiones en la base del cimiento corrido.....	167
Figura 75. Dimensiones de la escalera .....	169
Figura 76. Tramos de la escalera.....	171
Figura 77. Diagrama de momento y cortante del tramo 1 .....	171
Figura 78. Diagrama de momento y cortante del tramo 2 .....	171
Figura 79. Diagrama de momento y cortante del tramo 3 .....	172
Figura 80. Refuerzo de acero en tramo 1.....	173
Figura 81. Refuerzo de acero en tramo 2.....	174
Figura 82. Refuerzo de acero en tramo 3.....	175
Figura 83. Diagrama de momento de la losa.....	176
Figura 84. Diagrama de cortante de la losa .....	177
Figura 85. Refuerzo de acero de la losa .....	178
Figura 86. Diagrama de momento y cortante de viga chata.....	179
Figura 87. Refuerzo de acero en viga chata .....	181
Figura 88. Diagrama de momento de la viga dintel .....	184
Figura 89. Acero de refuerzo de viga dintel.....	184

Figura 90. Diagrama de cortante de la viga dintel .....	185
Figura 91. Dotaciones para viviendas unifamiliares .....	186
Figura 92. Capacidad de la cisterna.....	187
Figura 93. Tanque elevado.....	188
Figura 94. Modelado de la estructura en 3D .....	189
Figura 95. Vista en planta del primer entrepiso .....	190
Figura 96. Peso promedio del entrepiso seco .....	191
Figura 97. Peso promedio del panel estructural .....	192
Figura 98. Mapa eólico de La Libertad .....	194
Figura 99. Factores de forma "C" .....	195
Figura 100. Factores de carga interiores.....	196
Figura 101. Irregularidad en planta en "X".....	197
Figura 102. Irregularidad en planta en "Y".....	198
Figura 103. Irregularidad geométrica vertical .....	198
Figura 104. Espectro de diseño en eje "X" .....	199
Figura 105. Espectro de diseño en eje "Y" .....	199
Figura 106. Vista en planta del primer piso .....	202
Figura 107. Vista en planta del segundo piso .....	203
Figura 108. Vista en planta del tercer piso .....	203
Figura 109. Esfuerzos a compresión de la pestaña .....	216
Figura 110. Esfuerzos en los extremos del alma.....	222
Figura 111. Orden de secciones efectivas .....	223
Figura 112. Panel estructural .....	230
Figura 113. Coeficientes para abolladura en el alma .....	232
Figura 114. Distribución de columnas externas.....	238
Figura 115. Pandeo del montante .....	239
Figura 116. Huecos del montante .....	244
Figura 117. Detalle de platea y viga perimetral .....	257
Figura 118. Cargas y casos de cargas exportados .....	258
Figura 119. Propiedades de la platea.....	259
Figura 120. Propiedades de viga perimetral.....	260



Figura 121. Coeficiente de Winkler en SAFE .....	261
Figura 122. Franja de diseño en eje "Y" .....	262
Figura 123. Franja de diseño en eje "X" .....	262
Figura 124. Carga de servicio .....	263
Figura 125. Presión en el suelo de la platea .....	264
Figura 126. Asentamiento en el suelo .....	265
Figura 127. Diámetro de acero en eje "Y" .....	267
Figura 128. Cantidad de acero en cm <sup>2</sup> en eje "Y" .....	267
Figura 129. Diámetro de acero en eje "X" .....	267
Figura 130. Cantidad de acero en cm <sup>2</sup> en eje "X" .....	267
Figura 131. Áreas de acero de las vigas perimetrales .....	268
Figura 132. Área de acero de la viga más desfavorable .....	269
Figura 133. Barras de refuerzo en viga perimetral .....	269
Figura 134. Cortantes en las vigas perimetrales .....	270
Figura 135. Diagrama de cortante de la viga perimetral.....	271
Figura 136. Comparación de carga muerta.....	274
Figura 137. Comparación de carga viva.....	275
Figura 138. Carga viva total .....	276
Figura 139. Peso de la edificación .....	276
Figura 140. Espectro de diseño de albañilería .....	277
Figura 141. Espectro de diseño Steel Framing en "X" .....	277
Figura 142. Espectro de diseño Steel Framing en "Y" .....	278
Figura 143. Cortante basal de albañilería .....	278
Figura 144. Periodo fundamental .....	279
Figura 145. Comparación de desplazamiento máximo en "X" .....	280
Figura 146. Comparación de desplazamiento máximo en "Y" .....	280
Figura 147. Comparación de derivas de entrepiso en "X" .....	281
Figura 148. Comparación de derivas de entrepiso en "Y" .....	281

## I.INTRODUCCIÓN

La presente tesis desarrolla el diseño estructural y comparación económica de una vivienda unifamiliar con el sistema de albañilería confinada y acero liviano, considerando el tipo de suelo de la ciudad de Trujillo.

La vivienda unifamiliar se proyecta sobre un terreno rectangular de 258.18 m<sup>2</sup>, con un área techada de 65.45 m<sup>2</sup>. El terreno presenta una mezcla de suelos finos con gruesos, cuya capacidad admisible es de 1.62 kg/cm<sup>2</sup> a una profundidad de 1.30m.

Con el trabajo de tesis se busca dar a conocer el sistema de acero liviano como una opción más al momento de construir una vivienda dado que hoy en día se viene utilizando las construcciones tradicionales como son: albañilería confinada y concreto armado. En este caso se realizará un análisis comparativo con el sistema de albañilería confinada y acero liviano, demostrando que es más económico que el tradicional reduciendo así la autoconstrucción.

Para el diseño estructural en albañilería confinada se consideró la distribución y un espesor de muros que garantice una rigidez adecuada en ambas direcciones con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales y evitar problemas de torsión, en conjunto con el uso de dinteles y vigas peraltadas.

El objetivo del trabajo es elaborar el diseño estructural de una vivienda unifamiliar con el sistema de acero liviano y albañilería confinada, y realizar una comparación económica entre ambos sistemas, de esta manera se dará a conocer al sistema de acero liviano como una opción más al momento de construir una vivienda ya que cumple los estándares normativos y es más económico.

Definido lo anterior, se procedió a realizar el diseño estructural de albañilería confinada cumpliendo con lo estipulado en las normas E.020, E.030 y E.060 con especial énfasis en las solicitudes de la norma E.070 de Albañilería confinada y se realizó el presupuesto. De la misma manera se diseñó el sistema de acero liviano con la norma AISI S100 – 2007.

Finalmente se presenta el presupuesto correspondiente de ambos sistemas y la comparación estructural y económica.

## 1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA

En la ciudad de Trujillo la demanda de construcción está determinada por el aumento de la población, así como la economía de esta, por lo cual se viene utilizando varios tipos de edificaciones tradicionales: construidas de quincha, concreto armado y de albañilería confinada. Este último es el sistema que más prevalece en la ciudad porque se muestra como un sistema confiable y rentable, dando lugar a la “autoconstrucción” de viviendas. Esto crece cada día más y no permiten que la construcción de una vivienda unifamiliar sea una prioridad fundamental como para seguir todos los estándares normativos y un correcto diseño estructural, así como utilizar una mano de obra calificada. Esto se origina de la idea que tiene la población de que se puede conseguir algo de calidad a un precio barato, siendo en realidad lo contrario. Debido a esta idea y al desconocimiento de la gente, mejores sistemas estructurales no tienen cabida en Trujillo, siendo uno de estos el sistema de acero liviano o también conocido como “Steel Framing”.

En un sistema de acero liviano prevalece el uso y unión de perfiles de acero armable, teniendo como principales características una exactitud y rapidez al momento de construir, diversidad para cualquier diseño arquitectónico y buenos acabados. No obstante, lo que más caracteriza a este sistema es el hecho de disminuir el tiempo de ejecución del proyecto, el costo del presupuesto y la mano de obra calificada en la ejecución de este. Esto, a comparación de otros sistemas tradicionales tendría gran acogida, ya que para una adecuada construcción de una vivienda se necesita que se cumpla con todos los reglamentos y procesos normativos de forma eficiente.

Si se logra establecer el sistema Steel Framing como una opción más al momento de construir una vivienda, se evitará todos los problemas que conlleva esta la autoconstrucción, lo cual permitirá el desarrollo en el sistema de infraestructura de la ciudad y por ende prevalecerá la salud y vida a largo plazo de tanto las edificaciones como de la población.

Además, si se obtiene que el sistema de acero liviano resulta más económico que el tradicional y con los mismos o mejores desempeños estructurales, será

propicio a empezar a considerar este sistema como una opción más al momento de construir.

## **1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

¿En qué medida el uso de un sistema de acero liviano influye en el costo y comportamiento sísmico de una vivienda unifamiliar a comparación del sistema de albañilería confinada, en la ciudad de Trujillo?

## **1.3 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN**

### **1.3.1 Objetivo general**

Elaborar el diseño estructural de una vivienda unifamiliar con el sistema liviano de acero y albañilería confinada y realizar la comparación del comportamiento sísmico y económico entre ambos.

### **1.3.2 Objetivos específicos**

- Elaborar el diseño estructural de una vivienda unifamiliar usando el sistema de albañilería confinada.
- Elaborar el diseño estructural de una vivienda unifamiliar usando el sistema liviano de acero.
- Elaborar el presupuesto de la construcción de la vivienda unifamiliar para ambos sistemas estructurales.
- Comparar el comportamiento sísmico de ambos sistemas y determinar cuál resulta más eficiente.
- Comparar el presupuesto de ambos sistemas y determinar cuál resulta más económico.

#### **1.4 JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO**

La razón principal de la elaboración de esta tesis es dar a conocer al sistema de acero liviano con el fin de difundir una nueva opción de construcción de viviendas unifamiliares tanto para la población Trujillana, así como para las grandes empresas de construcción en Trujillo. Este, a pesar de estar en el mercado de otros países por muchos años, aún no ha tenido acogida debido a la escasa aceptación hacia otras opciones estructurales fuera de lo tradicional.

El sistema de acero liviano cumple eficazmente con los estándares normativos y tiene grandes beneficios tales como exactitud al momento de construir, diversidad para cualquier diseño arquitectónico, perduración, disminución tanto de tiempos de ejecución como de costos, etc. Con tales ventajas es de suma importancia poder introducir este sistema al mercado de la construcción local, para que tanto propietarios como contratistas puedan beneficiarse.

## II. MARCO DE REFERENCIA

### 2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN

Todos los antecedentes que presentaremos son de origen internacional y están relacionados con el tema del sistema de acero liviano o también conocido como Steel Framing.

Martínez D. y Cueto G. (2012) en su investigación: “Steel Framing” se propusieron indagar sobre nuevas tecnologías de la construcción y sobretodo analizar el sistema constructivo Steel Framing. Para ello hicieron una visita a una obra en proceso de construcción donde se utilizaba el Steel Framing, con el objetivo principal de obtener toda la información del método constructivo, y de esta forma poder verificar todas las ventajas que este sistema presenta. La investigación concluyó que, si se compara la construcción tradicional con el Steel Framing, este último introduce mejoras en los plazos, costos, calidad y medio ambiente. En otras palabras, el Steel Framing es una solución más sostenible. El principal aporte al trabajo de investigación es que, a pesar de mostrar tanto ventajas como inconvenientes, el Steel Framing es un sistema más confiable y sostenible que los sistemas tradicionales.

Romero H. y Soto L. (2013) en su tesis: “Análisis de factibilidad para la construcción de viviendas unifamiliares utilizando el SEL (Sistema Estructural Liviano)” se tuvo como objetivo analizar el grado de factibilidad del uso del SEL como una nueva alternativa en la construcción, para lo cual se realizó un estudio de mercado a través de encuestas, un diseño estructural de una vivienda utilizando este sistema y un análisis económico a través de costos unitarios, detallando los precios de materiales y mano de obra. La investigación concluyó que el sistema SEL es totalmente factible ya que tiene muchas ventajas: ahorro económico, menor tiempo de construcción y es ecológico por ser un sistema seco. El principal aporte al trabajo de investigación es que se indica que el sistema SEL es una mejor alternativa ante los sistemas tradicionales y que a futuro su uso irá en aumento.

Pérez Y. (2013) en su tesis: “Aplicabilidad del sistema Steel-Framing en viviendas económicas de República Dominicana”, se propuso el sistema Steel Framing como solución constructiva industrializada, con el fin de reducir el tiempo de ejecución y el costo final sin disminuir la calidad, y que sobretodo sean resistentes a las fuertes condiciones climáticas del lugar y a eventos sísmicos. Para lograr dicho objetivo se dispuso a estudiar los diversos ensayos que se le han realizado al Steel Framing, con el fin de conocer su comportamiento ante sismos y ciclones, y así elaborar un análisis para ver la pertinencia del uso de este sistema en República Dominicana. Una vez estudiado los diversos ensayos se logró determinar que para zonas sísmicas lo recomendable sería 2 niveles, y que para edificaciones con más niveles en estas zonas se debería realizar más investigaciones, ya que República Dominicana cuenta con zonas de alta sismicidad haciendo que no sea factible construir viviendas de más de 2 niveles, por lo cual se propuso un sistema estructural mixto, con núcleo rígido de hormigón armado y refuerzos de acero. El principal aporte al trabajo de investigación es que para zonas de alta sismicidad lo recomendable sería hasta 2 niveles usando el sistema Steel Framing, sin embargo, si se desea más niveles habría que hacer un estudio adecuado.

Carpio, M. (2014) en su tesis: “Diseño estructural de una vivienda aplicando el sistema constructivo STEEL FRAMING”, se propuso utilizar el mencionado sistema como reemplazo al método tradicional y artesanal, con el fin de no solo tener los mismos resultados, sino que sean más productivos y generen menos desperdicios. Para ello se realizó el diseño estructural, diseño hidro-sanitario y los acabados de la vivienda, para después elaborar los precios unitarios y rendimientos para obtener un cronograma y presupuesto. La investigación tuvo como resultados que el Steel Framing es un excelente sistema estructural con buena resistencia y con buenas deflexiones y derivas en concordancia con la norma sismorresistente. Además, su costo por m<sup>2</sup> resulta más económico y el tiempo que tarda en la construcción de la vivienda puede llegar a 1 mes e incluso a semanas. El principal aporte del trabajo de investigación es que el Steel Framing no es solo un gran

sistema sismorresistente, sino que resulta más económico y se puede construir en cortos periodos de tiempo, resultando más rentable que el sistema tradicional.

Cáceres, C. (2018) en su tesis: “Análisis comparativo técnico-económico de un sistema tradicional aporticado y un sistema estructural liviano para la construcción de viviendas”, se tuvo como objetivo realizar un análisis comparativo técnico-económico entre el hormigón armado y el sistema estructural liviano “Steel Framing” de una vivienda, con el fin de determinar cuál resulta más económico y con mejor comportamiento sísmico. Para lograr esto se elaboró el diseño estructural tanto con hormigón armado como con Steel Framing, para luego elaborar un presupuesto referencial en base a costos unitarios y estimar la duración del proyecto con ambos sistemas. Finalmente, se los comparó para determinar cuál es más rentable. Como resultados de la investigación se tuvo Steel Framing que es hasta 4.4% más económico que el hormigón armado en el costo total de la estructura, viéndose reducidos tales costos en los materiales y mano de obra. Además, el tiempo de construcción resulta hasta tres veces más rápido que el hormigón armado. El principal aporte del trabajo de investigación es que demuestra que el Steel Framing tiene mejores resultados que el hormigón armado y resulta más económico y rentable.

## **2.2 MARCO TEÓRICO**

### **2.2.1 Steel Framing**

#### **2.2.1.1 Definición**

Según la Asociación Latinoamericana del Acero, también conocida como Alacero, en su manual STEEL FRAMING: Arquitectura, define el sistema del Steel Framing (SF) como un sistema constructivo que tiene como principal característica el estar conformado por perfiles formados en frío de acero galvanizado, los cuales son empleados para la composición de paneles estructurales y no estructurales, vigas de piso, vigas secundarias, entre otros muchos elementos. (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 12)



La expresión Steel Framing, significa una estructura o esqueleto de acero, y lleva este nombre porque prácticamente se trata de un esqueleto estructural en acero formado por diversos elementos individuales unidos entre sí. Esto permite que funcionen en conjunto con el fin de resistir las cargas que solicitan a la estructura y le dan su forma.

La estructura de Steel Framing está principalmente compuesta por paneles, entrepisos y cubiertas, los cuales están unidos entre sí, y en conjunto crean un sistema capaz de resistir todas las cargas y sollicitaciones aplicadas en la edificación. (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 14)

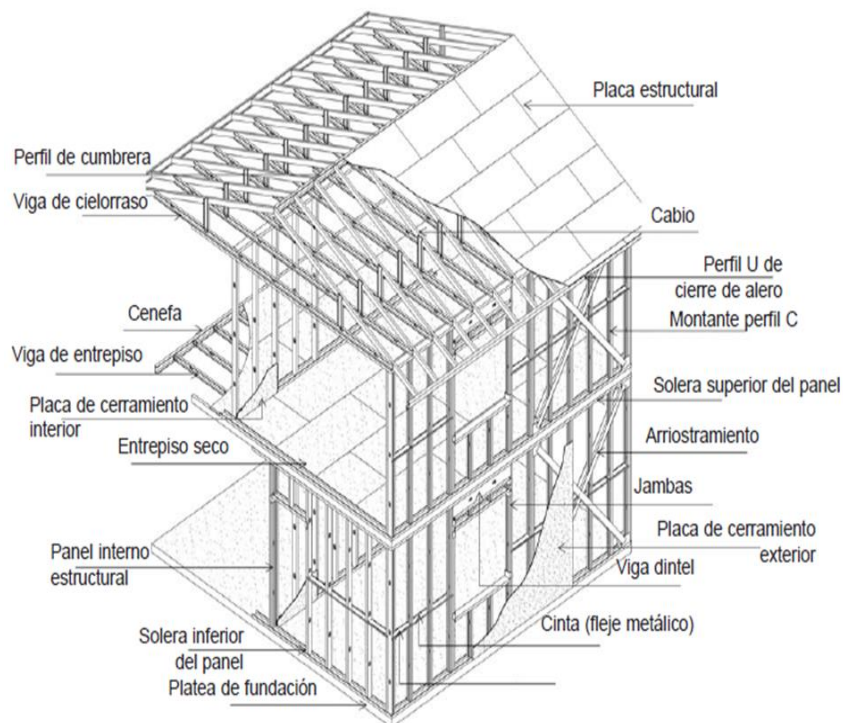


Figura 1. Vista detallada de una vivienda en Steel Framing

Fuente: (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 14)

### 2.2.1.2 Estructuras de acero conformados en frío

Según el Steel Framing Alliance en su guía Steel Framing Guide (2007, pág. 2) menciona que las estructuras de acero conformados en frío son láminas de acero que son transformadas a formas y tamaños similares a las dimensiones

de madera (2x4, 2x6, 2x8, entre otros), las cuales son más comunes para los constructores. Estas estructuras son formadas mediante de un proceso llamado perfilado, el cual consiste en pasar las láminas de acero a través de una serie de rollos, los cuales permiten formar las curvas que hacen la forma del perfil.

Ya que este proceso está hecho a temperatura ambiente (también llamado conformado en frío), los perfiles resultan más fuertes que las láminas de acero originales.

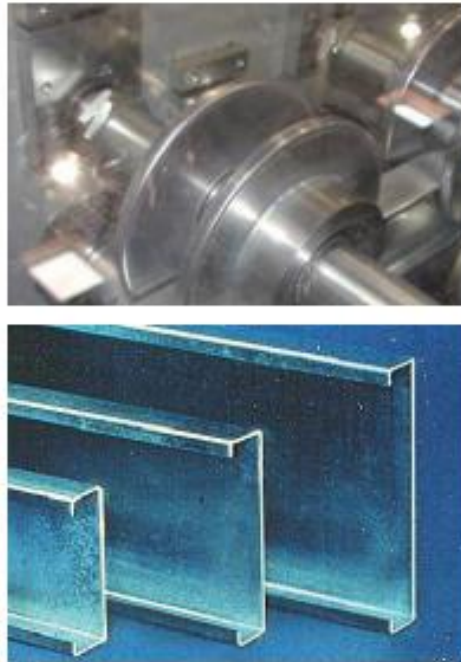


Figura 2. Rollos y perfiles de acero tipo "C"

Fuente; Steel Framing Alliance (2007, pág. 2)

### 2.2.1.3 *Ventajas y Desventajas*

#### a. **Ventajas**

Según el Steel Framing Alliance en su guía Steel Framing Guide (2007, págs. 2-3) el sistema de Steel Framing posee muchas ventajas, de las cuales tenemos:

- Tiene una calidad consistente debido a que sus desperdicios se reducen hasta un 2 %, lo cual se traduce como un ahorro en materiales y eliminación de desechos.

- El manipuleo resulta más fácil y práctico debido a que los perfiles de acero tienen menor peso comparado a otros materiales como la madera.
- El mantenimiento a largo plazo es reducido porque el acero es resistente a la putrefacción, moho e infestación de insectos.
- Es ecológico con el medio ambiente, al ser un sistema seco.
- Está comprobado que el Steel Framing tiene buen comportamiento ante el viento y sismos.
- Los plazos de ejecución y costo total se reducen notoriamente al compararlo con los sistemas tradicionales.

#### **b. Desventajas**

Según Martínez D. y Cueto G (2012, pág. 12) el sistema no es perfecto, presenta ciertos inconvenientes, de los cuales tenemos:

- En América Latina, existe la idea de que las estructuras livianas son débiles a comparación de lo tradicional, siendo en realidad lo contrario.
- Puede llegar a presentar menor aislación ante vibraciones y ruidos si lo comparamos con los sistemas tradicionales.
- Un edificio construido por este sistema puede tener como máximo 5 niveles de altura.
- A pesar de que el costo total sea menor a los métodos convencionales, los costos de los perfiles galvanizados resultan altos.
- Debido a la gran conductividad térmica del acero su eficiencia térmica no es buena. En tiempos de invierno el calor tiende a perderse, mientras que, en tiempos de verano, el calor tiende a aumentar. Sin embargo, existen métodos de aislación térmica para evitar estos inconvenientes.

#### **2.2.1.4 Perfiles utilizados en el Steel Framing**

Los perfiles típicos del Steel Framing son láminas de acero revestidas con cinc o una aleación de cinc-aluminio, a través de un proceso continuo de inmersión en caliente o electrodeposición, de tal forma que se obtiene un acero galvanizado. La resistencia de estos perfiles varía según la dimensión, forma y límite de elasticidad, el cual no debe ser menor a 230 MPa.

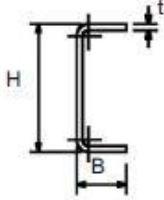
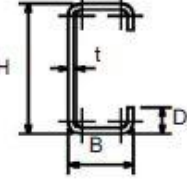
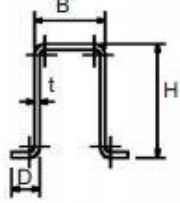
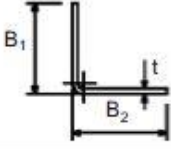
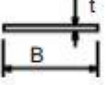
Las secciones más utilizadas en el sistema Steel Framing son los perfiles “C” y “U”, los cuales constituyen casi la totalidad de la estructura de acero. (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 22)

Los perfiles “C” tienen una mayor área transversal y rigidez, los cuales son más utilizados como elementos estructurales, siendo éstos los encargados de soportar las cargas que solicita la estructura y transmitir las uniformemente hasta la fundación. Se usa por ejemplo en: montantes, vigas de entrepiso, paneles, etc.

Los perfiles “U” no poseen función estructural, se le emplea como canal de sujeción y mayormente son colocados en los extremos superior e inferior de los perfiles “C”, ayudando a formar los paneles estructurales de una manera firme y segura. Se unen a través de pernos, siendo los más comunes los auto perforantes. (Cáceres, 2018, pág. 29)

En la siguiente tabla se muestra otros perfiles aparte de los ya mencionados, además de su designación y su uso estructural más común en el sistema Steel Framing.

Tabla 1. Perfiles utilizados en SF y sus aplicaciones

SECCIÓN TRANSVERSAL	Designación	Utilización
	Perfil U $H \times B \times t$	Solera Puntal Bloqueador Cenefa Atiesador
	Perfil C $H \times B \times D \times t$	Montante Viga Puntal Atiesador Bloqueador Correa Cabio Larguero
	Perfil Galera $H \times B \times D \times t$	Correa Larguero Puntal
	Angulo Conector $B_1 \times B_2 \times t$	Conector Atiesador Puntal
	Cinta Fleje $B \times t$	Riostras Tensores Diagonales

Designaciones: H Altura del alma (web)  
B Ancho del ala (flange)  
t Espesor (thickness)  
D Ancho de pestaña (lip)

Fuente: (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 23)

### 2.2.1.5 Fundación

El Steel Framing es compatible con todos los tipos de fundaciones. La elección dependerá del tipo de terreno, clima, pero más que todo del diseño estructural. Los tipos más usados son la platea de concreto armado y zapata corrida. (Jorajuría & Servente, 2015, pág. 20).

### a) Platea de concreto armado

La platea trabaja como una losa, transmitiendo las cargas directamente al terreno natural. Además de la losa, se le colocan vigas perimetrales, e intermedias si fueran necesarias, las cuales estarán debajo de los paneles estructurales, de esta forma se obtendrá mayor rigidez en dichas secciones. Otro dato importante es que al estar en el primer nivel y no necesitar un entrepiso de perfiles, el contrapiso será directamente colocado sobre la platea.

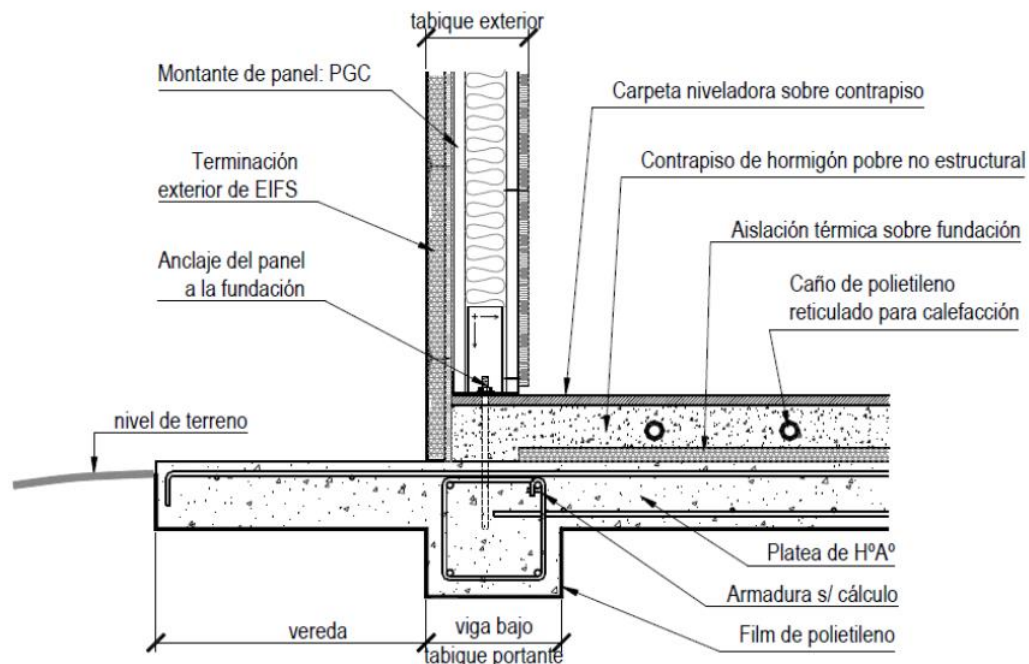


Figura 3. Detalle de la platea de concreto armado y viga

Fuente: (Jorajuría & Servente, 2015, pág. 21)

### b) Zapata corrida

Este tipo de fundación es el indicado para cuando se utiliza paredes portantes, las cuales distribuyen la carga uniformemente a lo largo de su longitud. A diferencia de la platea de concreto armado, aquí es necesario un entrepiso de perfiles, el cual servirá de soporte para el contrapiso.

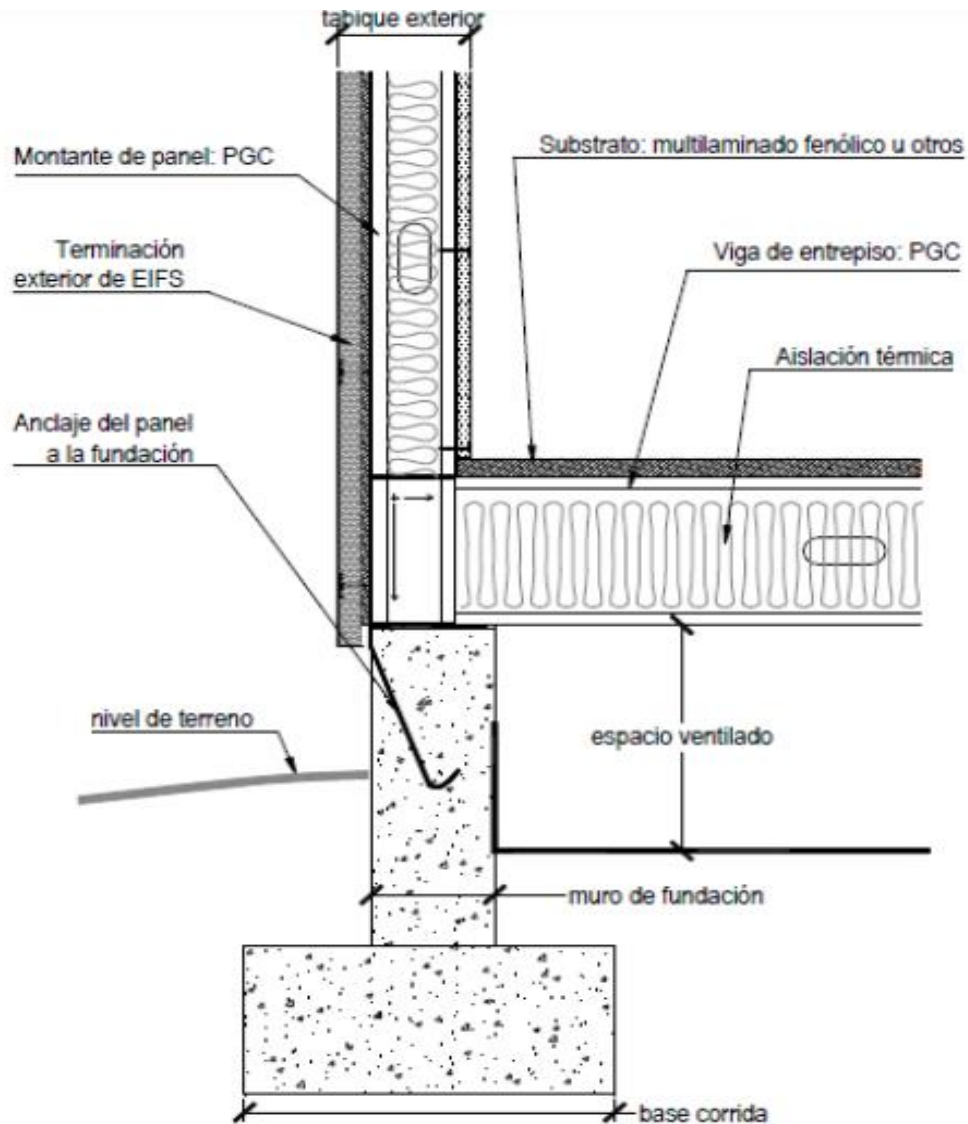


Figura 4. Detalle de la zapata corrida

Fuente: (Jorajuría & Servente, 2015, pág. 22)

### c) Anclaje

No solo basta con colocar la estructura sobre la fundación, sino que hay que asegurarse que esté debidamente unido a esta y sea lo más estable posible, con el objetivo de evitar movimientos de traslación o volcamiento de la estructura debido a las cargas de viento. Para lograr esto es necesario fijar los paneles estructurales a la fundación con anclajes. A continuación, se especificarán algunos tipos de anclajes.

- **Anclaje con fleje de acero**

Se utiliza una cinta metálica, también llamado fleje de acero galvanizado, el cual es colocado empotrado en la fundación. Su ubicación es de acuerdo a cálculo estructural y sobresaldrá 40 cm por encima de la platea. (Jorajuría & Servente, 2015, pág. 23)

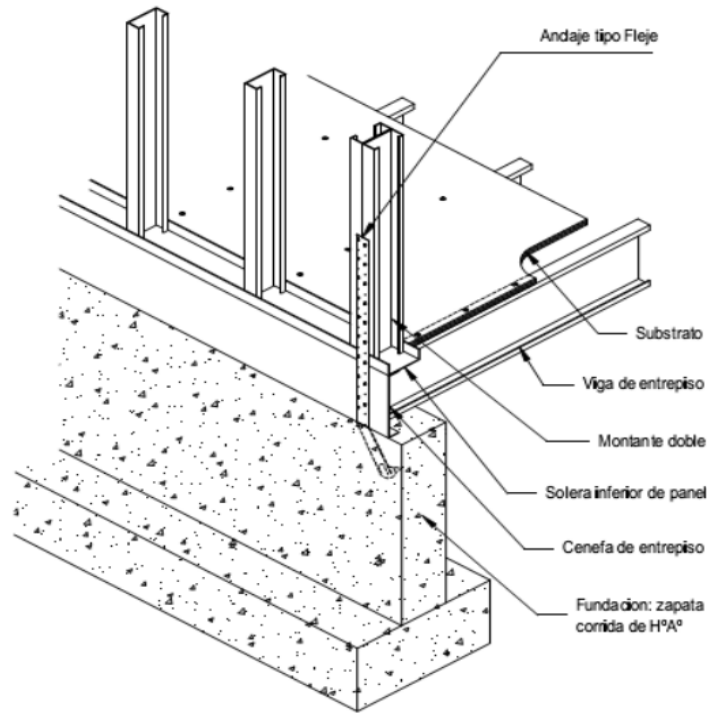


Figura 5. Detalle del anclaje con fleje de acero

Fuente: (Jorajuría & Servente, 2015, pág. 23)

- **Anclaje químico**

Este tipo de anclaje utiliza una varilla roscada, la cual es fijada en el concreto de la fundación (ya vaciado), perforándolo y llenándolo de una resina química epoxi, para después colocar la varilla. Para terminar la unión se fija a la estructura una pieza de acero, la cual unirá la varilla y la solera inferior y será atornillada al montante de perfil "C" doble.



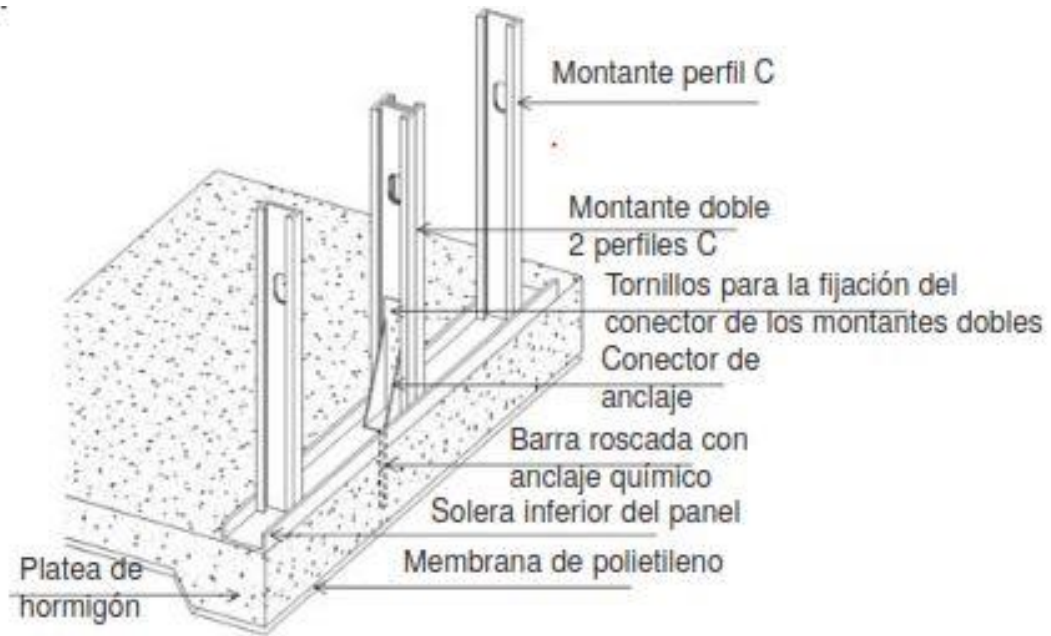


Figura 6. Detalle del anclaje químico

Fuente: (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 27)

### 2.2.1.6 Paneles

En el sistema Steel Framing los paneles no solo cumplen el rol de simples tabiques, sino que son los principales encargados de soportar las cargas de toda la edificación y transmitirlas hasta la fundación. Estos paneles pueden ser tanto estructurales como no estructurales, siendo los primeros los que reciben las solicitaciones, mientras que los otros no tienen una función estructural, sirven como división interna.

#### a) Paneles estructurales

Como se ha dicho anteriormente, estos paneles son los responsables de resistir todas las cargas de la edificación, desde la carga muerta de todos los elementos superiores (otros montantes, entrepisos, etc.) hasta todas las posibles sobrecargas que pueda haber. Además, también están sujetas a cargas tanto de viento como sismo, haciendo de estos elementos los más importantes y a los que se le tienen que tratar con más cuidado.

Para estos paneles principalmente se usan perfiles tipo “C” los cuales son utilizados como montantes (elementos verticales), y perfiles tipo “U” como soleras (elementos horizontales). Los montantes por norma van separados cada 400 o hasta 600 mm, incluso puede llegar a cada 200 mm en casos extremos. Esta separación afectará a la cantidad de carga que soportará cada uno. En cambio, las soleras serán ubicadas tanto en la parte superior e inferior de los montantes, fijándolas y compactándolas, haciendo que las cargas se puedan distribuir uniformemente. (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 30)

A todos los perfiles tipo “C” se les hace unas perforaciones en su alma, ya que por allí pasarán las diferentes tuberías para las instalaciones tanto sanitarias como eléctricas. Finalmente, para poder unir los perfiles se utilizan tornillos galvanizados, preferiblemente auto perforantes.

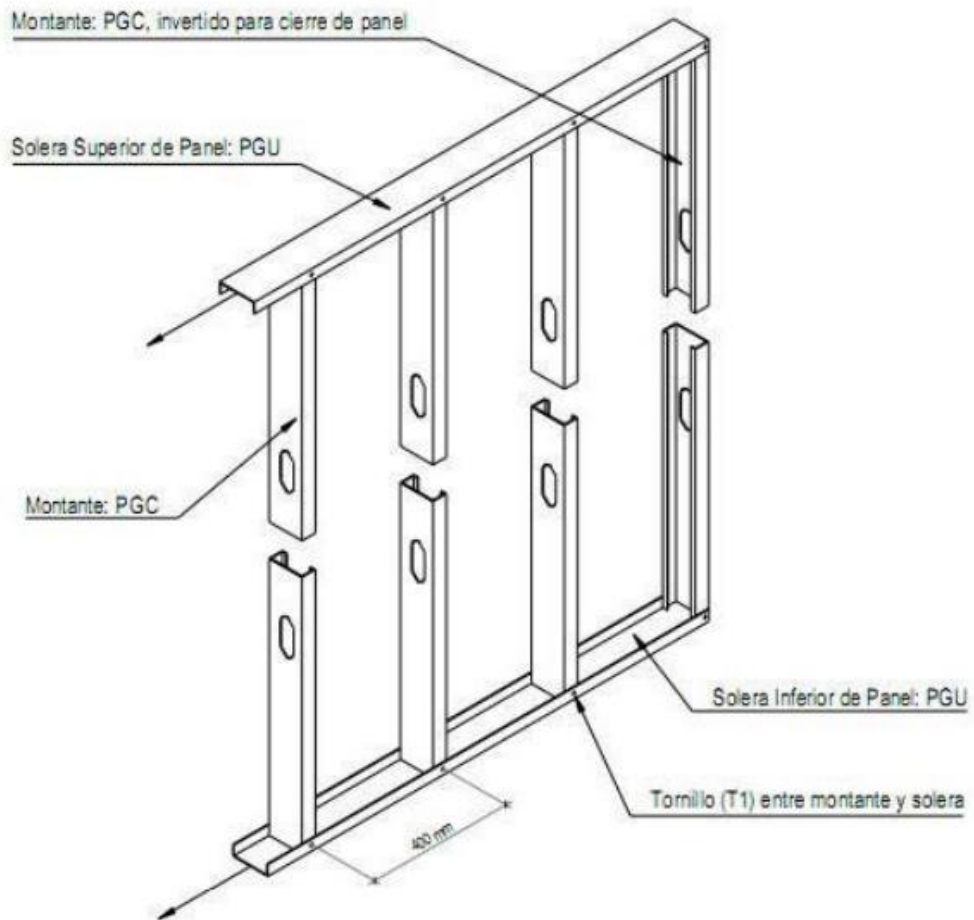


Figura 7. Detalle del panel estructural

Fuente: (Jorajuría & Servente, 2015, pág. 25)

En caso de existir ventanas o puertas en el panel se deben colocar otros elementos tales como vigas dintel y jambas, los cuales permitirán que el espacio existente no afecte a la rigidización del panel estructural. (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 35)

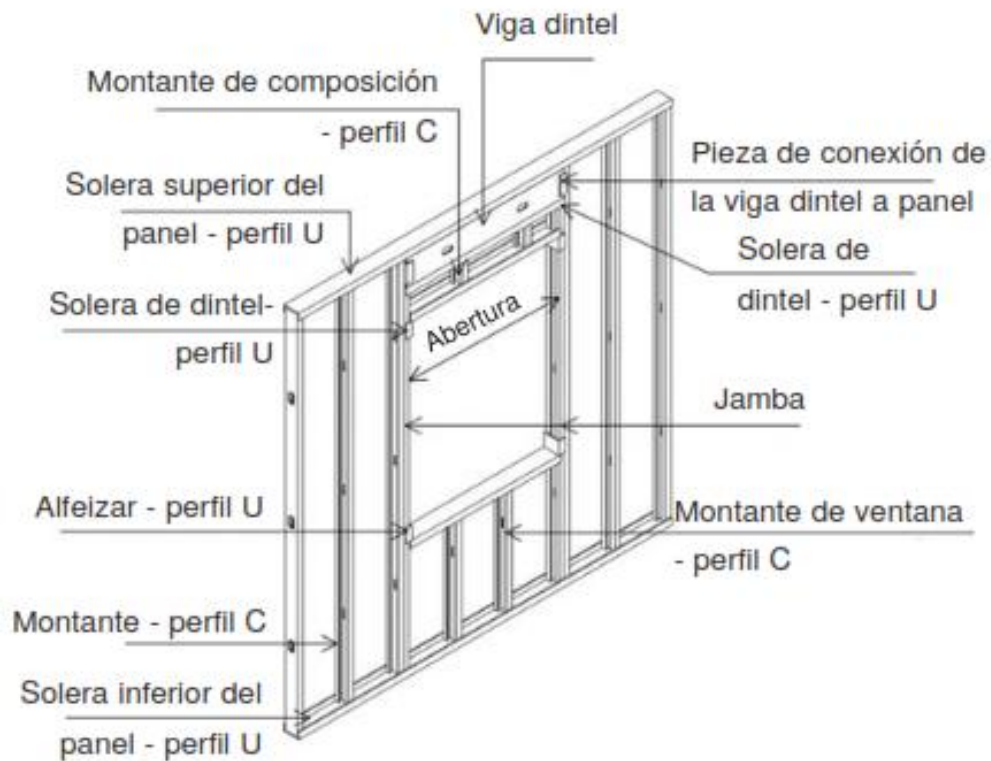


Figura 8. Panel estructural con ventana

Fuente: (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 35)

## b) Estabilización de la estructura

Como se mencionó anteriormente los montantes además de soportar las cargas verticales, también están expuestas a cargas horizontales producidas por el viento o por sismo. No obstante, por sí solas no son capaces de resistir ese tipo de fuerzas, lo cual podría conllevar al colapso de la estructura. Para evitar este problema existen diversas soluciones, siendo las más utilizadas: los arriostramientos en los paneles y un revestimiento con placas que sirven como diafragmas de rigidización. (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 35)

- **Arriostramiento**

El tipo más común es la Cruz de San Andrés, o también conocida como arriostramiento en “X”, la cual usa cintas de acero galvanizado fijadas tanto a un panel de acero como al montante (doble en este caso). Estas cintas estarán siempre solicitadas a cargas de tracción o compresión, debido a las cargas horizontales. Para que pueda tener un buen desempeño se recomienda que tengan un ángulo entre 30° a 60°. (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 36)

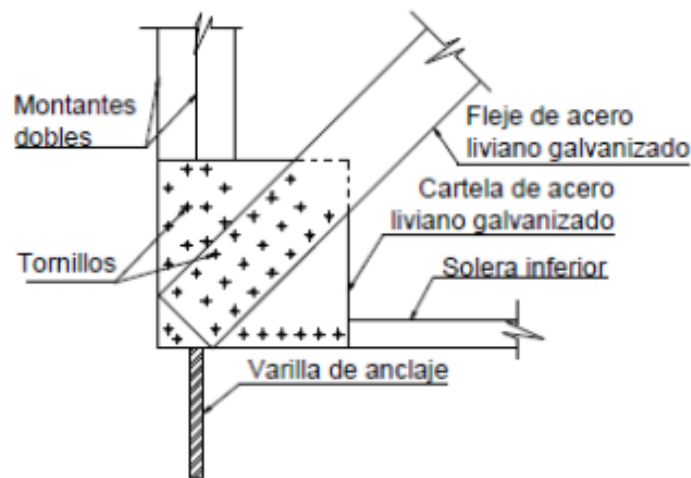


Figura 9. Detalle del arriostramiento

Fuente: (Jorajuría & Servente, 2015, pág. 30)

En caso de existir vanos tanto para puertas como ventanas, los arriostramientos se deben colocar de manera que no interfieran con estos. Esto se logra con una buena coordinación entre arquitectos e ingenieros a la hora de proyectar la edificación.

- **Diafragmas de rigidización**

Son placas estructurales de brindar al panel una mejor resistencia, ya que son estas las solicitadas por las cargas laterales, tanto de viento como sismo. Las placas más usadas son las de OSB (Oriented Strand Board), hechas

principalmente de virutas de madera. Estas desempeñan el papel de diafragmas rígidos tanto verticales como horizontales. Sin embargo, su uso está limitado a edificaciones de pocos niveles. (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 38)



Figura 10. Placas de OSB

Fuente: (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 38)

### **c) Paneles no estructurales**

Estos tipos de paneles no tienen una función estructural, ya que son más que todos utilizados para divisiones internas. En caso de presentar espacios para ventanas o puertas, no será necesario el uso de dinteles o jambas, a diferencia de los paneles estructurales.

La instalación de estos paneles resulta más simple ya que solo requiere unos cuantos pernos, y si en algún futuro se quiere remover estos paneles, solo bastaría con quitar los pernos y mover el panel a otro lado. Esto presenta una gran ventaja ante otros sistemas estructurales donde esto sería muy laborioso o imposible. (Cáceres, 2018, pág. 41)

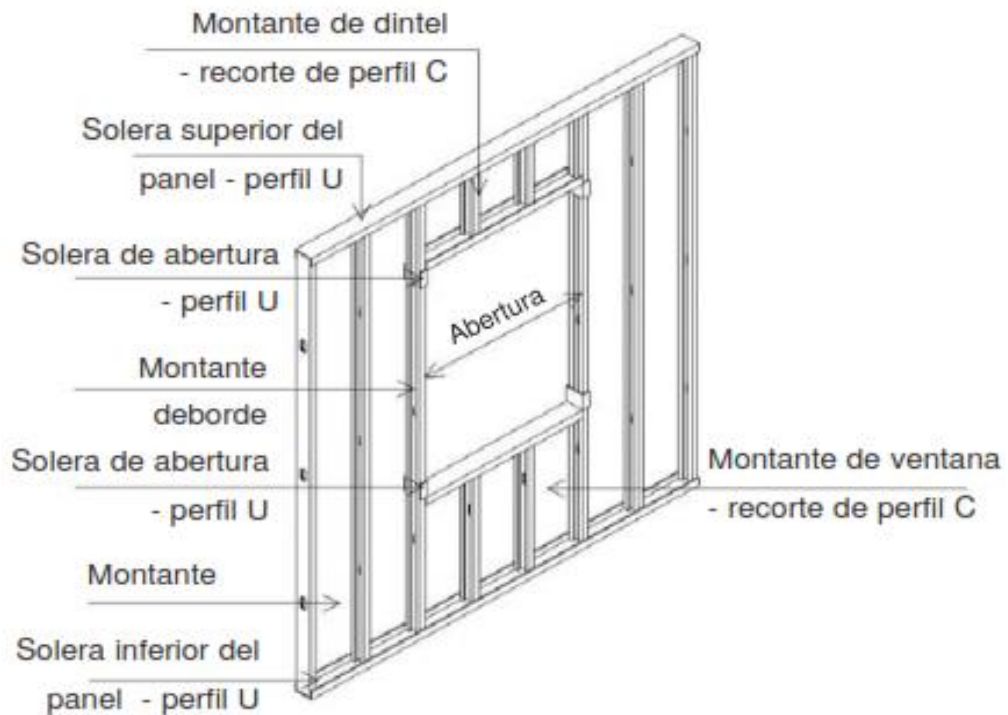


Figura 11. Panel no estructural con ventana  
 Fuente: (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 45)

### 2.2.1.7 Entrepisos

En el sistema "Steel Framing" los entrepisos son construidos de igual forma que los paneles, usando perfiles tipo "C" y tipo "U". La diferencia es que los montantes son colocados de manera horizontal y son denominadas vigas de entrepiso, mientras que las soleras pasan a ser cenefas, las cuales son colocadas en los extremos de la viga y sirven como apoyo y rigidización. Además, se colocan rigidizadores, con el propósito de transmitir las cargas de los paneles superiores a los inferiores. (Sarmanho & Moraes, 2007, págs. 50-51)

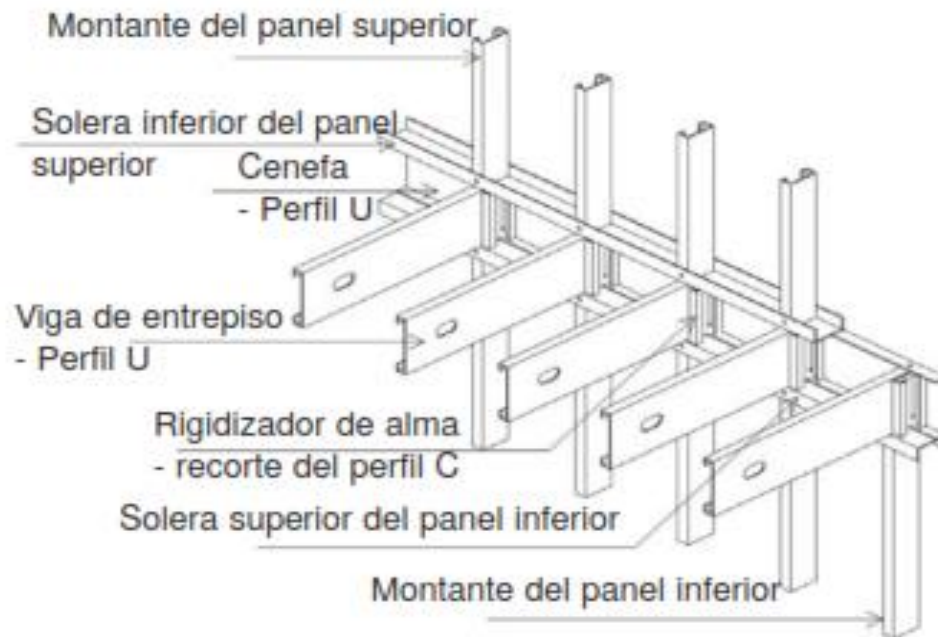


Figura 12. Detalle del entrepiso

Fuente: (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 50)

Existen dos tipos de entrepiso: seco y húmedo. A pesar de tener características distintas, cumplen la misma función estructural.

#### a) Entrepiso seco

La principal característica de este tipo de entrepiso es que se utiliza placas rígidas, las cuales son atornilladas a las vigas de entrepiso. Estas mismas placas, además de servir como contrapiso, desempeña una función de diafragma horizontal.

Al ser solo placas de acero el peso del entrepiso será muy ligero, lo cual es útil si se quiere construir una edificación de varios niveles. No obstante, el hecho de ser ligero conlleva a que no pueda aislar las vibraciones acústicas de forma eficiente, por lo cual es necesario colocar algún aislante debajo de la placa.

En cuanto al tipo de placa, la más utilizada es la OSB de 18 mm de espesor, la cual es liviana y fácil de instalar. (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 53)



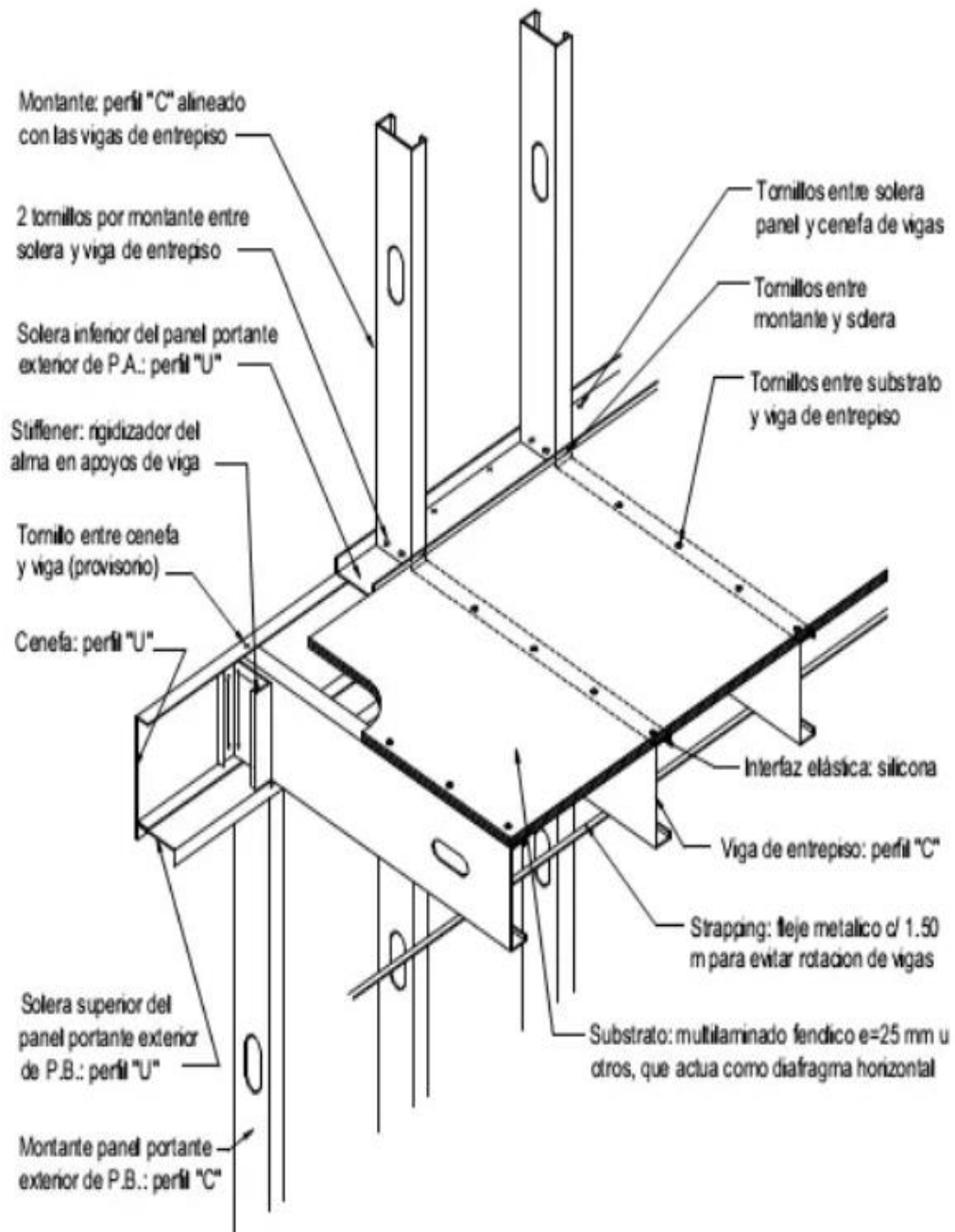


Figura 13. Detalle del entrepiso seco

Fuente: (Consulsteel, 2013)

## b) Entrepiso húmedo

A diferencia del entrepiso seco, en este caso se utiliza una capa de concreto, el cual servirá como contrapiso. A pesar de ir en contra de la filosofía del Steel Framing, resulta ser una posibilidad más, ya que para el tema de los

acabados resulta más sencilla su colocación y tiene mejor aislación acústica que el entrepiso seco.

Para su colocación se utiliza una chapa ondulada de acero como encofrado, la cual estará atornillada a las vigas de entrepiso. La capa de hormigón mide aproximadamente entre 4 a 6 cm. También se le agrega una malla electro soldada para evitar fisuras en el concreto. (Sarmanho & Moraes, 2007, pág. 52)

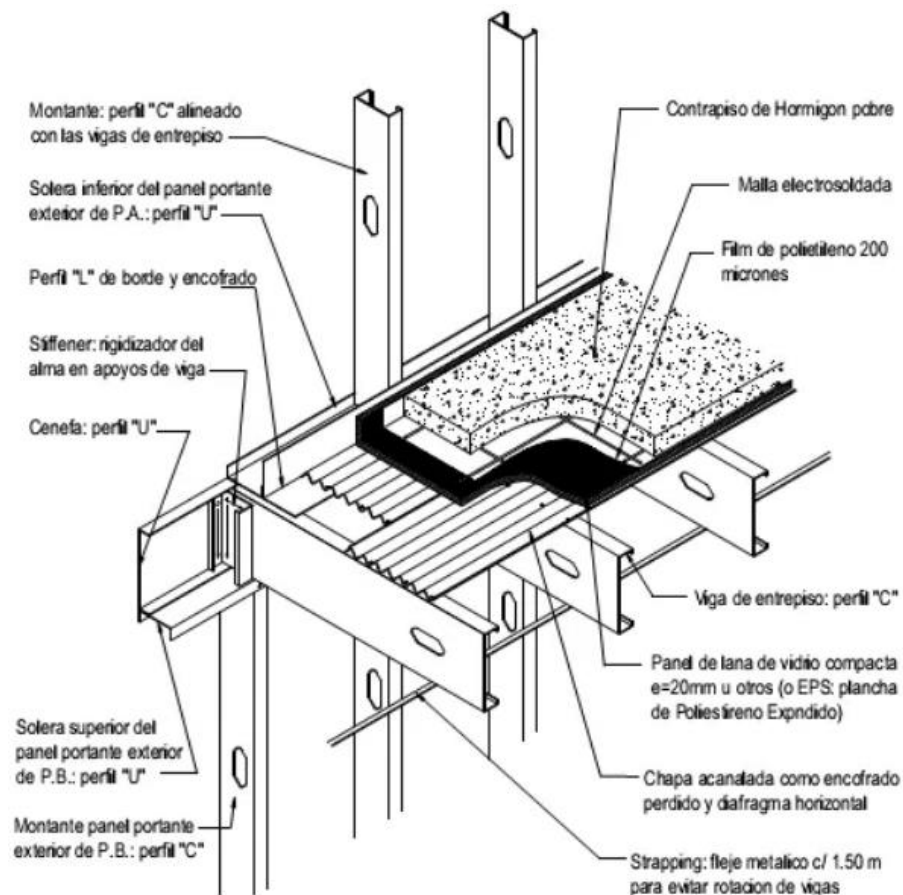


Figura 14. Detalle del entrepiso húmedo

Fuente: (Consulsteel, 2013)

### 2.2.1.8 Escalera

Según Sarmanho y Moraes (2007, pág. 59), en el sistema de Steel Framing las escaleras están conformadas por la combinación de perfiles C y U, mientras que para los pasos y contrapasos se utilizan placas de OSB unidas a la

estructura mediante tornillos galvanizados. Para la construcción de este tipo de estructuras existen tres métodos:

#### a. Viga cajón inclinada

Utilizada para escaleras abiertas en la cual se usan perfiles soleras doblados en peldaños como apoyos para las placas de OSB.

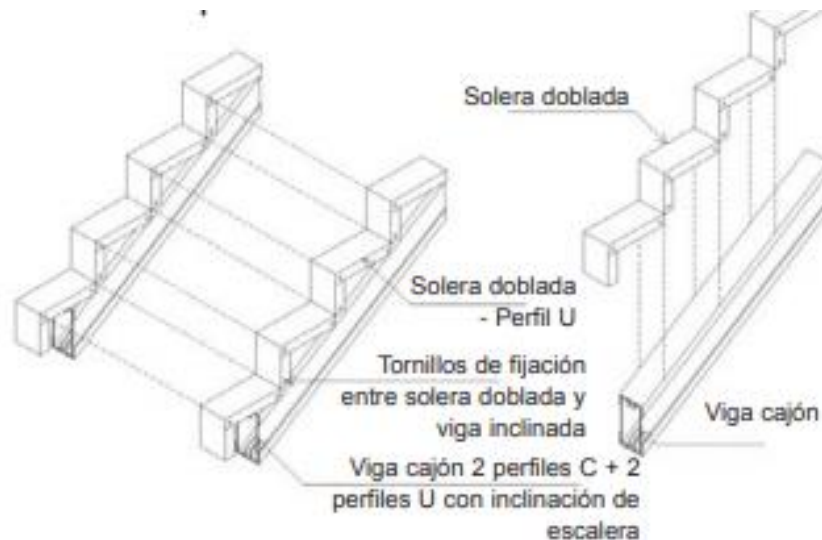


Figura 15. Detalle de la escalera viga cajón inclinada

Fuente: (Sarmanho y Moraes, 2011, pág. 59)

#### b. Panel triangular inclinado

Utilizada para escaleras cerradas y consta de una solera unida a un panel con la inclinación necesaria de la escalera. Estos paneles forman el tramo de la escalera y los peldaños son formados con placas de OSB. (Sarmanho y Moraes, 2011)

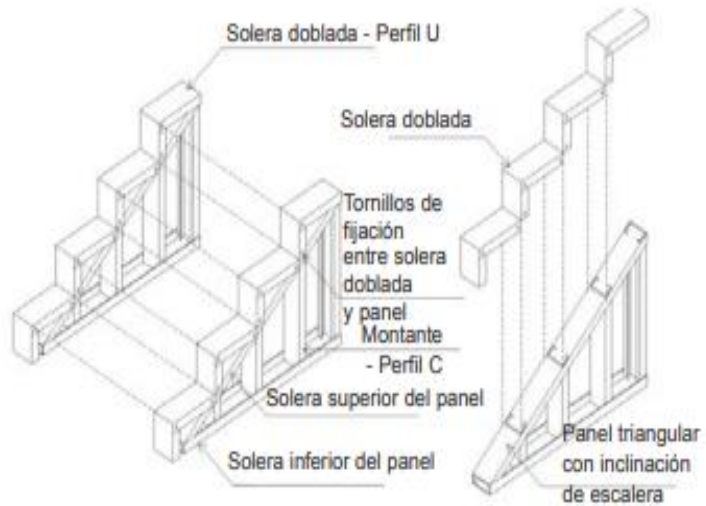


Figura 16. Detalle de la escalera panel con inclinación

Fuente: (Sarmanho y Moraes, 2011, pág. 59)

**c. Paneles escalonados + paneles de peldaño**

Los paneles horizontales están conformados por dos perfiles U y dos perfiles C, los cuales están apoyados en montantes verticales, cuyas alturas irán variando con tal de darle la inclinación requerida de la escalera.

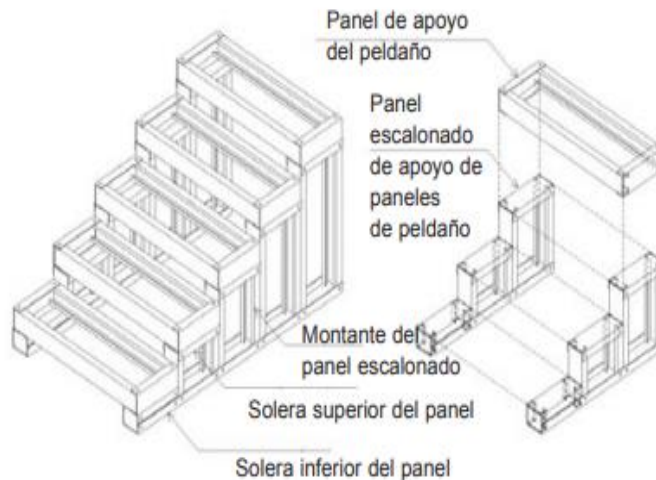


Figura 17. Detalle de la escalera panel escalonado + peldaños

Fuente: (Sarmanho y Moraes, 2011, pág. 60)

### 2.2.1.9 Cerramientos

Este sistema está compuesto por las paredes tanto exteriores e interiores de la edificación. Estas paredes son las que cubren a la estructura, como si se tratase de una “piel”. Estas capas pueden ser desde mampostería hasta el uso de placas y mallas de distintos materiales, esto queda a disposición del diseño.

Según Sarmanho y Moraes (2007, pág. 76), lo más importante es que cumpla con los siguientes requisitos:

- Seguridad estructural
- Seguridad ante el fuego
- Aislación térmica
- Aislación acústica
- Higiene
- Durabilidad
- Económico

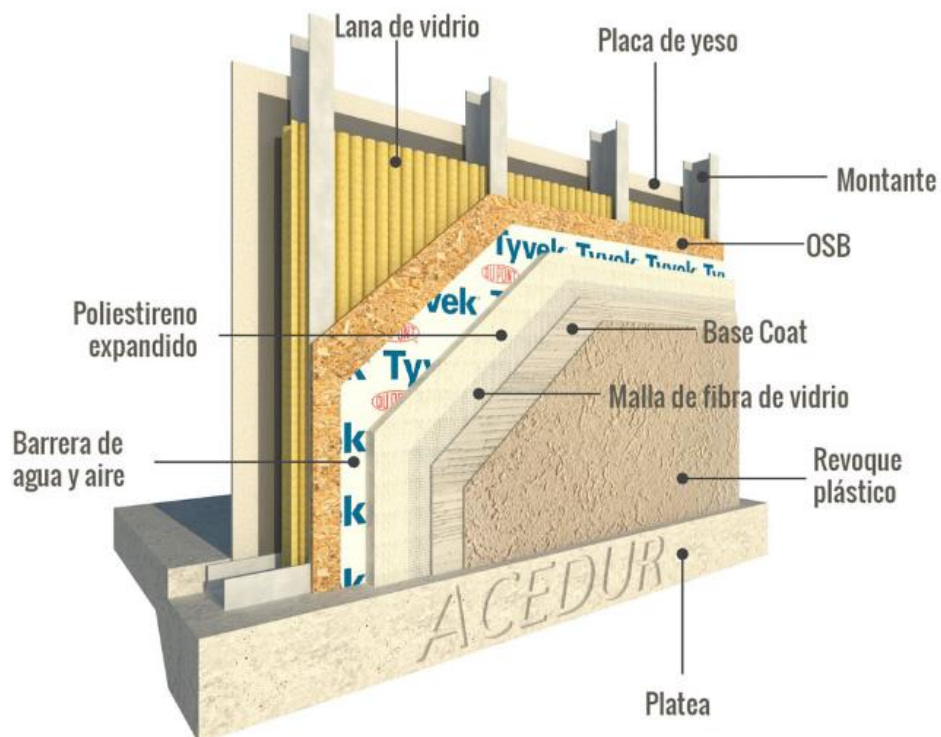


Figura 18. Detalle del cerramiento en Steel Framing

Fuente: (Acedur, 2018)

## 2.2.2 Albañilería confinada

### 2.2.2.1 Definición

Este sistema está conformado por un muro de albañilería simple hecho de ladrillos y bloques de arcilla, sílice-cal o concreto superpuestos y unidos entre sí por un mortero. Además, se encuentra enmarcado por columnas y vigas de concreto armado, dándole mayor ductilidad al muro y sirviendo como elementos de arriostamiento y confinamiento. Una característica a mencionar es que los elementos de concreto armado son vaciados después de haber construido el muro.

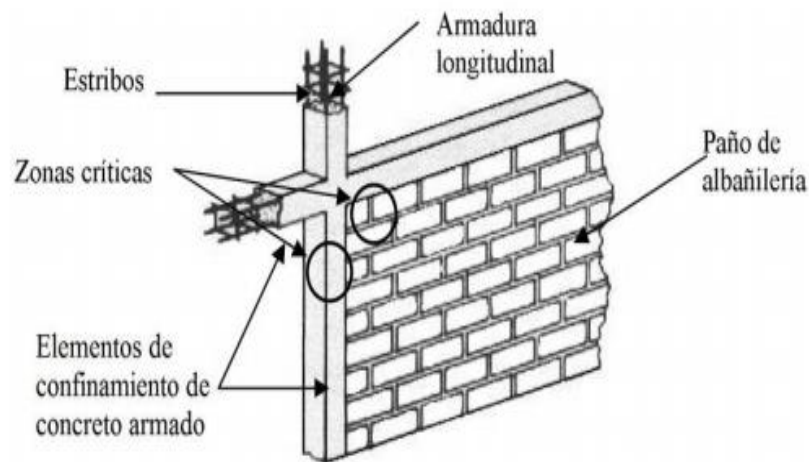


Figura 19. Detalle de un muro de albañilería confinada

Fuente: (Melquiades, 2013, pág. 8)

### 2.2.2.2 Unidad de albañilería

Por lo general la unidad de albañilería básica es el ladrillo, el cual puede ser tanto artesanal como industrial. Se puede destacar que tienen buenas propiedades térmicas, acústicas, pero sobre todo tiene una gran resistencia ante la compresión, haciendo del ladrillo un elemento indiscutible para muros de albañilería.

Las medidas de los ladrillos tienen un rango fijo, el cual es: un ancho de 12 a 14 cm, un largo de 23 a 24 cm y un alto de 9 a 10 cm. Debido a esto existen tres formas de colocar el ladrillo al momento de construir el muro: de soga, de cabeza y de canto, siendo las dos primeras las más utilizadas en el medio.

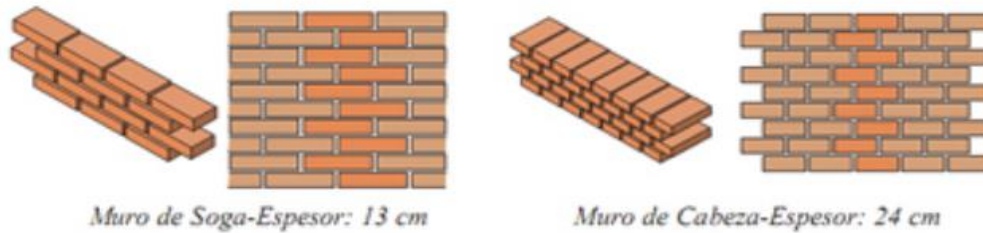


Figura 20. Disposición de los ladrillos en un muro de albañilería

Fuente: (Aceros Arequipa S.A., s.f.)

### 2.2.2.3 Ventajas y desventajas

#### a) Ventajas

- Buena resistencia a sismos y al agua
- Alta resistencia al fuego
- Buena resistencia ante la compresión
- Está más difundido en el medio

#### b) Desventajas

- Genera muchos desperdicios al momento de construir con este sistema.
- Se tienen que tener en cuenta temas como la continuidad vertical o densidad de muros al momento del diseño, sino afectará a la estructura.
- La instalación de tuberías tanto sanitarias como eléctricas resulta complicado.
- Al ser el sistema más difundido la población busca ir por lo fácil y termina “autoconstruyendo”.



Figura 21. Construcción de muros de albañilería confinada

Fuente: (Cementos INKA, 2018)

#### 2.2.2.4 Tipos de falla

##### a. Falla de deslizamiento por corte

Es ocasionado por el deslizamiento de la junta horizontal del mortero debido a un problema de adherencia en la junta. Esto provoca un problema llamado “columna corta”. (Melquiades, 2013, pág. 8)

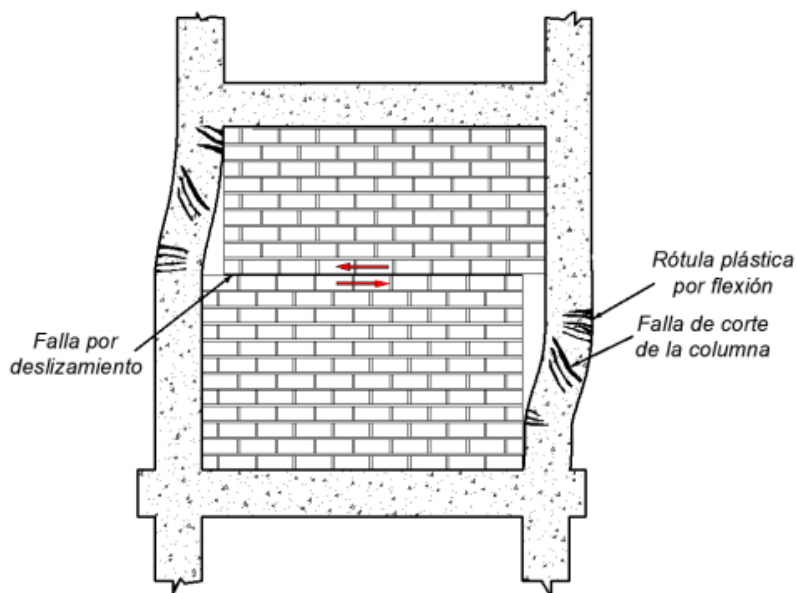


Figura 22. Falla por deslizamiento

Fuente: (Melquiades, 2013, pág. 9)



### b. Falla por corte

Producido por los esfuerzos de tracción diagonal que se generan en el muro. Generalmente se presenta como un agrietamiento en diagonal con un ángulo de 45°.

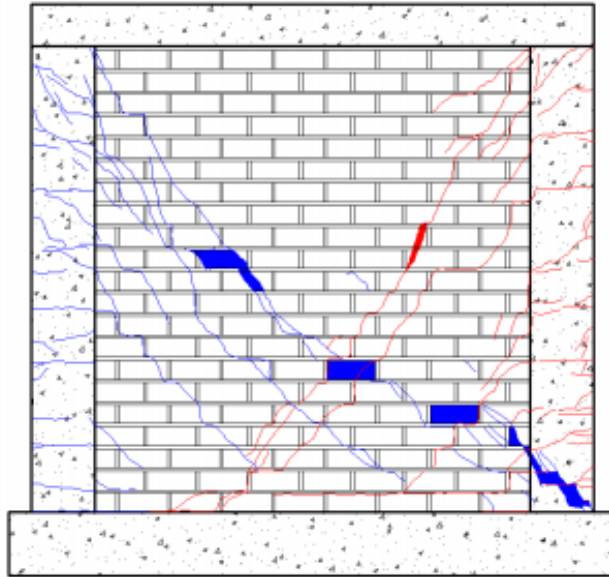


Figura 23. Falla por corte

Fuente: (Melquiades, 2013, pág. 9)

### c. Falla por flexión

Ocurre mayormente en muros esbeltos y hace que los elementos de confinamiento (columnas y vigas) reciban esfuerzos más altos de los que pueden resistir normalmente. Esta falla se presenta con fisuras o agrietamiento diagonal en el muro.

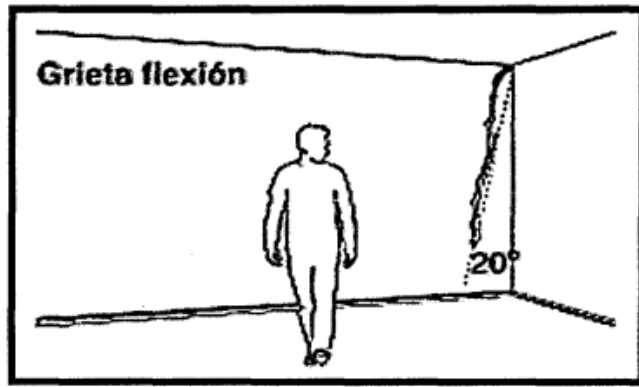


Figura 24. Falla por flexión

Fuente: (Shaquihuanga, 2014, pág. 19)

#### d. Asentamiento diferencial

Esto ocurre cuando algunos cimientos se asienten o se levantan ya sea por presencia de agua, falla del terreno, etc. Esto genera que exista una diferencia de altura en la cimentación de la estructura, provocando así problemas en los muros como grietas verticales, y sobretodo genera que toda la edificación quede desnivelada.

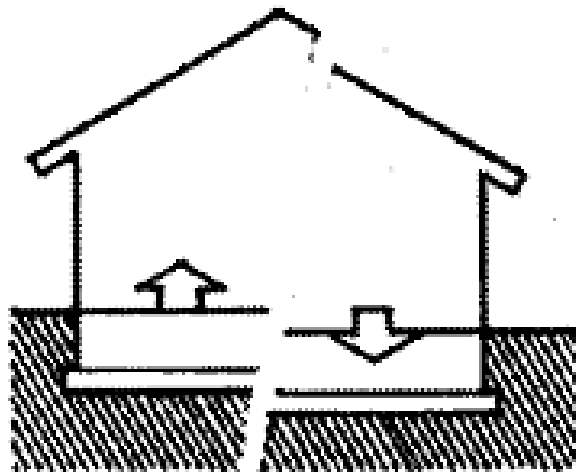


Figura 25. Asentamiento diferencial

Fuente: (Constructor Civil, 2013)

## 2.3 MARCO CONCEPTUAL

- **Steel Framing:** Sistema de entramado de acero galvanizado donde se utilizan distintos perfiles para conformar la estructura.
- **Montante:** Perfiles de acero galvanizados livianos que conforman los paneles estructurales y no estructurales.
- **Solera:** Perfiles de acero galvanizados livianos que trabajan como base y tope de los paneles estructurales y no estructurales.
- **Dintel:** Elemento estructural ubicado encima de los vanos de puertas y ventanas y están apoyados en las jambas.
- **Jamba:** Montantes que delimitan un vano lateralmente.
- **Cenefa:** Perfil de acero galvanizado de tipo “U”, ubicado en los extremos de las vigas de entrepiso.
- **Rigidizador:** También llamado rigidizador de apoyo es un recorte de perfil “L” fijado en el alma de la viga de entrepiso y le ayuda a aumentar su resistencia ante el aplastamiento.
- **Placa de OSB:** Paneles estructurales de virutas de madera provenientes de reforestaciones.
- **Tornillo auto perforante:** Es un tipo de tornillo que tiene la capacidad de avanzar conforme va girando. Es el más utilizado en el Steel Framing.
- **Confinamiento:** Conjunto de elementos de concreto armado encargados de trabajar simultáneamente como arriostre.
- **Mortero:** Mezcla de cemento, arena y agua que sirve para adherir las unidades de albañilería.
- **Ductilidad:** Capacidad de algunos materiales de poder deformarse sin romperse ante la acción de una fuerza.

## 2.4 HIPÓTESIS

El sistema de acero liviano reduce en un 20 % el costo y la demanda sísmica de una vivienda unifamiliar a comparación del sistema de albañilería confinada.

## 2.5 VARIABLES E INDICADORES

### a) Independientes

- El sistema de acero liviano
- El sistema de albañilería confinada

### b) Dependiente:

- El valor económico de la vivienda unifamiliar
- El comportamiento sísmico de la vivienda unifamiliar

Tabla 2. Operacionalización de las variables

<b>Variable dependiente: Valor económico de la vivienda unifamiliar</b>		
<b>Indicadores</b>	<b>Unidad de Medida</b>	<b>Instrumento de Investigación</b>
Presupuesto del Proyecto – Costos unitarios	Soles y dólares	Excel
<b>Variable dependiente: Comportamiento sísmico de la vivienda unifamiliar</b>		
<b>Indicadores</b>	<b>Unidad de Medida</b>	<b>Instrumento de Investigación</b>
Cargas de la edificación	Ton	SAP 2000 y Excel
Peso de la edificación	Ton	SAP 2000 y Excel
Cortante basal	Ton	SAP 2000 y Excel
Desplazamientos laterales	mm	SAP 2000 y Excel
Distorsión de entrepiso máximo	mm	SAP 2000 y Excel
<b>Variables Independiente: Sistema de acero liviano</b>		
<b>Indicadores</b>	<b>Unidad de Medida</b>	<b>Instrumento de Investigación</b>
Diseño Estructural	Glb	SAP 2000 y Excel

<b>Variables Independiente: Sistema de albañilería confinada</b>		
<b>Indicadores</b>	<b>Unidad de Medida</b>	<b>Instrumento de Investigación</b>
Diseño Estructural	Glb	SAP 2000 y Excel
Metrados	Glb	Excel

Fuente Propia

### **III. METODOLOGÍA EMPLEADA**

#### **3.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN**

Debido a la naturaleza de la investigación esta sería del tipo:

- Cuantitativo

#### **3.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN**

Dado que se desarrolló el diseño estructural y presupuesto para cada sistema, el nivel de investigación es:

- Aplicado

#### **3.3 POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO**

##### **a) Población:**

La población estuvo compuesta por todas las viviendas unifamiliares de la ciudad de Trujillo.

##### **b) Muestra:**

La muestra estuvo compuesta por una vivienda unifamiliar, con un área de 258.18 m<sup>2</sup>, de la cual un 65.45 m<sup>2</sup> es área techada. Está ubicada en la Villa UPAO. Fue diseñada usando los sistemas de Albañilería Confinada y Acero Liviano.

#### **3.4 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN**

Para el desarrollo de la investigación se hizo uso del plano arquitectónico de la vivienda unifamiliar, además del estudio de suelos, con el fin de tener todos los datos necesarios para el diseño estructural. Además, se utilizaron las distintas normativas para el diseño con los sistemas de albañilería y acero liviano.

Para la elaboración del presupuesto para ambos sistemas estructurales se elaboró una cotización de los precios de los materiales y mano de obra a emplear, los cuales se obtuvieron tanto de empresas especializadas en el rubro como de tiendas de construcción.

### **3.5 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN**

Debido a lo que se realizó en la investigación, el diseño sería de forma:

- Descriptivo – Comparativo

### **3.6 PROCEDIMIENTO**

- Se obtuvo el plano arquitectónico y el estudio de suelos de la vivienda unifamiliar de la Villa UPAO.
- Se elaboró el diseño estructural de la vivienda unifamiliar usando el sistema de albañilería confinada, detallando lo siguiente: descripción de la estructura, metrado de cargas, predimensionamiento, diseño de los muros y diseño de elementos estructurales.
- Se elaboró el diseño estructural de la vivienda unifamiliar usando el sistema liviano de acero, detallando lo siguiente: descripción de la estructura, metrado de cargas, predimensionamiento, análisis sísmico y diseño de perfiles de acero
- Se elaboró el presupuesto de la construcción de la vivienda unifamiliar para ambos sistemas estructurales.
- Se comparó ambos sistemas y se determinó cuál resulta más económico y con mejor respuesta sísmica.

### **3.7 PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS**

Para el procesamiento y análisis de datos se hizo uso de distintos softwares:

- **MICROSOFT EXCEL:**

Se utilizó para los cálculos del diseño estructural y elaborar el presupuesto para ambos sistemas. Además, se hizo uso de gráficos y tablas para la comparación económica.

- **SAP 2000 y SAFE:**

El SAP2000 se utilizó para modelar la edificación con el sistema de albañilería confinada con el método de pórticos planos. Además, también se utilizó para modelar la estructura de acero con el método de elementos finitos.

El SAFE se utilizó para verificar las presiones en el suelo para ambos sistemas estructurales.

## **IV. RESULTADOS**

### **4.1 DISEÑO ESTRUCTURAL DE ALBAÑILERÍA CONFINADA**

#### **4.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIVIENDA UNIFAMILIAR**

Se eligió diseñar una vivienda unifamiliar de tres pisos con el sistema de albañilería confinada para posteriormente realizar una comparación de la misma vivienda, pero con el sistema estructural de acero liviano.

Para la elaboración del proyecto se obtuvo el diseño arquitectónico de una vivienda unifamiliar, el cual consta de las vistas en planta, cortes, elevaciones y detalles. Se diseñó respetando las normas estipuladas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, con el fin de presentar un proyecto seguro ante sismos, cómodo y accesible.

Como ya se mencionó, la vivienda contará con tres pisos, los cuales estarán conectados verticalmente por una escalera dividida en tres tramos. También se ubicará un tanque elevado ubicado en la losa aligerada del tercer piso con un soporte.

##### **4.1.1.1 Normas utilizadas**

- Norma A.010 de Arquitectura
- Norma E.020 de Cargas
- Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente
- Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 de Concreto Armado
- Norma E.070 de Albañilería



#### 4.1.1.2 Cargas de diseño

Para el diseño de los elementos estructurales de concreto armado y obtener todas sus secciones resistencias de diseño ( $\phi R_n$ ), según la norma E060 las combinaciones de cargas serán:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$
- $U = 1.25(CM+CV) \pm CS$
- $U = 0.9CM \pm CS$

Siendo CM= Carga Muerta, CV = Carga Viva, CS = Carga de Sismo.

En el Artículo 9.3.2 de la Norma E.060 se indica que la resistencia de diseño ( $\phi R_n$ ) proporcionada por un elemento, en términos de flexión, carga axial, cortante torsión, debe considerarse un  $\phi$  de reducción tales como:

- Concreto simple =0.65
- Flexión sin carga axial = 0.90
- Para elementos con refuerzo en espiral = 0.75
- Corte y Torsión = 0.85
- Para carga axial de tracción con o sin flexión = 0.90
- Aplastamiento del concreto =0.70
- Para otros elementos = 0.70

#### 4.1.1.3 Propiedades de los materiales

A continuación, se presentan las propiedades mecánicas de los materiales empleados:

##### a) Concreto

- Resistencia a la Compresión:  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación Unitaria Máxima:  $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Módulo de Elasticidad:  $E_c = 15,000\sqrt{f'_c} = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.20$
- Módulo de Corte:  $G = E_c/2.3 \quad G = 94,500$

**b) Acero de refuerzo:**

- Esfuerzo de Fluencia:  $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación Unitaria Máxima:  $\epsilon_s = 0.0021$
- Módulo de Elasticidad:  $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

**c) Albañilería: King Kong industrial (Tabla 9, Artículo 13 NTE E.070)**

- Resistencia a Compresión Axial de las Unidades:  $f'b = 145 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a Compresión Axial en Pilas:  $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia al Corte en Muretes:  $v'm = 8.1 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad:  $E_m = 500f'm$   $E_m = 32,500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Corte:  $G_m = 0.4E_m$ ,  $G_m = 13,000 \text{ kg/cm}^2$
- Según la Tabla 1 del Artículo 5.2, se usa el ladrillo tipo IV.

**4.1.1.4 Plano de arquitectura**

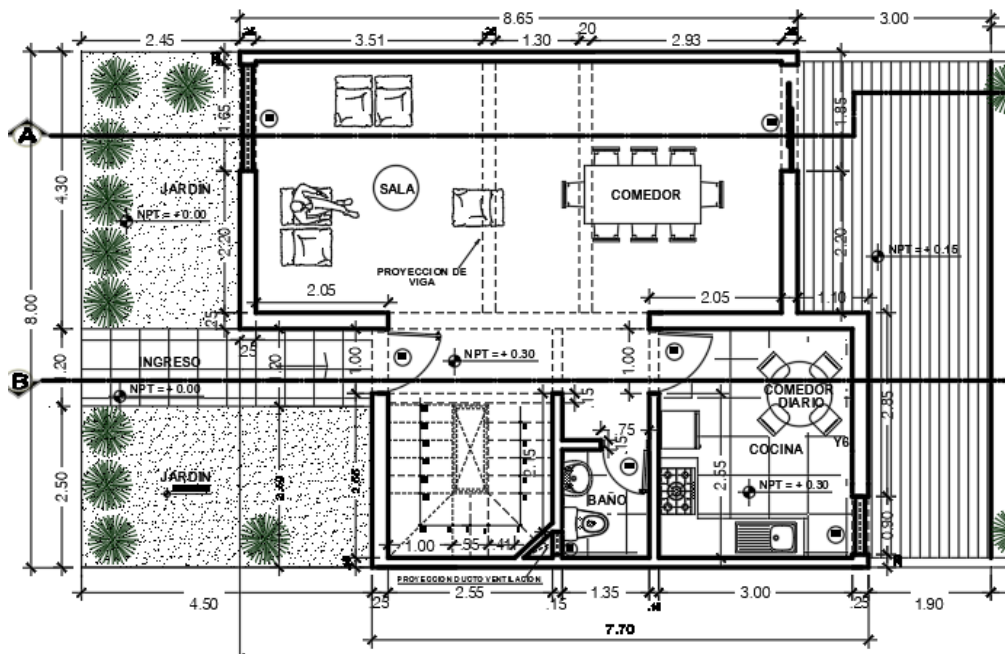


Figura 26. Arquitectura primer piso

Fuente Propia

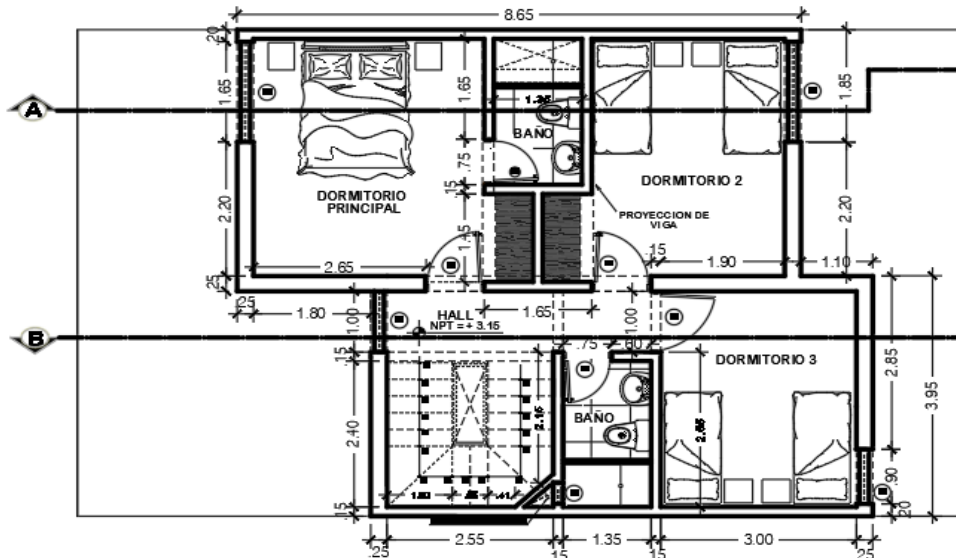


Figura 27. Arquitectura segundo piso  
Fuente Propia

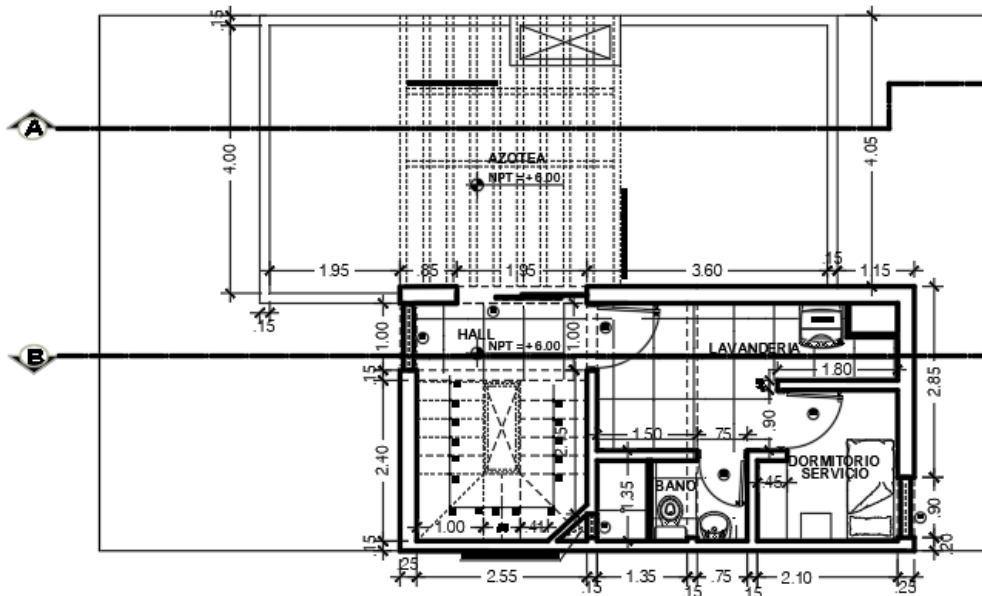


Figura 28. Arquitectura tercer piso  
Fuente Propia

## 4.1.2 PREDIMENSIONAMIENTO

### 4.1.2.1 Losa aligerada

A pesar de que la proporción de los paños indica que debe usarse una losa bidireccional, se decidió usar losa aligerada unidireccional para facilidad de cálculos. Para el dimensionamiento de la losa aligerada unidireccional se consideró el criterio del Ing. Armando Navarro Peña:

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

Donde:

- h: peralte de la losa armada (m)
- Ln: luz libre del tramo mayor

Se utilizó el paño superior izquierda que está ubicado en el ambiente de sala comedor, en el sentido “y”; ya que su luz libre máxima es de 3.90 m por tanto tenemos:

$$h = \frac{3.90}{25} = 0.16m$$

Por lo tanto, se consideró redondear el peralte de la losa dándole un valor de h=0.20m, este espesor de losa será el mismo para todos los pisos.

### 4.1.2.2 Columnas

El predimensionamiento de columnas se realizó considerando el método de áreas tributarias.

- **Primer paso:** se calcula el área tributaria para cada columna:

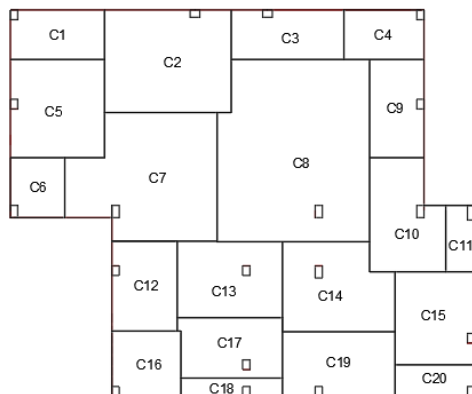


Figura 29. Áreas tributarias para cada columna

Fuente Propia

Tabla 3. Áreas Tributarias para cada columna

<b>COLUMNA</b>	<b>ÁREA</b>
<b>C1</b>	2.009 m2
<b>C2</b>	5.58 m2
<b>C3</b>	2.40 m2
<b>C4</b>	1.71 m2
<b>C5</b>	3.96 m2
<b>C6</b>	1.39 m2
<b>C7</b>	7.16 m2
<b>C8</b>	11.57 m2
<b>C9</b>	2.31 m2
<b>C10</b>	3.28 m2
<b>C11</b>	0.82 m2
<b>C12</b>	2.51 m2
<b>C13</b>	3.43 m2
<b>C14</b>	4.01 m2
<b>C15</b>	3.18 m2
<b>C16</b>	1.93 m2
<b>C17</b>	2.65 m2
<b>C18</b>	0.80 m2
<b>C19</b>	3.11 m2
<b>C20</b>	1.07 m2

Fuente Propia

• **Segundo Paso:** se debe tener ciertas consideraciones para el cálculo de las cargas de servicio:

- $P_{(\text{servicio})} = P. A. N$
- Edificios categoría A =>  $P = 1500 \text{ kg/m}^2$
- Edificios categoría B =>  $P = 1250 \text{ kg/m}^2$
- Edificios categoría C =>  $P = 1000 \text{ kg/m}^2$

Por tratarse de un dimensionamiento la variable P puede utilizarse entre 1000 a 1500 Kg/m2. En nuestro caso utilizaremos un promedio de 1000 Kg/m2 por ser una edificación de categoría «C».

Según RNE en la norma E030, en el artículo 10, Categoría de las estructuras en la tabla N° 3 el factor “U”, sería:

Tabla 4. Categoría de las Estructuras

CATEGORIA	DESCRIPCIÓN	FACTOR "U"
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia como <b>viviendas</b> , oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios, fugas de contaminantes, etc.	1.0

Fuente. (Norma E.030, Artículo 10)

Las columnas al ser sometidas a cargas axiales y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente en dimensionamiento.

En base a todo lo indicado se puede recomendar el siguiente criterio de dimensionamiento:

Columna Centrada

$$Aco = \frac{P_{servicio}}{0.45 * f'c}$$

Columna Excéntrica o Esquinada

$$Aco = \frac{P_{servicio}}{0.35 * f'c}$$

- **Tercer Paso:** Calculo de la carga de servicio según el tipo de columna, área de la columna (base y peralte).

Las columnas de concreto armado pueden ser de tres tipos:

- Esquinada: C-1, C-4, C-6, C-11, C-15, C-18
- Excéntrica: C2-C3, C-5, C-7, C-9, C-10, C-12, C-14, C-16, C-17
- Céntrica: C-8, C-13

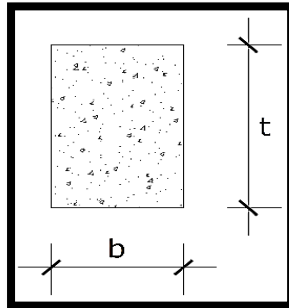


Figura 30. Áreas tributarias para cada columna

Fuente Propia

$$P = 1000 \text{ kg}/\text{m}^2 \Rightarrow P = 1 \text{ Tn}/\text{m}^2$$

$$N^{\circ} \text{ PISOS} = 3$$

$$f'c = 21 \text{ Mpa} \Rightarrow f'c = 0.21 \text{ N}/\text{cm}^2$$

### Calculo de columna rectangular C1

#### Datos:

- Área tributaria = 2.01 m<sup>2</sup>
- Peso= 1Ton/m<sup>2</sup>
- N° pisos= 3
- Carga de Servicio= 2.01\*1\*3= 6.03 Ton
- F'c= 0.21 Ton/cm<sup>2</sup>
- Área de Columna= 6.03 / (0.35\*0.21) = 81.98 cm<sup>2</sup>
- Espesor de columna asumido (t) = 13 cm
- B (base) = 81.98/13= 6.31cm

**Cuadro resumen para todas las columnas:**

Tabla 5. Dimensiones de columnas

<b>TIPOLOGIA DE COLUMNAS FINALES</b>		
<b>COLUMNAS</b>	<b>LARGO</b>	<b>ANCHO</b>
<b>C1</b>	20.00	13.00
<b>C2</b>	20.00	13.00
<b>C3</b>	20.00	13.00
<b>C4</b>	20.00	13.00
<b>C5</b>	20.00	13.00
<b>C6</b>	20.00	23.00
<b>C7</b>	15.00	23.00
<b>C8</b>	25.00	23.00
<b>C9</b>	20.00	13.00
<b>C10</b>	20.00	23.00
<b>C11</b>	15.00	23.00
<b>C12</b>	20.00	13.00
<b>C13</b>	20.00	13.00
<b>C14</b>	20.00	13.00
<b>C15</b>	20.00	13.00
<b>C16</b>	20.00	13.00
<b>C17</b>	20.00	13.00
<b>C18</b>	20.00	13.00
<b>C19</b>	20.00	13.00
<b>C20</b>	20.00	13.00

Fuente Propia

**4.1.2.3 Vigas principales**

Tomando las recomendaciones del libro de concreto armado del Ing. Roberto Morales Morales, las dimensiones de las vigas principales pueden obtenerse con las siguientes expresiones:

Tabla 6. Categoría de Edificaciones



CATEGORÍA	Peralte de viga (h)
A (Edificaciones esenciales)	$L_n/10$
B (Edificaciones importantes)	$L_n/11$
C (Edificaciones comunes)	$L_n/12$

Fuente. (Morales, 2006)

#### a) Vigas peraltadas en "X"

Para edificaciones comunes (vivienda), se utiliza la longitud mayor de entre todos los muros en "x" siendo esta  $L_n=3.60m$ .

$$h = \frac{3.60}{12} = 0.30; \quad b = \frac{0.30}{2} = 0.15$$

Por lo tanto, consideramos una base de 0.15m y un peralte de 0.30 m.

#### b) Vigas peraltadas en "Y"

Para edificaciones comunes (vivienda), se utiliza la longitud mayor de entre todos los muros en "y" siendo esta  $L_n=3.90m$ .

$$h = \frac{3.90}{12} = 0.325m; \quad b = \frac{0.325}{2} = 0.163m$$

Por lo tanto, asumimos una base de 0.15m y un peralte de 0.30 m.

Hay que mencionar que en los muros que tienen un espesor de 23 cm se asumió vigas con una base de 0.25 m y un peralte de 0.30 m.

#### 4.1.2.4 Vigas dinteles

Se colocará vigas dinteles en las partes donde habrá puertas y ventanas. Tendrán un peralte de 30 cm y una base igual a la de los muros colindantes.

#### 4.1.2.5 Escalera

La escalera es un elemento estructural que conecta los diferentes pisos de una edificación y que se diseña como losas armadas en una sola dirección.

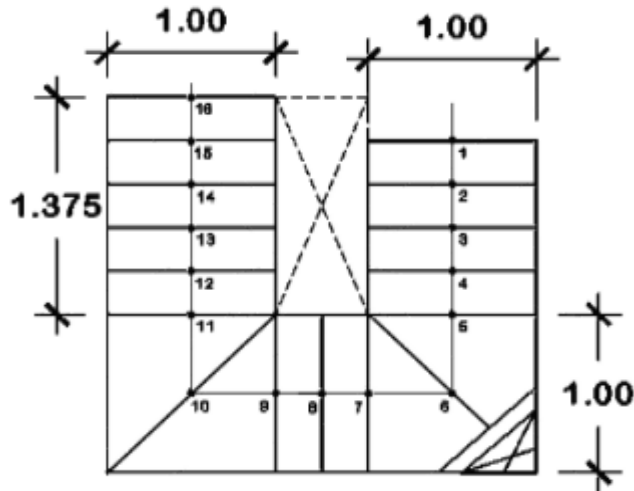


Figura 31. Detalle de escalera

Fuente propia

Datos:

- Luz libre= 2.375 m
- Desnivel de entrepiso = 2.85 m
- Paso =0.275 m
- # Pasos = 16

Recomendado para los pasos en viviendas 0.28 m; según norma A.010 Condiciones Generales de Diseño, Capítulo 6, Artículo 29.

Cálculos:

$$Garganta (t) = \frac{h}{25} = \frac{2.85 \text{ m}}{25} = 0.114 \text{ m} \Rightarrow t = 12 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

Donde:

h: altura de entrepiso (m)

t: espesor de la garganta (cm)

$$Contrapaso = \frac{h}{n^{\circ} \text{pasos}} = \frac{2.85 \text{ m}}{16} = 0.178 \text{ m} \Rightarrow cp = 18 \text{ cm}$$

En cada tramo de escalera, los pasos y los contrapasos serán uniformes, debiendo cumplir con la regla de 2 contrapasos + 1 paso, debe tener entre 0.60 m. y 0.64 m., con un mínimo de 0.25 m para los pasos en viviendas Según Norma A.010 Condiciones Generales de Diseño, Capítulo 6, Artículo 29.

Debe Cumplir:

$$0.60 \leq 2C_p + P \leq 0.64 \text{ m}$$

$$2C_p + P =$$

0.635 m.

OK

#### 4.1.2.6 Tanque elevado

Área total del lote en m <sup>2</sup>	Dotación L/d
Hasta 200	1500
201 a 300	1700
301 a 400	1900
401 a 500	2100
501 a 600	2200
601 a 700	2300
701 a 800	2400
801 a 900	2500
901 a 1000	2600
1001 a 1200	2800
1201 a 1400	3000
1401 a 1700	3400
1701 a 2000	3800
2001 a 2500	4500
2501 a 3000	5000
Mayores de 3000	5000 más 100 L/d por cada 100 m <sup>2</sup> de superficie adicional.

Figura 32. Dotaciones para viviendas unifamiliares

Fuente. (Norma IS.010, Artículo 2.2)

#### 4.1.2.7 Muros

Según el artículo 19.1 de la norma E.070 el espesor mínimo efectivo de un muro para que sea portante debe ser:

$$t \geq \frac{h}{20}$$
$$t \geq \frac{h}{25}, \text{ para zonas sísmicas 4,3 y 2}$$

La altura entrepiso es de 2.85 m. Sin embargo, se le debe restar el peralte de la viga el cual es de 0.30 m. Por lo cual quedaría una altura de muro de 2.55 m.

- $t = \frac{2.55}{20} = 0.1275 \text{ m}$
- $t = 0.13 \text{ m}$

**4.1.2.8 Consideraciones según el RNE, en la norma E030:**

**a) Según su zonificación sísmica**

Tabla 7. Zonificación sísmica

PROVINCIA	DISTRITO	ZONA SISMICA	AMBITO
Trujillo	El porvenir	4	Todos los distritos
	Florencia de Mora		
	Huanchaco		
	La Esperanza		
	Laredo		
	Moche		
	Poroto		
	Salaverry		
	Simbal		
	<b>Trujillo</b>		
	Víctor Larco Herrera		

Fuente. (Norma E030, Anexo N°01: Zonificación sísmica)

Tabla 8. Factores de Zona “Z”

Factores de Zona	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente. (Norma E030, Tabla N°1)

Por lo tanto, toda la provincia de Trujillo pertenece a una Zona Sísmica 4: Z=0.45.

**b) Según su tipo de suelo y zona**

Tabla 9. Factores de Suelo "S"

TABLA N°2 FACTORES DE SUELO "S"				
SUELO-ZONA	S0	S1	S2	S3
Z4	0.8	1	1.05	1.1
Z3	0.8	1	1.15	1.2
Z2	0.8	1	1.2	1.4
Z1	0.8	1	1.6	2

Fuente. (Norma E030, Tabla N°3)

- El suelo es intermedio, por lo cual es S<sub>2</sub>. Como pertenece a la Zona Sísmica 4 le corresponde un factor de suelo "S": 1.05

**c) Según la categoría de las edificaciones y factor de uso**

Tabla 10. Categoría y factor uso

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR "U"
C  Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes	1.0

Fuente. (Norma E030, Tabla N°5)

- Será una edificación común tipo vivienda U=1
- N= Número de pisos ===== > N= 3

#### d) Coeficiente de reducción sísmica

Tabla 11. Coeficiente de reducción sísmica

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coficiente Básico de Reducción $R_o$ (*)
<b>Acero:</b>	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
<b>Concreto Armado:</b>	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
<b>Albañilería Armada o Confinada.</b>	<b>3</b>
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente. (Norma E030, Tabla N°7)

- Será una edificación de albañilería confinada y se diseñará para un sismo moderado, por lo cual  $R_o=6$ .

#### 4.1.3 DISEÑO DE MUROS

A continuación, se detallará paso a paso el diseño de los muros de albañilería confinada tomando como ejemplo el muro X3. Además, al final de cada paso se mostrará una tabla resumen con los resultados de los otros muros.

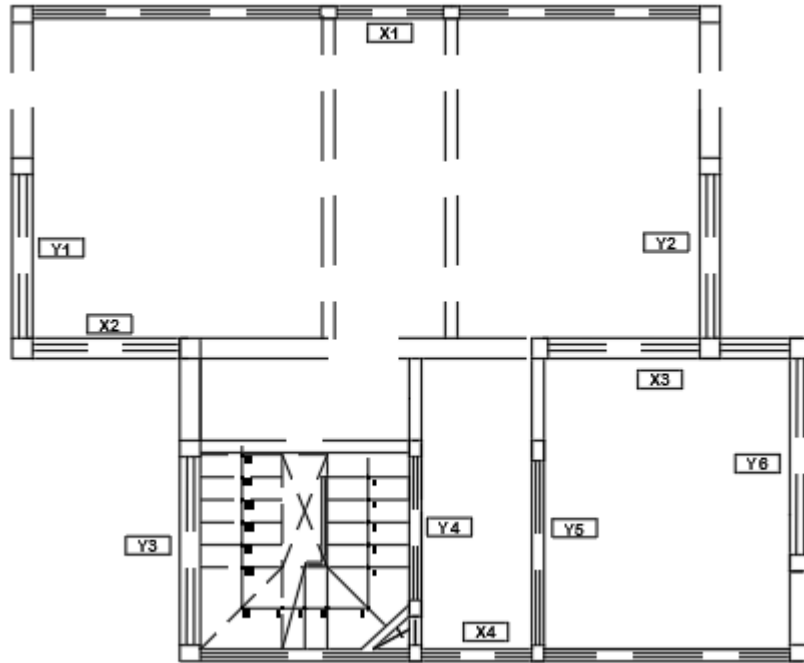


Figura 33. Distribución de muros portantes  
Fuente propia

#### 4.1.3.1 Densidad de muros

Según la norma E.070 del RNE, Artículo 19.2: la densidad de muros portantes a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Area de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Area de la planta Típica}} = \frac{\sum Lt}{Ap} \geq \frac{Z, U, S, N}{56}$$

Dónde: “Z”, “U” y “S” corresponden a los factores de zona sísmica, importancia y suelo, respectivamente, especificados en la norma E.030 Diseño Sismo resistente.

Donde:

- “N” es el número de pisos del edificio.
- “L” es la longitud total del muro (incluyendo columnas, si existiesen).
- “t” es el espesor efectivo del muro.

Siendo:

$$\frac{ZUNS}{56} = \frac{0.45 * 1.0 * 1.05 * 3}{56} = 0.0253$$

### Área de planta típica

- $A_p = 65.45 \text{ m}^2$

### Detalle para el muro X3:

Datos:

- $L = 3.4 \text{ m}$
- $t = 0.23 \text{ m}$
- $L.t = 3.4 * 0.23 = 0.782 \text{ m}^2$

Tabla 12. Densidad de muros en dirección "x"

DIRECCION X-X			
MURO	L (m)	t (m)	L.t (m <sup>2</sup> )
X1	8.65	0.13	1.1245
X2	2.30	0.23	0.529
X3	3.40	0.23	0.782
X4	7.70	0.13	1.001
		$\sum L.t =$	3.4365
		$A_p =$	65.45
		$\sum L.t / A_p =$	0.0525
0.0525	$\geq$	0.0253	<b>CUMPLE</b>

Fuente propia



Tabla 13. Densidad de muros en dirección “y”

DIRECCION Y-Y			
MURO	L (m)	t (m)	L.t (m2)
Y1	2.45	0.23	0.5635
Y2	2.45	0.23	0.5635
Y3	2.70	0.23	0.6210
Y4	2.15	0.13	0.2795
Y5	2.70	0.13	0.3510
Y6	2.85	0.23	0.6555
		$\sum L.t =$	3.0340
		$A_p =$	65.45
		$\sum L.t / A_p =$	0.0464
0.0464		$\geq$	0.0253
			<b>CUMPLE</b>

Fuente propia

De no cumplirse la expresión, podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros, o agregarse placas de concreto armado, en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación  $E_c / E_m$ , donde  $E_c$  y  $E_m$  son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería, respectivamente.

#### 4.1.3.2 Determinación del esfuerzo axial en los muros

##### Áreas tributarias

Para determinar las áreas tributarias de los muros portantes se decidió considerar una losa aligerada unidireccional en los 3 pisos, haciendo que la distribución de la carga sea como muestra la siguiente figura:

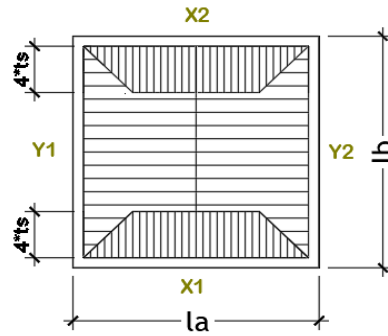


Figura 34. Detalle de área tributaria para cada muro

Fuente Propia

Donde:

- $t_s$  = espesor de la losa aligerada predimensionada
- $l_b$  y  $l_a$  = longitud de muro
- $X_1$ ,  $X_2$ ,  $Y_1$ ,  $Y_2$  = muro según dirección

Las áreas tributarias indican el área de la losa aligerada a la cual está sujeto cada muro y de acuerdo a este valor se calcularán las cargas a las cuales estarán sometidas cada una de ellas.

En los siguientes planos se detalla la distribución de las áreas tributarias de cada uno de los muros para los tres pisos.



Figura 35. Áreas tributarias para el primer piso

Fuente propia



Figura 36. Áreas tributarias para el segundo piso  
Fuente Propia

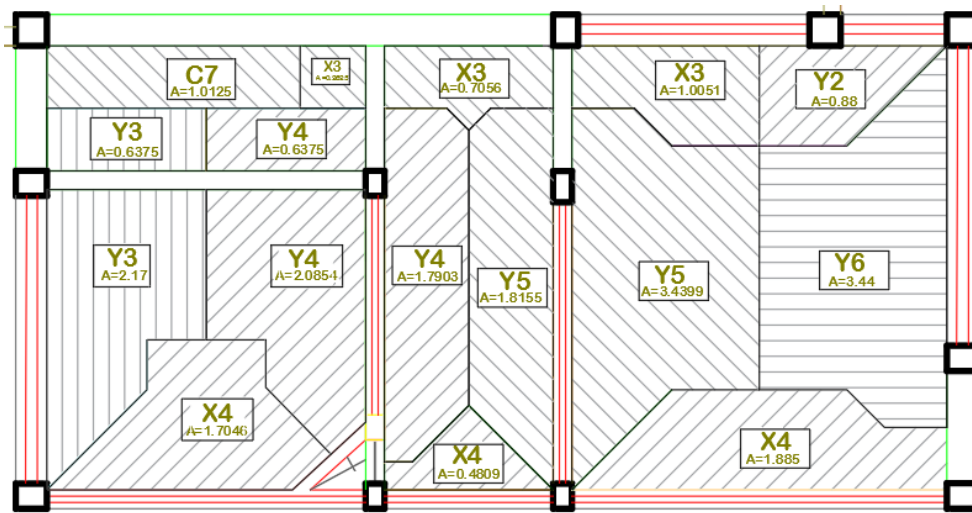


Figura 37. Áreas tributarias para el tercer piso  
Fuente Propia

Tabla 14. Áreas tributarias de muros portantes (m<sup>2</sup>)

Muro	Piso 1	Piso 2	Piso 3
X1	11.96	11.28	0.00
X2	6.75	6.75	0.00
X3	6.96	6.96	2.85
X4	2.37	2.37	4.07
Y1	4.20	4.20	0.00
Y2	4.44	4.44	0.00
Y3	0.64	0.64	2.81
Y4	2.43	2.43	4.51
Y5	5.26	5.26	0.00
Y6	3.44	3.44	3.44

Fuente propia

#### 4.1.3.3 Metrado de cargas

Datos del muro X3:

- Espesor losa aligerada = 0.20 m
- Acabados = 0.10 ton/m<sup>2</sup>
- Cobertura de madera = 0.25 ton/m<sup>2</sup>
- Cobertura de ladrillo pastelero = 0.12 ton/m<sup>2</sup>
- Peso losa = 0.30 ton/m<sup>2</sup>
- Tabiquería móvil primer entrepiso = 0.11 ton/m<sup>2</sup>
- Tabiquería móvil segundo entrepiso = 0.25 ton/m<sup>2</sup>
- Vigas = 0.25 x 0.30
- Albañilería (f'm) = 65.00 kg/m<sup>2</sup>
- Área tributaria x3 primer entrepiso = 6.96 m<sup>2</sup>
- Área tributaria x3 segundo entrepiso = 6.96 m<sup>2</sup>
- Área tributaria x3 tercer entrepiso = 2.85 m<sup>2</sup>
- Peso específico de albañilería = 1.80 ton/m<sup>2</sup>
- Área losa primer entrepiso = 6.96 m<sup>2</sup>

- Área losa segundo entrepiso= 6.96 m<sup>2</sup>
- Área losa tercer entrepiso = 2.85 m<sup>2</sup>
- Sobrecarga vivienda 1er y 2do piso = 0.20 ton/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga vivienda (azotea) =0.10 ton/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga vivienda (azotea con cobertura) = 0.30 ton/m<sup>2</sup>
- Peso específico concreto = 2.40 ton/m<sup>2</sup>
- Altura muros (h1, h2, h3) = 2.55 m
- Altura 3<sup>er</sup> piso = 1.00 m
- Altura 1<sup>er</sup> y 2<sup>do</sup> piso = 2.85m
- Longitud de muro = 3.40 m
- Espesor de muro = 0.25 m

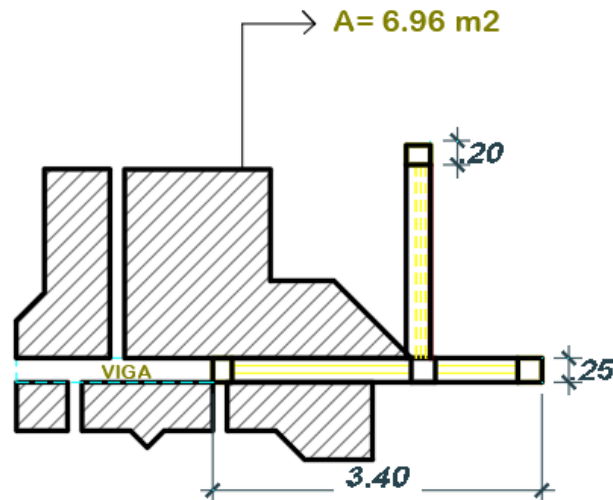


Figura 38. Área tributaria del muro X3 en primer y segundo entrepiso  
Fuente Propia

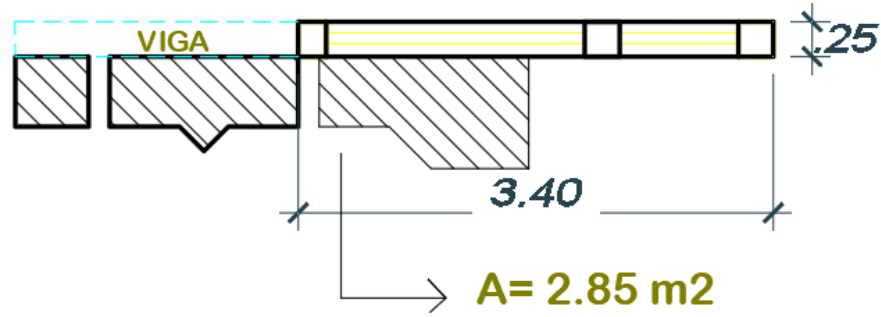


Figura 39. Área tributaria del muro X3 en tercer entpiso

Fuente Propia

### Cargas de muro x3 en el tercer entpiso

#### Cargas permanentes

Peso propio del muro:  $3.40 \times 0.25 \times (2.65 + 0.20 - 0.30) \times 1.80 = 3.90 \text{ ton}$

Peso propio de viga:  $3.40 \times 0.25 \times 0.30 \times 2.40 = 0.61 \text{ ton}$

Losa Aligerada:  $0.30 \times 2.85 = 0.86 \text{ ton}$

Acabados:  $0.10 \times 2.85 = 0.29 \text{ ton}$

Coberturas con ladrillos pastelero:  $0.12 \times 2.85 = \underline{0.34 \text{ ton}}$

PD3= 6.00 ton

#### Carga viva

Viva techo:  $0.10 \times 2.85 = 0.285 \text{ ton} \Rightarrow \text{PL3} = 0.285$

$$\therefore \text{P3} = \text{PD3} + \text{PL3} = 6.285$$

### Cargas de muro x3 en el segundo entpiso

#### Cargas permanentes

Peso propio del muro:  $3.40 \times 0.25 \times (2.65 + 0.20 - 0.30) \times 1.80 = 3.90 \text{ ton}$

Peso propio de viga:  $3.40 \times 0.25 \times 0.30 \times 2.40 = 0.61 \text{ ton}$

Peso propio de vida dintel:  $0.50 \times 0.25 \times 0.30 \times 2.40 = 0.09 \text{ ton}$

Losa Aligerada:  $0.30 \times 6.96 = 2.09 \text{ ton}$

Cobertura con ladrillo pastelero:  $0.12 \times 5.29 = 0.63 \text{ ton}$

Cobertura con madera:  $0.25 \times 5.29 = 1.33 \text{ ton}$

Acabados: 0.10x 6.96

$$= 0.70 \text{ ton}$$

$$PD'2= 9.35 \text{ ton}$$

$$PD2= (PD'2+PD3) = 15.35 \text{ ton}$$

### **Carga viva**

$$\text{Viva techo: } 0.20 \times 6.96 = 1.39 \text{ ton}$$

$$\text{Tabiquería móvil: } 0.11 \times 6.96 = 0.77 \text{ ton}$$

$$PL'2 = 2.16 \text{ ton}$$

$$PL2= (PL'2+PL3) = 2.44 \text{ ton}$$

$$\therefore P2 = PD2 + PL2 = 17.79$$

### **Cargas de muro x3 en el segundo entresiso**

#### **Cargas permanentes**

$$\text{Peso propio del muro: } 3.40 \times 0.25 \times (2.65 + 0.20 - 0.30) \times 1.80 = 3.90 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio de viga: } 3.40 \times 0.25 \times 0.30 \times 2.40 = 0.61 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio de viga dintel: } 0.50 \times 0.25 \times 0.30 \times 2.40 = 0.09 \text{ ton}$$

$$\text{Losa Aligerada: } 0.30 \times 6.96 = 2.09 \text{ ton}$$

$$\text{Acabados: } 0.10 \times 6.96 = 0.70 \text{ ton}$$

$$PD'1= 7.39 \text{ ton}$$

$$PD1= (PD'1+PD2) = 22.73 \text{ ton}$$

### **Carga viva**

$$\text{Viva techo: } 0.20 \times 6.96 = 1.39 \text{ ton}$$

$$\text{Tabiquería móvil: } 0.25 \times 6.96 = 1.74 \text{ ton}$$

$$PL'1 = 3.13 \text{ ton}$$

$$PL1= (PL'1+PL2) = 5.57 \text{ ton}$$

$$\therefore P1 = PD1 + PL1 = 28.31$$

#### **4.1.3.4 Esfuerzo axial a compresión**

Según el capítulo 7 de la norma E.070, Artículo 19.1: para un muro portante el esfuerzo axial máximo debe cumplir lo siguiente:

Para el esfuerzo axial máximo se debe incluir el 100% de sobrecarga, la cual será inferior a:

$$\partial m = \frac{P}{L * T}$$

$$\partial \text{adm} \begin{cases} 0.20f'm \left[ 1 - \left( \frac{h}{35t} \right)^2 \right] \\ 0.15f'm \end{cases}$$

Donde:

L= longitud del muro

t= espesor del muro

**Reemplazado:**

$$\partial m = \frac{28.31 \text{ ton}}{3.40 \text{ m} * 0.25 \text{ m}} = 33.30 \text{ ton/m}^2$$

$$\partial \text{adm} \begin{cases} 0.20 \times 65 \times 10 \left[ 1 - \left( \frac{2.55}{35 \times 25} \right)^2 \right] = 118.96 \text{ ton/m}^2 \\ 0.15 \times 65 \times 10 = 97.50 \text{ ton/m}^2 \end{cases}$$

$$\partial m = 33.30 \leq \partial \text{adm} = 97.50 \quad \text{CUMPLE}$$

Se toma el menor de los esfuerzos admisibles, siendo el más desfavorable el cual debe ser mayor o igual al esfuerzo axial a compresión.

Para todos los muros tenemos:

Tabla 15. Esfuerzo axial a compresión

MURO	METRADO DE CARGAS			ESFUERZO AXIAL A COMPRESIÓN			CONDICIÓN
	P3	P2	P1	$\partial m$	$\partial \text{adm1}$	$\partial \text{adm2}$	
X1	2.31	21.38	36.85	28.74	99.33	97.50	CUMPLE
X2	2.34	15.20	23.23	40.40	118.96	97.50	CUMPLE
X3	6.28	17.79	28.31	33.30	118.96	97.50	CUMPLE
X4	9.34	18.18	27.01	23.38	99.33	97.50	CUMPLE
Y1	1.1	10.06	16.44	26.84	118.96	97.50	CUMPLE
Y2	0.66	9.58	16.13	26.34	99.33	97.50	CUMPLE
Y3	6.76	12.22	17.60	26.07	118.96	97.50	CUMPLE



<b>Y4</b>	5.74	10.54	15.35	47.58	99.33	97.50	<b>CUMPLE</b>
<b>Y5</b>	0.00	6.67	12.61	31.13	99.33	97.50	<b>CUMPLE</b>
<b>Y6</b>	6.00	13.74	21.00	29.48	130.00	97.50	<b>CUMPLE</b>

Fuente propia

#### 4.1.3.5 Análisis por cargas laterales

##### Modelo estructural de pórtico plano

Cada muro se considerará como una columna ancha y se diseñará como elemento lineal.

Para determinar las propiedades seccionales de un muro se utilizará la siguiente formula:

$$\bullet \quad B \leq \begin{cases} 6t \text{ (muro)} \\ L/2 \end{cases}$$

Según el capítulo 8 de la norma E.070, Artículo 24.7: el módulo de elasticidad ( $E_m$ ) y el módulo de corte ( $G_m$ ) para la albañilería se considerará como sigue:

- Unidades de arcilla:  $E_m = 500 f'm$
- $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
- $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del concreto  $E_c = 15000 \sqrt{f'c}$
- Módulo de elasticidad de la albañilería  $E_m = 500 f'm$
- $n = E_c / E_m$

##### Calculo de las propiedades seccionales de muro X3

Datos:

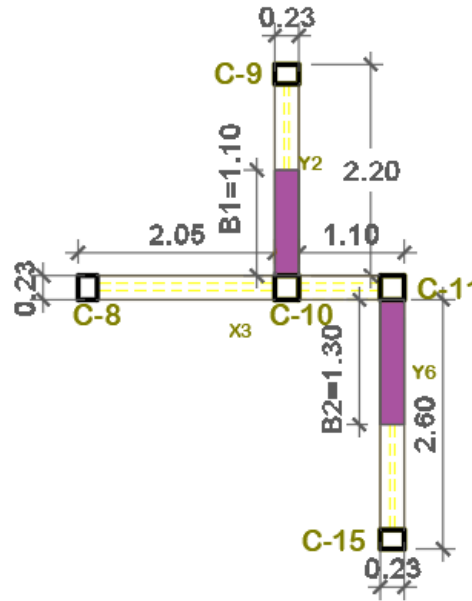


Figura 40. Dimensiones para el muro X3

Fuente propia

- C-8, C-9, C15= 20X25 cm
- C-10, C-11= 25X25 cm
- $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$
- $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- $t_c(x-3) = 0.23 \text{ m}$

Siendo:

$$B1 \leq \begin{cases} 6 \times 0.23 \text{ m} = 1.38 \text{ m} \\ 2.2 \text{ m} / 2 = 1.1 \text{ m} \end{cases}$$

$$B2 \leq \begin{cases} 6 \times 0.23 \text{ m} = 1.38 \text{ m} \\ 2.2 \text{ m} / 2 = 1.1 \text{ m} \end{cases}$$

- $E_c = 15000 \cdot \sqrt{175} = 198431.35 \text{ kg/cm}^2$
- $E_m = 500 \cdot 65 = 32500 \text{ kg/cm}^2$
- $n = 198431 / 32500 = 6.11$
- $n \cdot t_c = 6.11 \cdot 0.23 = 1.40 \text{ m}$  (medida de sección transformada).

Sección transformada:

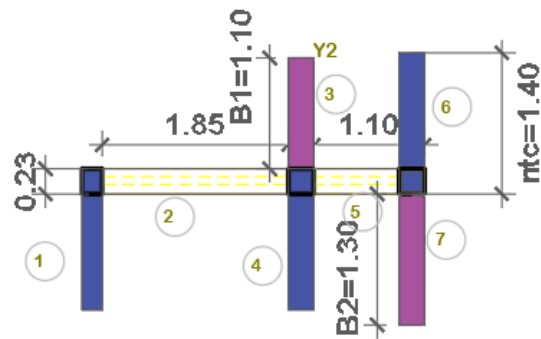


Figura 41. Secciones transformadas del muro X3

Fuente propia

Tabla 16. Cuadro de áreas e inercias del muro X3

ELEMENTO	$X_i$ (m2)	$A_i$ (m2)	$A_i \cdot X_i$ (m3)	$I_y$ (m4)	$A_i (X' - X_i)^2$
1	0.100	0.280	0.028	0.00093	1.09368
2	1.125	0.426	0.479	0.12136	0.38511
3	2.165	0.253	0.548	0.00112	0.00199
4	2.165	0.350	0.758	0.00182	0.00275
5	2.725	0.196	0.533	0.01177	0.08225
6	3.275	0.350	1.146	0.00182	0.50286
7	3.275	0.299	0.979	0.00132	0.38722
<b>SUMATORIA</b>		<b>2.153</b>	<b>4.470</b>	<b>0.14014</b>	<b>2.45586</b>

Fuente Propia

$$X' = \frac{\sum \Delta y}{\sum \Delta x} = \frac{4.470}{2.153} = 2.076m$$

$$I_y = \sum I_y' + \sum A_i (x' - x_i)^2$$

$$I_y'1 = \frac{1}{12} * 1.4 * 0.2^3 = 0.00093 \text{ m4}$$

$$I_y'2 = \frac{1}{12} * 0.23 * 1.85^3 = 0.12136 \text{ m4}$$

$$I_y'3 = \frac{1}{12} * 1.1 * 0.23^3 = 0.00112 \text{ m4}$$

$$Iy'4 = \frac{1}{12} * 1.4 * 0.25^3 = 0.00182 \text{ m}^4$$

$$Iy'5 = \frac{1}{12} * 0.23 * 0.85^3 = 0.01177 \text{ m}^4$$

$$Iy'6 = \frac{1}{12} * 1.4 * 0.25^3 = 0.00182 \text{ m}^4$$

$$Iy'7 = \frac{1}{12} * 1.3 * 0.23^3 = 0.00132 \text{ m}^4$$

$$Iy = 0.14014 + 2.45586 = 2.596 \text{ m}^4$$

$$A = 2.153 \text{ m}^2$$

$$Avx = 3.4 * 0.23 = 0.782 \text{ m}^2$$

$$\alpha = 2.153 / 0.782 = 2.75$$

### Resumen del cálculo para los demás muros

Tabla 17. Resumen muros X

Muro	n	tc	n*tc	X'	Iy	A	Avx	α
X1	6.11	0.13	0.79	4.365	9.818	1.717	1.125	1.53
X2	6.11	0.23	1.40	0.973	0.704	1.048	0.552	1.90
X3	6.11	0.23	1.40	2.076	2.596	2.153	0.782	2.75
X4	6.11	0.13	0.79	3.372	17.389	2.223	1.000	2.22
X3(Piso 3)	6.11	0.23	1.40	2.065	2.629	1.900	0.429	4.43
X4(Piso 3)	6.11	0.13	0.79	3.324	17.283	2.122	0.97	2.18

Tabla 18. Resumen muros Y

Muro	n	tc	n*tc	Y'	Ix	A	Avy	α
Y1	6.11	0.23	1.40	0.985	1.145	1.328	0.564	2.36
Y2	6.11	0.23	1.40	0.911	1.232	1.454	0.564	2.58
Y3	6.11	0.23	1.40	1.242	1.263	1.192	0.621	1.92
Y4	6.11	0.13	0.79	1.075	0.361	0.545	0.323	1.69
Y5	6.11	0.13	0.79	1.090	0.944	0.852	0.351	2.43
Y6	6.11	0.23	1.40	1.747	1.735	1.501	0.655	2.29

Fuente propia

#### 4.1.3.6 Peso de la edificación

Para determinar el peso de la edificación se consideró el 100% de la carga muerta y viva para los tres entresijos.

Tabla 19. Peso del tercer piso

AZOTEA					
ELEMENTO	ANCHO (m)	LARGO (m)	ALTO (m)	γ (kg/m <sup>3</sup> )	PESO (kg)
MUROS EN X 23 cm	0.23	3.40	2.55	1800.00	3589.38
MUROS EN X 13 cm	0.13	7.70	2.55	1800.00	4594.59
MUROS EN Y 23cm:	0.23	5.55	2.55	1800.00	5859.14
MUROS EN Y 13cm:	0.13	2.15	2.55	1800.00	1282.91
ALFEIZARES 23 cm:	0.23	1.00	1.20	1800.00	496.80
ALFEIZARES 13 cm:	0.13	1.35	2.15	1800.00	679.19
ALFEIZARES 23 cm:	0.23	0.90	1.10	1800.00	409.86
TABICUERÍA 1 m	0.13	18.55	1.00	1800.00	4340.70
TABICUERÍA 13 cm:	0.13	5.90	2.65	1800.00	3658.59
TABICUERÍA 23 cm:	0.23	2.25	2.55	1800.00	2375.33
VIGA 23*30	0.23	15.60	0.30	2400.00	2583.36
VIGA 13*30	0.13	16.85	0.30	2400.00	1577.16
VIGAS DINTELES	0.13	1.25	0.30	2400.00	117.00
VIGAS DINTELES	0.23	1.90	0.30	2400.00	314.64
LOSA (h=20cm):	23.83	-	-	300.00	7148.16
TANQUE ELEVADO	-	-	-	-	2500.000
ESCALERA	-	-	-	-	2700.000
COBERTURA DE	13.365	-	-	250.00	3341.250

MADERA					
LADRILLO PASTELERO	27.6784	-	-	120.00	3321.408
ACABADOS	27.6784	-	-	100.00	2767.84
CARGA VIVA:	27.68	-	-	100.00	691.96
				<b>Total (Tn)</b>	<b>54.35</b>

Fuente propia

Tabla 20. Peso del segundo piso

<b>SEGUNDO PISO</b>					
<b>ELEMENTO</b>	<b>ANCHO (m)</b>	<b>LARGO (m)</b>	<b>ALTO (m)</b>	<b>γ (kg/m3)</b>	<b>PESO (kg)</b>
MUROS EN X 23 cm	0.23	5.45	2.55	1800.00	5753.57
MUROS EN X 13 cm	0.13	16.35	2.55	1800.00	9756.05
MUROS EN Y 23cm:	0.23	9.80	2.55	1800.00	10345.8 6
MUROS EN Y 13cm:	0.13	4.70	2.55	1800.00	2804.49
ALFEIZARES 23 cm:	0.23	3.30	1.00	1800.00	1366.20
ALFEIZARES 13 cm:	0.13	0.35	2.15	1800.00	176.09
ALFEIZARES 23 cm:	0.23	0.90	1.10	1800.00	409.86
ALFEIZARES 13 cm:	0.13	1.00	1.20	1800.00	280.80
TABIQUERÍA 13 cm:	0.13	6.60	2.55	1800.00	3938.22
TABIQUERÍA 13 cm:	0.13	4.10	2.65	1800.00	2542.41
VIGA 23*30	0.23	25.50	0.30	2400.00	4222.80
VIGA 13*30	0.13	25.00	0.30	2400.00	2340.00
VIGA 13*20	0.13	7.80	0.20	2400.00	486.72

VIGAS DINTELES	0.13	1.35	0.30	2400.00	126.36
VIGAS DINTELES	0.23	5.20	0.30	2400.00	861.12
LOSA (h=20cm):	48.19	-	-	300.00	14457.87
ESCALERA	-	-	-	-	2700.00
LADRILLO PASTELERO	31.34	-	-	120.00	3760.476
ACABADOS	64.70	-	-	100.00	6469.83
CARGA VIVA:	64.70	-	-	200.00	3234.92
				<b>Total (Tn)</b>	<b>76.03</b>

Fuente propia

Tabla 21. Peso del primer piso

PRIMER PISO					
ELEMENTO	ANCHO (m)	LARGO (m)	ALTO (m)	γ (kg/m3)	PESO (kg)
MUROS EN X 23 cm	0.23	5.45	2.55	1800.00	5753.57
MUROS EN X 13 cm	0.13	16.35	2.55	1800.00	9756.05
MUROS EN Y 23cm:	0.23	9.80	2.55	1800.00	10345.8 6
MUROS EN Y 13cm:	0.13	4.70	2.55	1800.00	2804.49
ALFEIZARES 23 cm:	0.23	3.30	1.00	1800.00	1366.20
ALFEIZARES 13 cm:	0.13	0.35	2.15	1800.00	176.09
ALFEIZARES 23 cm:	0.23	0.90	1.10	1800.00	409.86
ALFEIZARES 13 cm:	0.13	1.00	1.20	1800.00	280.80
TABIQUERÍA 13 cm:	0.13	1.40	2.65	1800.00	868.14
VIGA 23*30	0.23	25.50	0.30	2400.00	4222.80
VIGA 13*30	0.13	25.00	0.30	2400.00	2340.00
VIGA 13*20	0.13	7.80	0.20	2400.00	486.72
VIGAS DINTELES	0.13	1.35	0.30	2400.00	126.36
VIGAS DINTELES	0.23	5.20	0.30	2400.00	861.12

LOSA (h=20cm):	48.87	-	-	300.00	14659.86
ESCALERA	-	-	-	-	2700.00
ACABADOS	64.70	-	-	100.00	6469.83
CARGA VIVA:	64.70	-	-	200.00	3234.92
				<b>Total (Tn)</b>	<b>66.86</b>

Fuente propia

<b>Peso total (Tn):</b>	<b>197.25</b>
-------------------------	---------------

Para determinar el peso del tanque elevado simplemente se consideró el peso de uno comercial, el cual será detallado más adelante.

Para el caso de la escalera se la consideró como si fueran losas horizontales e inclinadas unidas unas otras, de tal forma que se pueda hallar el peso de cada uno para finalmente hallar el peso total de la escalera.

#### 4.1.3.7 Análisis sísmico

##### Generalidades

El análisis sísmico de una estructura es una disciplina que debe realizarse en todo análisis estructural ya que el objetivo principal de este es determinar la respuesta de la estructura ante los eventos sísmicos que ocurren por naturaleza. El diseño de esta estructura debe cumplir las principales características:

##### Ante sismos leves:

- La estructura no debe tener deformaciones, fisuras o presentar algún colapso de la estructura.

##### Ante sismos moderados:

- La estructura debe tener la posibilidad de contar con daños que no excedan los límites considerados, para poder ser resanados sin problema alguno.



### **Ante sismos severos:**

- La estructura debe ser lo suficientemente capaz de proteger la vida de las personas en las zonas seguras construidas.

Para este trabajo se empleó el programa SAP2000 versión 20.0.1, tomando en cuenta las disposiciones de la norma E.030 de Diseño Sismorresistente indicadas a continuación:

- La estructura considerada fue la vivienda unifamiliar de tres pisos, formando un modelo tridimensional, restringiendo el movimiento en la base de los elementos del primer piso de manera que sea un empotramiento para representar la cimentación del edificio.
- Los elementos se modelaron considerando su peso propio.
- Se especificaron las combinaciones de carga últimas para obtener la envolvente de cargas para el diseño de los elementos estructurales del edificio.
- Se definió que la edificación tendrá desplazamiento en las direcciones X e Y, y una rotación alrededor del eje Z.

Además, según la Norma E.030, se consideraron los siguientes parámetros sísmicos:

- **Factor de Zona (Z)**

La estructura se ubica en la provincia de Trujillo, según la tabla N° 1 del Artículo 5 se ubica en la Zona 4, por lo tanto, **Z = 0.45**.

- **Factor de Condiciones Geotécnicas (S y Tp)**

Según al artículo 6.2 se trata de un suelo tipo S2, obteniendo **S= 1.05**.

Para un suelo S2 le corresponde un **Tp = 0.6s** y un **Tl = 2 s**

- **Factor de Amplificación Sísmica (C)**

Se define como la variación de la respuesta de la estructura respecto a la aceleración del suelo y depende de sus características como de la estructura mediante la siguiente expresión del Artículo 7:

- Se define  $T = hm/CT$  donde:
  - T= periodo fundamental de vibración
  - hm= altura total de la edificación
  - CT= coeficiente según el tipo de edificación
- Por lo cual tenemos que:
  - hm= 8.55 m, CT= 60 (para edificios con muros portantes)
  - T=  $8.55/60 = 0.1425$  s

Ya que el periodo fundamental T es menor que  $T_p$ , le corresponde un coeficiente de amplificación sísmica C de 2.50

- **Factor de Uso (U)**

El edificio analizado cuenta con departamentos de vivienda y se clasifica como edificaciones comunes de categoría C, por lo que  $U = 1.0$ .

- **Coeficiente de Reducción Sísmica (R)**

$$R = R_o * I_a * I_p$$

El factor  $R_o$  depende del sistema estructural empleado según la Tabla N° 6 del Artículo 12. Por ser un edificio de muros estructurales en ambos ejes, el factor de reducción es de  $R_o = 3$ . Sin embargo, para temas de diseño se considerará un factor  $R_o = 6$  debido a que se considerará un sismo moderado.

Además, este factor requiere un coeficiente de reducción debido a que tiene esquinas entrantes en ambas direcciones, lo cual indica que la estructura tiene irregularidades estructurales en planta.

- **Irregularidad de esquinas entrantes**

Según la Tabla N°9 de la Norma E.030, se considera a la estructura como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que el 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.

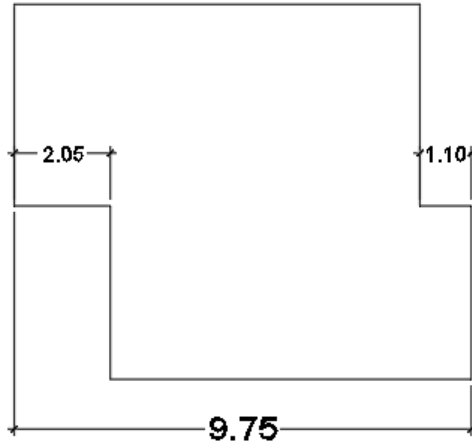


Figura 42. Regularidad de la edificación en "X"  
Fuente Propia

En la dirección "x" se tiene dos esquinas entrantes que suman 3.15 m. El 20 % de la dimensión total en esa dirección es:  $0.20 \times 9.75 = 1.95$  m

Ya que las esquinas entrantes superan el 20 % de la dimensión total, la edificación es irregular en la dirección "X" tiene un factor de  $I_p = 0.9$

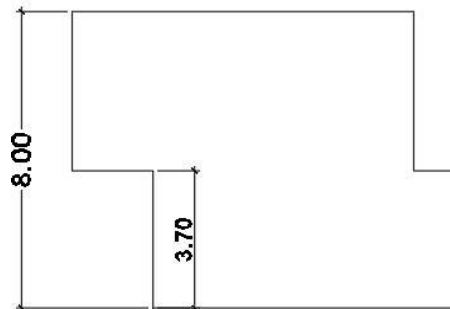


Figura 43. Regularidad de la edificación en "Y"  
Fuente Propia

En la dirección "y" se tiene dos esquinas entrantes, pero la más significativa es la de la parte inferior la cual mide 3.70 m. El 20 % de la dimensión total en esa dirección es:  $0.20 \times 8.00 = 1.60$  m

Ya que las esquinas entrantes superan el 20 % de la dimensión total, la edificación es irregular en la dirección “y” también tiene un factor de  $I_p=0.9$

Es importante mencionar que la estructura presenta también una irregularidad geométrica vertical en la dirección “y”, ya que la dimensión del segundo piso es 2.16 veces mayor que la del tercer piso. Sin embargo, no se consideró esta irregularidad ya que la norma E.070 especifica que este criterio no se aplica para azoteas, por lo cual el valor de la será de 1 en ambas direcciones.

Ya que existe irregularidad en ambas direcciones, el factor R, según el artículo 3.8 de la Norma E0.30 se obtiene con la siguiente ecuación:

- $R= R_o \times I_a \times I_p$
- Donde  $R= 6 \times 1 \times 0.9= 5.4$

Por lo tanto, en ambas direcciones se trabajó con un factor de Reducción Sísmica R de 5.4.

#### **4.1.3.8 Modelamiento en SAP2000**

Para el modelamiento de la edificación se utilizó el software SAP2000 y se aplicó el método de pórticos planos, el cual utiliza las secciones transformadas de los muros como si fueran columnas. Del centroide de cada uno de los muros parten los brazos rígidos los cuales unen estos con las vigas para así formar la estructura.

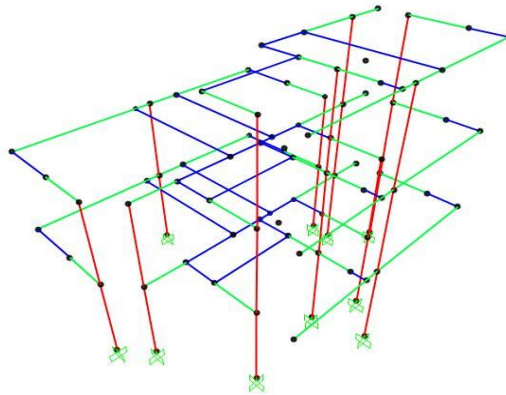


Figura 44. Análisis en SAP2000  
Fuente Propia

Rojo= muros de albañilería, Verde= brazos rígidos, Azul= vigas

#### a) Materiales

- **Muros de albañilería:**

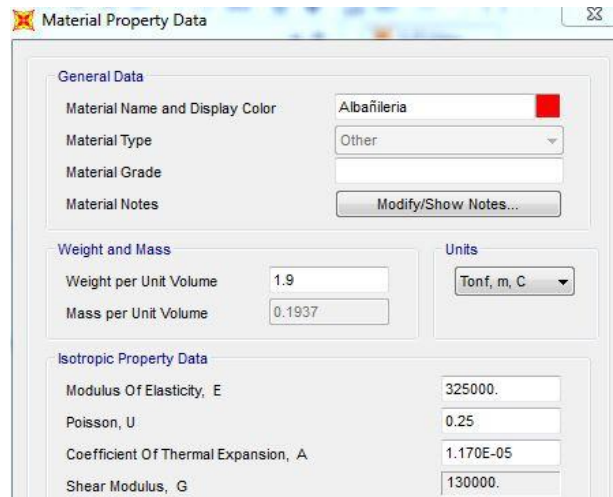


Figura 45. Propiedades de los muros  
Fuente Propia

- **Brazo rígido:**

Para los brazos rígidos se le colocó un módulo de elasticidad muy elevado:  $E = 2 \times 10^9$ , con el fin de que, como su nombre lo indica, sea muy rígido.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'Brazo rigido'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is 'Brazo rigido' (with a green color swatch), Material Type is 'Other', Material Grade is empty, and Material Notes has a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 2.4, Mass per Unit Volume is 0.2447.
- Units:** The unit system is set to 'Tonf, m, C'.
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E is 2.000E+09; Poisson, U is 0.15; Coefficient Of Thermal Expansion, A is 1.170E-05; Shear Modulus, G is 8.696E+08.

Figura 46. Propiedades de los brazos rígidos  
Fuente Propia

- **Vigas:**

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'Concreto 210'. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color is 'Concreto 210' (with a blue color swatch), Material Type is 'Concrete', Material Grade is empty, and Material Notes has a 'Modify/Show Notes...' button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume is 2.4, Mass per Unit Volume is 0.2447.
- Units:** The unit system is set to 'Tonf, m, C'.
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E is 2173706.5; Poisson, U is 0.2; Coefficient Of Thermal Expansion, A is 9.900E-06; Shear Modulus, G is 905711.
- Other Properties For Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$  is 2100; Expected Concrete Compressive Strength is 2100.

Figura 47. Propiedades de las vigas  
Fuente Propia

**b) Secciones**

- **Muros de albañilería**

Se utilizó las propiedades seccionales de cada muro, las cuales se obtienen de las secciones transformadas. La propiedad dependerá de los

ejes locales de cada muro. En ambos casos se le asignará una constante torsional de casi 0.

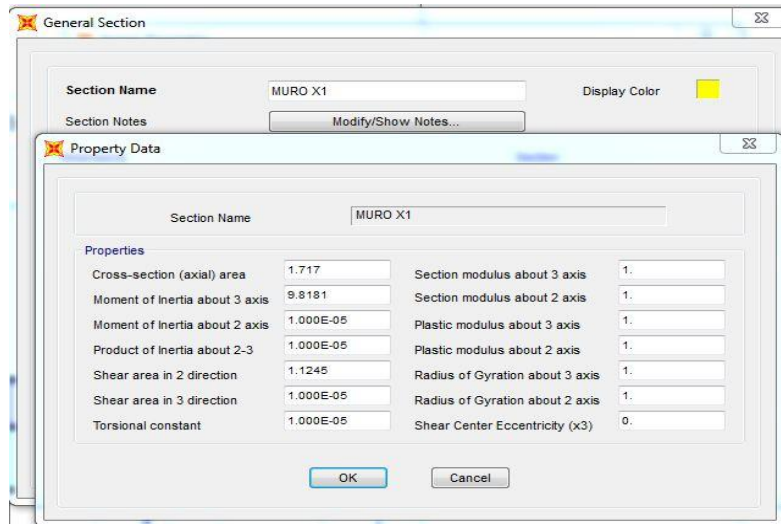


Figura 48. Propiedades seccionales muro X  
Fuente Propia

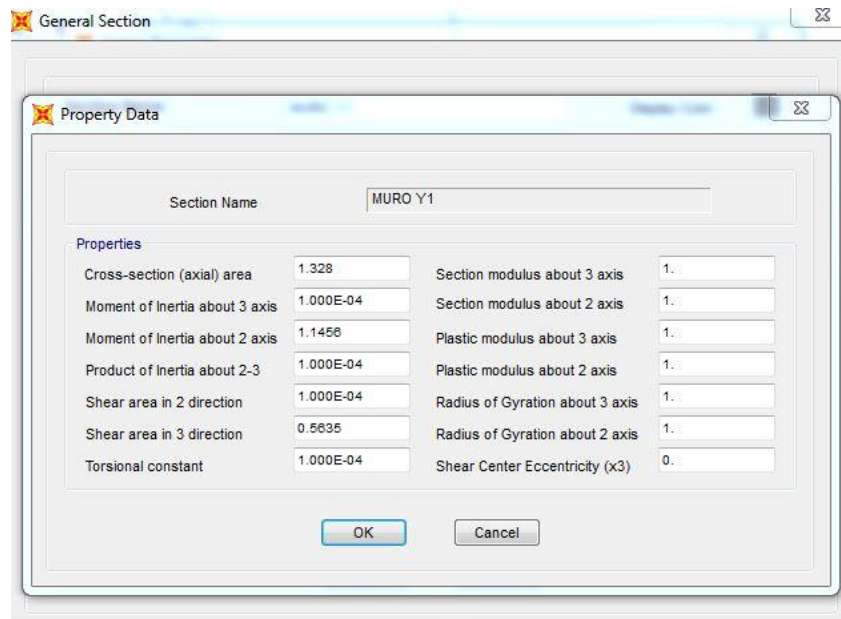


Figura 49. Propiedades seccionales muro Y1  
Fuente Propia

- **Brazos rígidos y vigas dinteles**

Para ambos casos se colocaron las medidas predimensionadas y se le asignó su determinado material.

### c) Fuerzas inerciales entrepiso

Para ubicar la fuerza inercial en cada entrepiso fue necesario determinar los 4 casos posibles, es decir, a una distancia positiva y negativa del centro de masa tanto en la dirección X como en Y. A esto se le denomina excentricidad accidental.

En la dirección x la distancia sería el 5% del ancho en esa dirección:  
 $9.75 \text{ m} \times 0.05 = 0.4875 \text{ m}$ .

En la dirección y la distancia sería el 5 % del ancho en esa dirección:  
 $8 \text{ m} \times 0.05 = 0.40 \text{ m}$

Para modelar los 4 casos hay dos opciones: desplazar el centro de masa a la dirección requerida con la fuerza inercial actuante, o dejar el centro de masa en su punto original y ubicar una fuerza a la distancia requerida con su respectivo momento. En este caso se decidió usar la primera opción para los 4 casos.

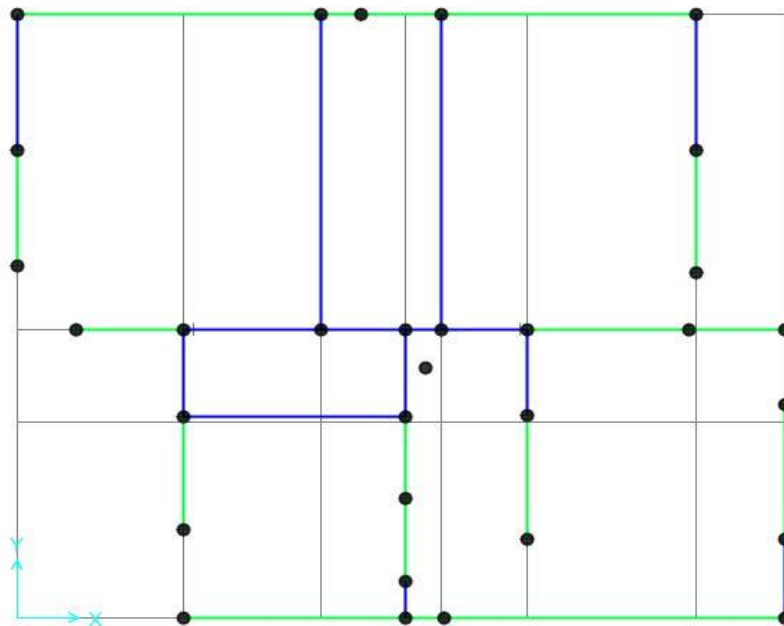


Figura 50. Primer entrepiso de la edificación

Fuente Propia



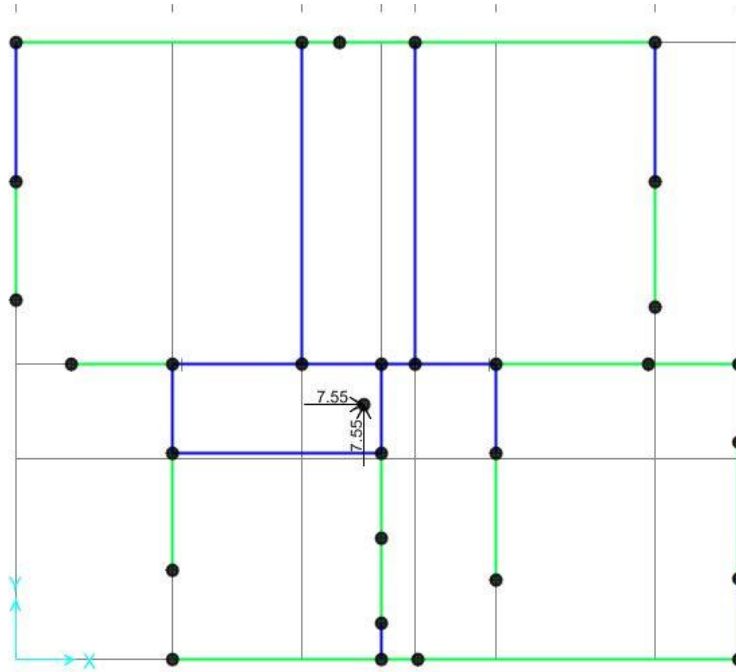


Figura 51. Centro de masa del primer entrepiso desplazado en la dirección "X" negativa  
Fuente propia

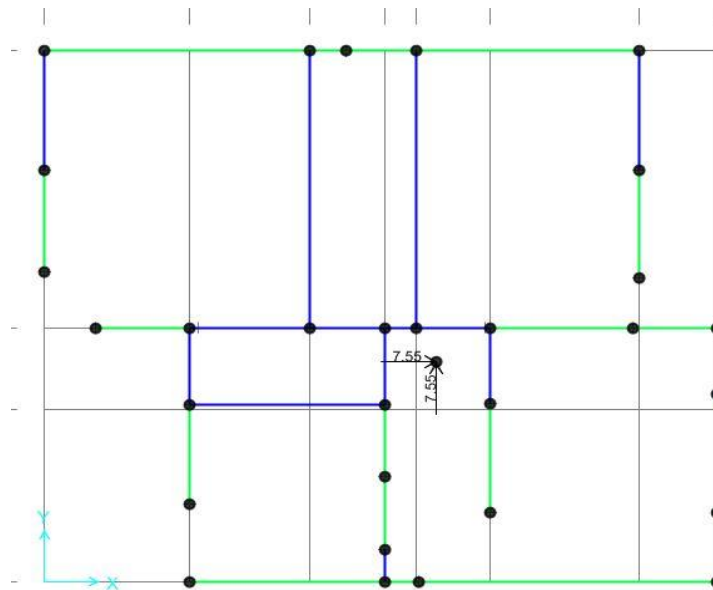


Figura 52. Centro de masa del primer entrepiso desplazado en la dirección "X" positiva  
Fuente propia

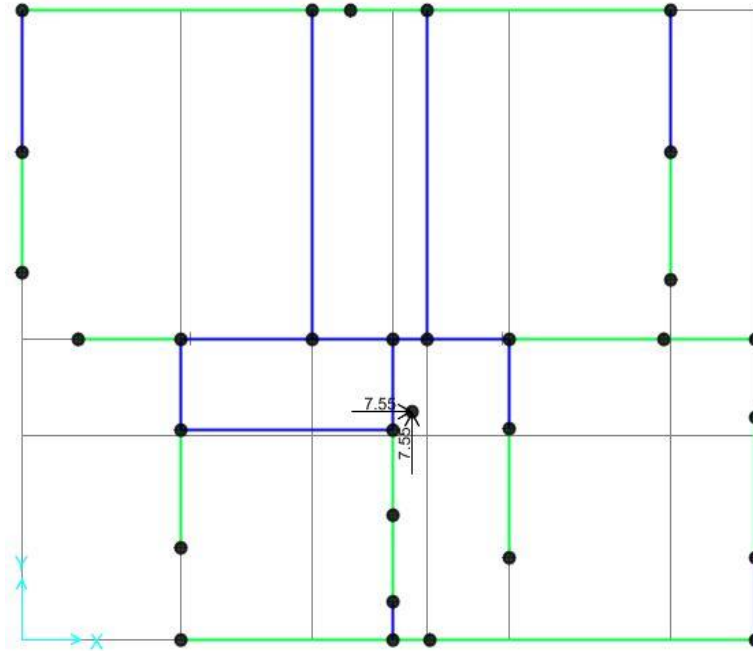


Figura 53. Centro de masa del primer entrepiso desplazado en la dirección "Y" negativa  
Fuente propia

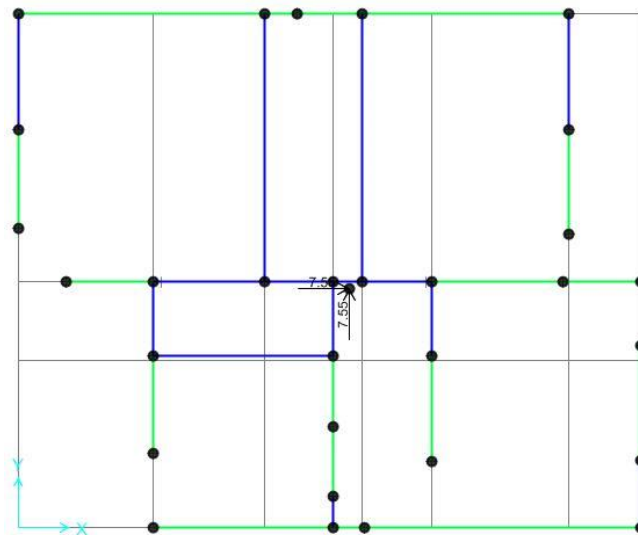


Figura 54. Centro de masa del primer entrepiso desplazado en la dirección "Y" positiva  
Fuente propia

#### 4.1.3.9 Cálculo de la cortante Basal

##### Determinación de las Fuerzas de Inercia (Fi)

Según la Norma E030, Artículo 17.3: la fuerza cortante de la base del edificio en la dirección analizada se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSCP}{R}$$

Datos:

Tabla 22. Características de la edificación

Z = Factor debido a la zona	Z	0.45
U = Factor debido al uso de la edificación	U	1
S = Factor debido al tipo de suelo	S	1.05
C = Coeficiente sísmico	C	2.5
P = Peso de la edificación	P	197.25
R = Factor de reducción sísmica	R	5.4

Fuente propia

Siendo:

- $V = \frac{0.45*1*1.05*2.5*197.25 \text{ ton}}{6*0.9} = 43.15 \text{ ton}$

##### Distribución de la cortante basal de en altura

- Altura del entrepiso del edificio = 2.85 m
- $F_i = \frac{P_i*h_i}{\sum P_i*h_i} * V$

Tabla 23. Cálculo de las fuerzas inerciales  $F_i$

Nivel	$h_i$ [m]	$P_i$ [ton]	$P_i \cdot h_i$	$F_i$ [ton]
3	8.55	54.349	464.686	18.418
2	5.7	76.034	433.392	17.177
1	2.85	66.863	190.559	7.553
Total:			1088.636	

Fuente propia

**Fuerzas Inerciales:**

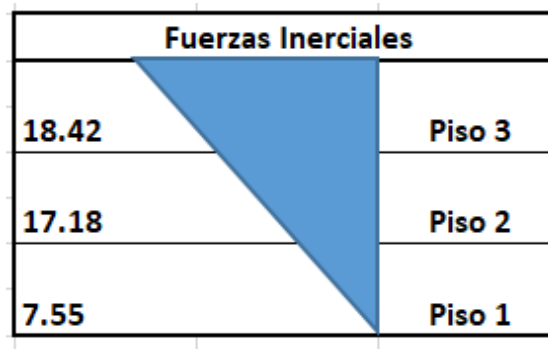


Figura 55. Fuerzas inerciales por piso

Fuente Propia

**Cortante de Entrepiso**

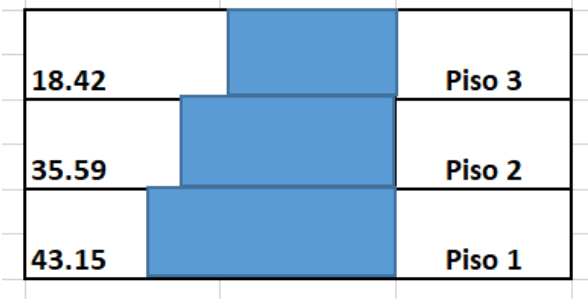


Figura 56. Cortante de entrepiso  
Fuente Propia

#### 4.1.3.10 Ubicación del centro de masa

Para determinar el centro de masa se tomó como punto de referencia la esquina superior izquierda de la edificación para los tres entrepisos.

Tabla 24. Centro de masa del primer piso

PRIMER PISO								
Muro	PD	PL	0.25PL	Pi	Xi	Yi	Pi*Xi	Pi*Yi
X1	29.764	7.090	1.773	31.537	4.37	-0.075	137.815	-2.365
X2	16.367	6.865	1.716	18.084	0.85	-4.17	15.371	-75.408
X3	22.734	5.574	1.394	24.127	8.418	-4.17	203.102	-100.610
X4	24.471	2.536	0.634	25.105	5.4	-7.915	135.568	-198.707
Y1	12.384	3.614	0.904	13.288	0.125	-3.342	1.661	-44.409
Y2	12.373	3.761	0.940	13.313	8.514	-3.431	113.351	-45.679
Y3	16.832	0.765	0.191	17.023	2.172	-6.776	36.974	-115.349
Y4	12.710	2.636	0.659	13.369	4.2	-6.367	56.148	-85.118
Y5	8.613	3.994	0.999	9.612	6.417	-6.9	61.680	-66.322
Y6	18.044	2.958	0.740	18.784	9.613	-5.144	180.566	-96.622
				184.241			942.236	-830.590

Fuente propia

- $X_{cm} = 942.236 / 184.241 = 5.114 \text{ m}$
- $Y_{cm} = -830.59 / 184.241 = -4.508 \text{ m}$

Tabla 25. Centro de masa del segundo piso

SEGUNDO PISO								
Muro	PD	PL	0.25PL	Pi	Xi	Yi	Pi*Xi	Pi*Yi
X1	17.994	3.384	0.846	18.840	4.37	-0.075	82.330	-1.413
X2	10.425	4.772	1.193	11.617	0.85	-4.170	9.875	-48.445
X3	15.346	2.443	0.611	15.957	8.418	-4.170	134.327	-66.541
X4	16.704	1.472	0.368	17.072	5.4	-7.915	92.189	-135.125
Y1	7.744	2.311	0.578	8.321	0.125	-3.342	1.040	-27.810
Y2	7.198	2.386	0.596	7.794	8.514	-3.431	66.360	-26.742
Y3	11.657	0.568	0.142	11.799	2.172	-6.776	25.628	-79.950
Y4	8.998	1.544	0.386	9.384	4.2	-6.367	39.413	-59.748
Y5	4.307	2.365	0.591	4.898	6.417	-6.9	31.430	-33.796
Y6	11.849	1.892	0.473	12.322	9.613	-5.144	118.447	-63.382
				118.005			601.038	-542.953

Fuente propia

- $X_{cm} = 601.038 / 118.005 = 5.09 \text{ m}$
- $Y_{cm} = -542.953 / 118.005 = -4.601 \text{ m}$

Tabla 26. Centro de masa del tercer piso

TERCER PISO								
Muro	PD	PL	0.25PL	Pi	Xi	Yi	Pi*Xi	Pi*Yi
X3	5.997	0.285	0.071	6.068	8.418	-4.17	51.085	-25.306
X4	8.937	0.407	0.102	9.039	5.4	-7.915	48.810	-71.543
Y3	6.482	0.281	0.070	6.553	2.172	-6.776	14.232	-44.400
Y4	5.287	0.451	0.113	5.399	4.2	-6.367	22.678	-34.378
Y6	5.653	0.344	0.086	5.739	9.613	-5.144	55.171	-29.522
				32.799			191.976	-205.15

Fuente propia

- $X_{cm} = 191.976/32.799 = 5.853$  m
- $Y_{cm} = -205.15/32.799 = -6.255$  m



#### 4.1.3.11 Cálculo de Momentos y Cortantes

Con la ayuda del SAP2000 se realizó 4 análisis de la edificación, según la ubicación del centro de masa sumando o restando la excentricidad accidental en cada dirección.

Se obtuvieron los cortantes (Ve) y momentos (Me) de cada uno de los muros, los cuales servirán para el diseño de estos.

Tabla 27. Cortantes y momentos para caso 1

F

Excentricidad accidental +X						
Sismo Moderado R=5.4						
MURO	PISO 1		PISO 2		PISO 3	
	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me
X1	7.723	79.005	5.751	56.199	-	-
X2	5.748	14.191	4.758	12.780	-	-
X3	10.023	17.283	8.296	14.822	6.771	9.648
X4	19.647	44.997	16.788	31.923	11.646	18.596
Y1	4.283	12.103	3.308	7.714	-	-
Y2	8.351	16.900	7.022	12.007	-	-
Y3	5.789	15.250	4.624	12.589	5.527	7.875
Y4	5.935	11.458	4.878	7.951	5.019	6.153
Y5	8.071	17.501	6.706	11.555	-	-
Y6	10.719	18.274	9.060	13.911	7.872	11.218

F

Fuente propia

Tabla 28. Cortantes y momentos para caso 2

Excentricidad accidental -X						
Sismo Moderado R=5.4						
MURO	PISO 1		PISO 2		PISO 3	
	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me
X1	10.776	82.356	8.217	54.709	-	-
X2	5.673	16.084	4.697	13.693	-	-
X3	9.892	19.096	8.190	13.671	8.213	11.704
X4	16.801	45.941	14.489	30.647	10.204	23.540
Y1	5.392	13.683	4.204	8.990	-	-
Y2	7.698	16.969	6.495	13.255	-	-
Y3	6.538	16.317	5.229	12.451	6.577	9.373
Y4	6.031	10.593	4.954	7.060	5.221	6.439
Y5	7.840	16.171	6.519	14.289	-	-
Y6	9.650	22.751	8.197	15.681	6.621	9.434

Fuente propia

Tabla 29. Cortantes y momentos para caso 3

Excentricidad accidental +Y						
Sismo Moderado R=5.4						
MURO	PISO 1		PISO 2		PISO 3	
	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me
X1	10.328	78.718	7.822	55.146	-	-
X2	5.684	15.100	4.707	12.707	-	-
X3	9.911	18.124	8.207	13.695	7.862	11.203
X4	17.218	45.536	14.858	31.172	10.555	18.041
Y1	5.229	12.451	4.060	7.786	-	-
Y2	7.793	15.106	6.579	12.376	-	-
Y3	6.429	15.161	5.132	12.313	6.321	7.008
Y4	6.017	10.574	4.942	7.042	5.172	5.369

Y5	7.874	17.220	6.549	12.332	-	-
Y6	9.807	19.975	8.336	14.878	6.925	9.869

Fuente propia

Tabla 30. Cortantes y momentos para caso 4

Excentricidad accidental -Y						
Sismo Moderado R=5.4						
MURO	PISO 1		PISO 2		PISO 3	
	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me
X1	8.171	85.644	6.146	60.758	-	-
X2	5.737	17.175	4.748	14.766	-	-
X3	10.004	21.255	8.279	15.798	7.122	10.149
X4	19.230	47.402	16.420	33.398	11.295	22.095
Y1	4.446	13.335	3.451	8.918	-	-
Y2	8.255	17.763	6.938	13.886	-	-
Y3	5.899	17.406	4.721	13.727	5.782	8.240
Y4	5.949	11.878	4.890	6.968	5.068	5.222
Y5	8.037	18.852	6.676	13.513	-	-
Y6	10.562	21.050	8.922	15.714	7.568	10.784

Fuente propia

Para cada uno de los casos se verificó las distorsiones de entrepiso máximos permisibles.

Tabla 31. Excentricidad accidental +X

Dirección "x"									
N°	Piso Sup.	Piso Inf.	Difer.	R	H piso	Difer. Piso	Dist. Entrep.	Max (m)	
3	0.0011	0.0008	0.0003	5.4	2.85	0.0001	0.0005	0.005	OK
2	0.0008	0.0004	0.0004	5.4	2.85	0.0001	0.0007	0.005	OK
1	0.0004	0.0000	0.0004	5.4	2.85	0.0001	0.0008	0.005	OK

Dirección "y"									
N°	Piso Sup.	Piso Inf.	DIFER.	R	H piso	Difer. Piso	Dist. Entrep.	Max (m)	
3	0.0017	0.0012	0.0005	5.4	2.85	0.0002	0.0009	0.005	OK
2	0.0012	0.0006	0.0006	5.4	2.85	0.0002	0.0010	0.005	OK
1	0.0006	0.0000	0.0006	5.4	2.85	0.0002	0.0012	0.005	OK

Fuente propia

Tabla 32 Excentricidad accidental -X

Dirección "x"									
N°	Piso Sup.	Piso Inf.	DIFER.	R	H piso	Difer. Piso	Dist. Entrep.	Max (m)	
3	0.0009	0.0007	0.0002	5.4	2.85	0.0001	0.0004	0.005	OK
2	0.0007	0.0004	0.0003	5.4	2.85	0.0001	0.0006	0.005	OK
1	0.0004	0.0000	0.0004	5.4	2.85	0.0001	0.0007	0.005	OK

Fuente propia

Tabla 33. Excentricidad accidental +Y

Dirección "x"									
N°	Piso Sup.	Piso Inf.	DIFER.	R	H piso	Difer. Piso	Dist. Entrep.	Max (m)	
3	0.0010	0.0007	0.0002	5.4	2.85	0.0001	0.0005	0.005	OK

2	0.0007	0.0004	0.0003	5.4	2.85	0.0001	0.0006	0.005	OK
1	0.0004	0.0000	0.0004	5.4	2.85	0.0001	0.0007	0.005	OK

Dirección "y"									
N°	Piso Sup.	Piso Inf.	DIFER.	R	Hpiso	Difer. Piso	Dist. Entrep.	Max (m)	
3	0.0016	0.0011	0.0004	5.4	2.85	0.0002	0.0008	0.005	OK
2	0.0011	0.0006	0.0005	5.4	2.85	0.0002	0.0010	0.005	OK
1	0.0006	0.0000	0.0006	5.4	2.85	0.0002	0.0011	0.005	OK

Fuente propia

Tabla 34. Excentricidad accidental -Y

Dirección "x"									
N°	Piso Sup.	Piso Inf.	DIFER.	R	Hpiso	Difer. Piso	Dist. Entrep.	Max (m)	
3	0.0011	0.0007	0.0003	5.4	2.85	0.0001	0.0006	0.005	OK
2	0.0007	0.0004	0.0003	5.4	2.85	0.0001	0.0006	0.005	OK
1	0.0004	0.0000	0.0004	5.4	2.85	0.0001	0.0008	0.005	OK

Dirección "y"									
N°	Piso Sup.	Piso Inf.	DIFER.	R	Hpiso	Difer. Piso	Dist. Entrep.	Max (m)	
3	0.0016	0.0011	0.0005	5.4	2.85	0.0002	0.0009	0.005	OK
2	0.0011	0.0006	0.0005	5.4	2.85	0.0002	0.0010	0.005	OK
1	0.0006	0.0000	0.0006	5.4	2.85	0.0002	0.0012	0.005	OK

Fuente propia

Según la tabla N°11 de la Norma E0.30 la distorsión del entrepiso para albañilería confinada no debe superar los 0.005m. Entre los 4 casos la máxima distorsión fue de 0.0012 m, siendo con la excentricidad accidental -Y.

En cuanto a la verificación de la regularidad torsional, según la tabla N° 9 de la Norma E0.30, solo se aplicará cuando el máximo desplazamiento relativo sea mayor que el 50 % del desplazamiento permisible, es decir 0.0025 m.

Ya que el máximo desplazamiento relativo fue de 0.0012m no fue necesario verificar la regularidad torsional, por lo cual el factor R se mantiene en 5.4 y no hubo necesidad de realizar un análisis dinámico.

Para el tema del diseño de muros se decidió utilizar los cortantes y momentos para el caso de la excentricidad accidental (-Y), ya que se obtienen momentos ligeramente superiores a los otros casos, además de que presenta la distorsión de entrepiso más alta.

#### **4.1.3.12 Diseño de muros de albañilería**

- En este capítulo se utilizará en la norma E.070, capítulo 8.
- Se tendrá en cuenta el diseño de los elementos de acoplamiento como son las vigas que unen dos muros estructurales.
- El diseño es por capacidad jerárquica, donde la falla se presenta en un elemento dúctil y luego los frágiles (vigas, columnas y muros de albañilería).
- El diseño del muro se realiza para una resistencia ante el corte ya que la falla del muro está dada por cortante antes de flexión.
- La resistencia al cortante de la albañilería es el  $V_m$  que da inicio a la fisuración del muro, para esto se debe cumplir que  $V_e \leq V_m$ .
- Para la verificación de la resistencia ante la fuerza cortante  $V_e \leq V_m$  se debe tomar un  $\pm 45\%$  de la realidad de resistencia en un muro.
- Siempre se diseña considerando los muros del primer entrepiso agrietados, a partir del segundo, tercer hacia adelante se considera que:  $V_u \leq V_m$  (muros no agrietados).

- El cálculo de cortante y momento de cada entrepiso debe considerar ambas excentricidades.
- La esbeltez del muro está en relación a la altura y la longitud; si la altura aumenta entonces decrece la resistencia al corte.
- Si la razón de  $\sum \frac{V_m}{V_e} \leq 3$  existe, se desarrollan deformaciones inelásticas, por lo cual los muros deben ser dúctiles. Si es más de 3 se está desarrollando en el rango elástico y cumplen función de arriostramiento, entonces no se necesita reforzar con elementos estructurales (vigas chatas), o columnas de confinamiento. Cuando es menor a 3, se debe diseñar columnas para que cumplan función de confinamiento.

Tabla 35. Detalle de abreviaturas

<b>L:</b>	Longitud del muro
<b>Pg:</b>	Carga axial de gravedad= PD+0.25PL
<b>Ve, Me:</b>	Fuerza cortante y momento flector por sismo moderado
<b><math>\alpha</math>:</b>	Factor de la reducción de la resistencia al corte por esbeltez. $A= V_e \cdot L / M_e$ , $\alpha$ .
<b>Vm:</b>	Resistencia a la fuerza cortante, <b><math>V_m = 0.5 \cdot V_m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot P_g</math> donde <math>V'_m = 81 \text{ Tn/m}^2</math>.</b>
<b>t:</b>	Espesor efectivo de los muros
<b>v'm:</b>	Resistencia a corte puro de los muros de albañilería.
<b>Vm1/Ve1</b>	Factor de amplificación para pasar a condición de sismo severo; solo se calcula para el primer piso de cada muro, $V_{m1}/V_{e1}$ .
<b>Vu:</b>	Fuerza cortante última ante sismo severo, $V_u = V_e \cdot (V_{m1}/V_{e1})$
<b>Mu:</b>	Momento flector último ante sismo severo, $M_u = M_e \cdot (V_{m1}/V_{e1})$
<b>VE:</b>	Cortante de entrepiso ante sismo severo

Fuente propia

### Se deben verificar el cumplimiento de los siguientes requisitos:

Los muros no deben agrietarse ante el sismo por lo cual debe cumplirse que  $V_e \leq 0.55 \cdot V_m$ , con el 5% de tolerancia.

La resistencia global a la fuerza cortante de entrepiso deberá ser mayor o igual a la fuerza cortante producida por el sismo severo,  $\Sigma V_m \geq V_E$ . En el caso que  $\Sigma V_m > V_E$ , se podrá dejar de confinar algunos muros internos. Si  $\Sigma V_m > 3 \cdot V_E$  se puede dar por concluido el análisis y diseñar con refuerzo mínimo pues indicaría que los muros se comportarían elásticamente ante el sismo severo.

De no cumplirse cualquiera de estos requisitos, deberá cambiarse la calidad de albañilería, el espesor del muro o convertirlo en placa de concreto armado. Para estos dos últimos casos se debe analizar el edificio nuevamente.

Cabe indicar que todo muro de un piso superior que tenga  $V_u \geq V_m$  se agrietará por corte y se diseñará como muro del primer piso hasta con un 5% de diferencia. Se presentará el diseño paso a paso tomando como ejemplo el muro X3, para después mostrar las tablas con los resultados obtenidos para el resto de muros en los tres entrepisos.

#### a) Control de la fisuración

##### Detalle de cálculo para el muro X3 Primer Piso

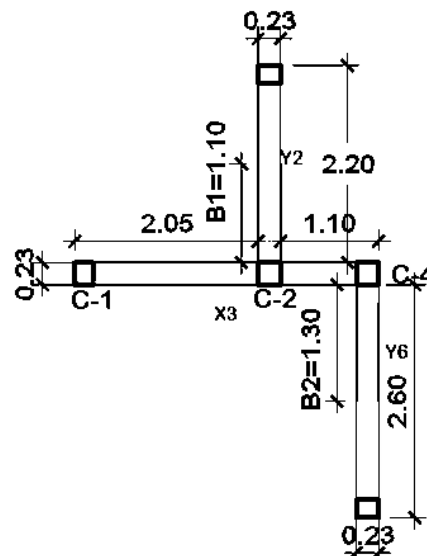


Figura 57. Detalle del muro X3

Fuente propia



**Datos:**

- $V_e = 10.004 \text{ ton}$
- $M_e = 21.255 \text{ ton-m}$
- $P_D = 20.254 \text{ ton}$
- $P_L = 5.574 \text{ ton}$
- $L = 3.40 \text{ m}$
- $t = 0.23 \text{ m}$
- $V'_m = \sqrt{65} = 8.062 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 80.623 \text{ ton/m}^2$

Siendo:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e * L}{M_e} \leq 1.00$$

$$V_e \leq 0.55V_m$$

$$\alpha = \frac{10.004 * 3.40}{21.255} = 1.6 \rightarrow \text{Asumimos } \alpha = 1.00$$

$$P_g = 20.254 + 0.25 * 5.57 = 21.648 \text{ ton}$$

$$V_m = 0.5 * 80.623 * 1 * 0.23 * 3.40 + 0.23 * 21.648 = 36.502 \text{ ton}$$

$$0.55V_m = 0.55 * 36.502 = 20.076 \text{ ton}$$

$$V_e = 10.004 \text{ ton} \leq 20.381 \text{ ton} \rightarrow \text{¡CUMPLE...!}$$

Tabla 36. Control de fisuración del primer piso en "X"

MURO	Ve	Me	PD	PL	L	$\alpha$	Pg	t	Vm	0.55Vm	COND.
X1	8.171	85.644	29.764	7.090	8.65	0.825	31.537	0.13	44.663	24.565	OK
X2	5.737	17.175	15.917	6.865	2.30	0.768	17.634	0.23	20.439	11.241	OK
X3	10.004	21.255	20.254	5.570	3.40	1.000	21.648	0.23	36.502	20.076	OK
X4	19.230	47.402	27.889	2.536	7.70	1.000	28.523	0.13	46.912	25.802	OK
									<b>148.516</b>		

Fuente propia

Tabla 37. Control de fisuración del segundo piso en "X"

MURO	Ve	Me	PD	PL	L	$\alpha$	Pg	t	Vm	0.55Vm	COND.
X1	6.146	60.758	17.994	3.384	8.65	0.875	18.840	0.13	43.997	24.198	OK
X2	4.748	14.766	10.011	4.772	2.30	0.740	11.203	0.23	18.348	10.091	OK
X3	8.279	15.798	12.921	2.443	3.40	1.000	13.532	0.23	34.636	19.050	OK
X4	16.420	33.398	20.122	1.472	7.70	1.000	20.490	0.13	45.064	24.785	OK
									<b>142.045</b>		

Fuente propia

Tabla 38. Control de fisuración del tercer piso en "X"

MURO	Ve	Me	PD	PL	L	$\alpha$	Pg	t	Vm	0.55Vm	COND.
X1	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-
X2	0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-
X3	7.122	10.149	6.000	0.285	3.400	1.000	6.071	0.23	32.920	18.106	OK
X4	11.295	22.095	12.355	0.407	7.700	1.000	12.457	0.13	43.217	23.769	OK
									<b>76.137</b>		

Fuente propia

MURO	Ve	Me	PD	PL	L	$\alpha$	Pg	T	Vm	0.55Vm	COND.
Y1	4.446	13.335	12.384	3.614	2.45	0.817	13.288	0.23	21.609	11.885	OK
Y2	8.255	17.763	12.373	3.761	2.45	1.000	13.313	0.23	25.778	14.178	OK
Y3	5.899	17.406	18.977	0.765	2.70	0.915	19.168	0.23	27.316	15.024	OK
Y4	5.949	11.878	12.710	2.636	2.15	1.000	13.369	0.13	14.342	7.888	OK
Y5	8.037	18.852	8.613	3.994	2.70	1.000	9.612	0.13	16.360	8.998	OK
Y6	10.562	21.050	18.044	2.958	2.85	1.000	18.784	0.23	30.744	16.909	OK
									<b>136.149</b>		

Tabla 39. Control de fisuración del primer piso en "Y"

Fuente propia

Tabla 40. Control de fisuración del segundo piso en "Y"

MURO	Ve	Me	PD	PL	L	$\alpha$	Pg	t	Vm	0.55Vm	COND.
Y1	3.451	8.918	7.303	2.311	2.45	0.948	7.880	0.23	23.350	12.843	OK
Y2	6.938	13.886	7.198	2.386	2.45	1.000	7.794	0.23	24.508	13.479	OK
Y3	4.721	13.727	13.802	0.568	2.70	0.929	13.944	0.23	26.452	14.548	OK
Y4	4.890	6.968	8.998	1.544	2.15	1.000	9.384	0.13	13.425	7.384	OK
Y5	6.676	13.513	4.307	2.365	2.70	1.000	4.898	0.13	15.276	8.402	OK
Y6	8.922	15.714	11.849	1.892	2.85	1.000	12.322	0.23	29.258	16.092	OK
									<b>132.269</b>		

Fuente propia

Tabla 41. Control de fisuración del tercer piso en "Y"

MURO	Ve	Me	PD	PL	L	$\alpha$	Pg	T	Vm	0.55Vm	COND.
Y1	0	0	0.00	0.00	2.45	0.000	0.000	0.23	0.000	0.000	-
Y2	0	0	0.00	0.00	2.45	0.000	0.000	0.23	0.000	0.000	-
Y3	5.782	8.240	6.482	0.281	2.70	1.000	6.553	0.23	26.540	14.597	OK
Y4	5.068	5.222	5.287	0.451	2.15	1.000	5.399	0.13	12.509	6.880	OK
Y5	0.000	0.000	0.00	0.00	2.70	0.000	0.000	0.13	0.000	0.000	-
Y6	7.568	10.784	5.653	0.344	2.85	1.000	5.739	0.23	27.744	15.259	OK
									<b>66.793</b>		

Fuente propia

**b) Verificación de la resistencia al corte del edificio:**

**Condición:**

$$\sum Vmi \geq VEi$$

Tabla 42. Resistencia al corte en “X”

<b>SISMO EN X</b>					
	$\sum Vmi$	VE Moderado	VE Severo	Condición	Operación
<b>Piso 1</b>	148.516	43.142	86.283	<b>OK</b>	1.7213
<b>Piso 2</b>	142.045	35.593	71.186	<b>OK</b>	1.9954
<b>Piso 3</b>	76.137	18.417	36.8338	<b>OK</b>	2.0670

Fuente propia

Tabla 43. Resistencia al corte en “Y”

<b>SISMO EN Y</b>					
	$\sum Vmi$	VE Moderado	VE Severo	Condición	Operación
<b>Piso 1</b>	136.149	43.148	86.2952	<b>OK</b>	1.5777
<b>Piso 2</b>	132.269	35.598	71.1960	<b>OK</b>	1.8578
<b>Piso 3</b>	66.793	18.418	36.8366	<b>OK</b>	1.8132

Fuente propia

### c) Fuerzas para el diseño de los muros

Se debe cumplir que:

$$V_u = \beta * V_e$$

$$M_u = \beta * M_e$$

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

#### Calculo para el muro X3

##### Primer entrepiso:

- $2 \leq \beta = \frac{36.502}{10.004} = 3.6489 \leq 3 \rightarrow$  Asumiremos 3
- $V_u = 3 * 10.004 = 30.011$  Ton
- $M_u = 3 * 21.255 = 63.766$  Ton

##### Segundo Entrepiso

- $2 \leq \beta = \frac{34.636}{8.279} = 4.1836 \leq 3 \rightarrow$  Asumiremos 3
- $V_u = 3 * 8.279 = 24.837$  Ton
- $M_u = 3 * 15.879 = 47.393$  Ton

##### Tercer Entrepiso

- $2 \leq \beta = \frac{32.920}{7.122} = 4.6223 \leq 3 \rightarrow$  Asumiremos 3
- $V_u = 3 * 7.122 = 21.366$  Ton
- $M_u = 3 * 10.149 = 30.446$  Ton

**Resumen de Vu y Mu muros en X:**

Tabla 44. Fuerzas de diseño en "X"

MURO	PRIMER PISO		SEGUNDO PISO		TERCER PISO	
	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu
X1	24.513	256.931	18.438	182.274	0.000	0.000
X2	17.212	51.526	14.244	44.298	0.000	0.000
X3	30.011	63.766	24.837	47.393	21.366	30.446
X4	46.912	115.641	45.064	91.661	33.885	66.286

Fuente propia

**Resumen de Vu y Mu muros en Y:**

Tabla 45. Fuerzas de diseño en "Y"

MURO	PRIMER PISO		SEGUNDO PISO		TERCER PISO	
	Vu	Mu	Vu	Mu	Vu	Mu
Y1	13.337	40.004	10.354	26.755	0.000	0.000
Y2	24.765	53.290	20.814	41.659	0.000	0.000
Y3	17.698	52.219	14.163	41.182	17.347	24.720
Y4	14.342	28.633	13.425	19.131	12.509	12.889
Y5	16.360	38.377	15.276	30.921	0.000	0.000
Y6	30.744	61.276	26.766	47.142	22.703	32.351

Fuente propia

**d) Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal**

Debe cumplir que:

$$V_u \geq V_m .$$

**Si Vu es mayor entonces necesita refuerzo, pero si es menor no necesita refuerzo.**

$$\delta = \frac{P_m}{L * t} \geq 0.05f'_{cm}$$

**Si cumple no necesita reforzar, si no cumple necesita reforzar.**

$$S \leq \frac{A_b}{0.001 * t}$$

$$N^{\circ} \text{ Hiladas} = \frac{s}{\text{espesor de ladrillo} + \text{junta}}$$

Si una de las dos condiciones cumple, entonces el muro requerirá refuerzo horizontal obligatoriamente.

### Calculo para el muro X3

#### Primer entrepiso:

- $A_b$  (área de varilla de acero  $\phi 1/4$ ) =  $0.32 \text{ cm}^2$
- $V_u$  (sismo moderado) = 30.011 ton
- $V_u$  (sismo severo) =  $30.011 * 2 = 60.022 \text{ ton}$
- $P_m = P_D + P_L = 25.83 \text{ ton}$
- $0.05f'm = 32.5 \text{ ton/m}$

1)  $V_u \geq V_m \rightarrow 60.023 \geq 36.502 \rightarrow$  **Necesita refuerzo horizontal**

2)  $\delta = \frac{20.254 \text{ ton} + 5.570 \text{ ton}}{3.40 * 0.23} = 33.029 \text{ ton} \geq 0.05 * 650 = 32.50 \text{ Ton} \rightarrow$  **No**

**necesita reforzar**

Ya que cumple la primera condición, el muro necesita refuerzo horizontal.

$$S \leq \frac{0.32}{0.001 * 100 * 0.23} = 13.913 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ hiladas} = 13.913 / (9 + 1.20) = 1.3640$$

**Usar  $\phi 1/4'' @ 2$  hiladas**

#### Segundo entrepiso:

- $A_b$  (área de varilla de acero  $\phi 1/4$ ) =  $0.32 \text{ cm}^2$
- $V_u$  (sismo moderado) = 24.837 ton
- $V_u$  (sismo severo) =  $24.837 * 2 = 49.674 \text{ ton}$
- $P_m = P_D + P_L = 15.36 \text{ ton}$
- $0.05f'm = 32.5 \text{ ton/m}$

1)  $V_u \geq V_m \rightarrow 49.674 \geq 35.185 \rightarrow$  **Necesita refuerzo horizontal.**

2)  $\delta = \frac{12.92 + 2.44}{3.40 * 0.23} = 19.646 \leq 0.05 * 650 = 32.50 \text{ Ton} \rightarrow$  **No necesita**

$$S \leq \frac{0.32}{0.001 * 100 * 0.23} = 13.913 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ hiladas} = 13.913 / (9 + 1.20) = 1.3640$$

**Usar  $\phi 1/4'' @ 2$  Hiladas**

#### Tercer entrepiso:

- $A_b$  (área de varilla de acero  $\phi 1/4$ ) =  $0.32 \text{ cm}^2$



- $V_u$  (sismo moderado) = 21.366 ton
- $V_u$  (sismo severo) = 21.366 \* 2 = 42.731 ton
- $P_m = P_D + P_L = 6.29$  ton
- $0.05f'm = 32.5$  ton/m

1)  $V_u \geq V_m \rightarrow 42.731 \geq 32.920 \rightarrow$  **Necesita refuerzo horizontal**

2)  $\delta = \frac{6+0.29}{3.40*0.23} = 8.037 \leq 0.05 * 650 = 32.50 \text{ Ton} \rightarrow$  **No necesita**

$$S \leq \frac{0.32}{0.001*100*0.23} = 13.913 \text{ cm}$$

$$N^\circ \text{ hiladas} = 13.913 / (9+1.20) = 1.3640$$

**Usar  $\phi$  1/4" @ 2 Hiladas**

**Detalle del refuerzo horizontal:**

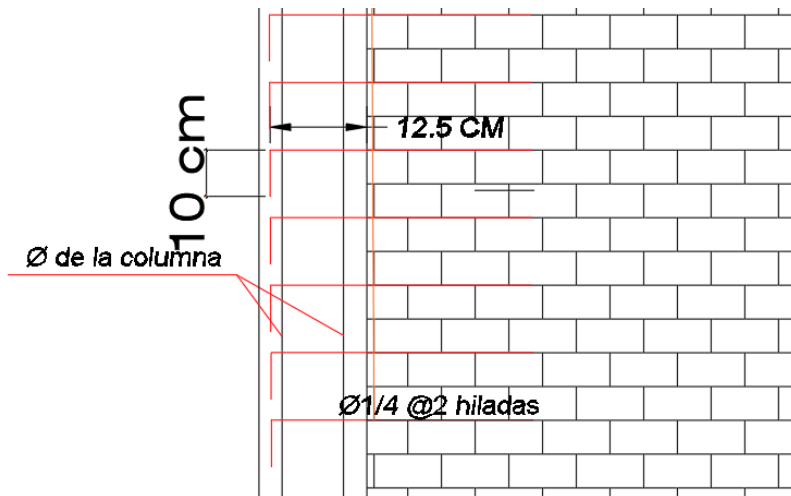


Figura 58. Detalle del refuerzo horizontal

*Fuente propia*

Tabla 46. Refuerzo horizontal en dirección "X"

Muro (Piso 1)	$V_u$ (Sismo severo)	$V_m$	$\delta$	S	N° Hiladas	Usar refuerzo
X1	49.026	44.663	32.774	24.615	2.4133	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA
X2	34.423	20.439	43.066	13.913	1.3640	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA
X3	60.023	36.502	33.029	13.913	1.3640	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA
X4	93.824	46.912	30.395	24.615	2.4133	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA

Muro (Piso 2)	Vu (Sismo severo)	Vm	$\delta$	S	N° Hiladas	Usar refuerzo
X1	36.876	43.997	19.011	24.615	2.4133	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA
X2	28.488	18.348	27.944	13.913	1.3640	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA
X3	49.674	34.636	19.646	13.913	1.3640	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA
X4	90.129	45.064	21.572	24.615	2.4133	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA

Muro (Piso 3)	Vu (Sismo severo)	Vm	$\delta$	S	N° Hiladas	Usar refuerzo
X1	0.000	0.000	-	-	-	-
X2	0.000	0.000	-	-	-	-
X3	42.731	32.920	8.037	13.913	1.3640	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA
X4	67.770	43.217	12.750	24.615	2.4133	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA

Fuente Propia

Tabla 47. Refuerzo horizontal en dirección "Y"

Muro (Piso 1)	Vu (Sismo severo)	Vm	$\delta$	S	N° Hiladas	Usar refuerzo
Y1	26.673	21.609	28.392	-	-	-
Y2	49.529	25.778	28.632	-	-	-
Y3	35.396	27.316	31.790	-	-	-
Y4	28.684	14.342	54.905	24.615	2.4133	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA
Y5	32.720	16.360	35.919	24.615	2.4133	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA
Y6	61.489	30.744	32.040	13.913	1.3640	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA

Muro (Piso 2)	Vu (Sismo severo)	Vm	$\delta$	S	N° Hiladas	Usar refuerzo
Y1	20.708	23.350	17.061	-	-	-
Y2	41.627	24.508	17.007	-	-	-
Y3	28.326	26.452	23.139	-	-	-
Y4	26.851	13.425	37.717	24.615	2.4133	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA
Y5	30.552	15.276	19.008	24.615	2.4133	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA
Y6	53.533	29.258	20.962	-	-	-

Muro (Piso 3)	Vu (Sismo severo)	Vm	$\delta$	S	N° Hiladas	Usar refuerzo
Y1	0.000	0.000	0.000	-	-	-
Y2	0.000	0.000	0.000	-	-	-
Y3	34.694	26.540	10.891	-	-	-
Y4	25.018	12.509	20.529	13.913	1.3640	USAR $\phi$ 1/4" @ 2 HILADA
Y5	0.000	0.000	0.000	-	-	-
Y6	45.405	27.744	9.149	-	-	-

Fuente propia

#### e) Diseño de los muros agrietados

Por cuestión de diseño se considerará al muro del primer piso como agrietado. Para los pisos superiores se detallará si es necesario considerarlos como agrietados o no.

Para este paso será necesario designar las columnas del muro para después hallar las fuerzas internas de cada una de ellas (fuerza cortante, de tracción y de compresión).

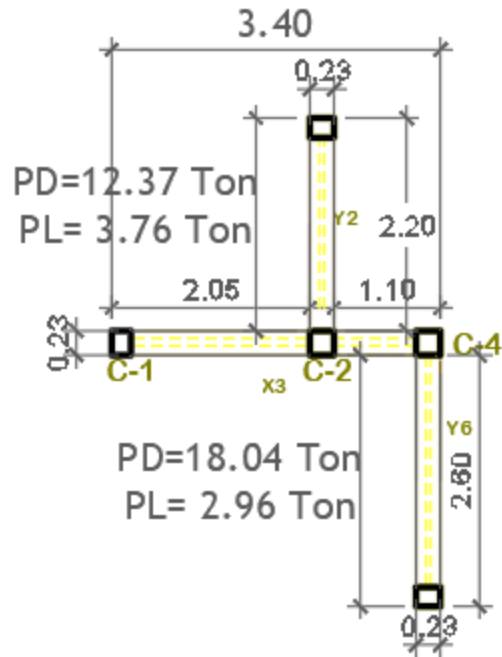


Figura 59. Detalle del muro X3  
Fuente propia

- **Fuerza Cortante**

Se utilizará las siguientes formulas dadas por la Norma E070.

$$L_m \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.5 * L_m \\ Long. Mayor \end{array} \right\}$$

Tabla 48. Fuerzas internas

TABLA 11 FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	$V_c$ (fuerza cortante)	$T$ (tracción)	$C$ (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Fuente. (Norma E.070, Capítulo 8)

**Datos:**

- $V_m = 36.502 \text{ Ton}$
- $L = 3.40 \text{ m}$
- $N \text{ columnas} = 3$

**Siendo:**

$$L_m \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.5 * 3.40 = 1.70 \text{ m} \\ 2.17 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow L_m = 2.17 \text{ m}$$

**Vc (columnas exteriores, C1, C4)**

$$V_{c1} = \frac{36.502 + 2.17}{3.40 * (3 + 1)} * 1.5 = 8.736 \text{ Ton}$$

$$V_{c4} = \frac{36.502 + 2.17}{3.40 * (3 + 1)} * 1.5 = 8.736 \text{ Ton}$$

**Vc (columnas exteriores, C2)**

$$V_{c2} = \frac{36.502 + 2.17}{3.40 * (3 + 1)} = 5.824 \text{ Ton}$$

Tabla 49. Fuerzas cortantes de muros en "X"

Primer Piso						
Muro	Lm (Último)	Nc	Vc [C-2]	Vc [C-3]	Vc [C-1]	Vc [C-4]
X1	8.65	4	8.933	8.933	13.399	13.399
X2	2.17	2	-	-	9.642	9.642
X3	2.17	3	5.824	-	8.736	8.736
X4	4.37	4	5.325	5.325	7.987	7.987

<b>Segundo Piso</b>						
<b>Muro</b>	<b>Lm (Último)</b>	<b>Nc</b>	<b>Vc [C-2]</b>	<b>Vc [C-3]</b>	<b>Vc [C-1]</b>	<b>Vc [C-4]</b>
<b>X1</b>	8.65	4	8.799	8.799	13.199	13.199
<b>X2</b>	2.17	2	-	-	8.655	8.655
<b>X3</b>	2.17	3	5.526	-	8.290	8.290
<b>X4</b>	4.37	4	5.115	5.115	7.673	7.673

<b>Tercer Piso</b>						
<b>Muro</b>	<b>Lm (Último)</b>	<b>Nc</b>	<b>Vc [C-2]</b>	<b>Vc [C-3]</b>	<b>Vc [C-1]</b>	<b>Vc [C-4]</b>
<b>X1</b>	0.00	0	-	-	-	-
<b>X2</b>	0.00	0	-	-	-	-
<b>X3</b>	3.22	3	7.794	0.000	11.691	11.691
<b>X4</b>	7.70	4	8.643	8.643	12.965	12.965

Fuente Propia

Tabla 50. Fuerzas cortantes en muros en "Y" primer piso

<b>Primer piso</b>				
<b>Muro</b>	<b>Lm (Último)</b>	<b>Nc</b>	<b>Vc [C-1]</b>	<b>Vc [C-2]</b>
<b>Y1</b>	2.20	2	9.702	9.702
<b>Y2</b>	2.20	2	11.574	11.574
<b>Y3</b>	2.55	2	12.899	12.899
<b>Y4</b>	2.15	2	7.171	7.171
<b>Y5</b>	2.55	2	7.726	7.726
<b>Y6</b>	2.60	2	14.024	14.024

Tabla 51. Fuerzas cortantes en muros en “Y” segundo piso

<b>Segundo piso</b>				
<b>Muro</b>	<b>Lm (Último)</b>	<b>Nc</b>	<b>Vc [C-1]</b>	<b>Vc [C-2]</b>
<b>Y1</b>	2.20	2	10.484	10.484
<b>Y2</b>	2.20	2	11.004	11.004
<b>Y3</b>	2.55	2	12.491	12.491
<b>Y4</b>	2.15	2	6.713	6.713
<b>Y5</b>	2.55	2	7.214	7.214
<b>Y6</b>	2.60	2	13.346	13.346

Tabla 52. Fuerzas cortantes en muros en “Y” tercer piso

<b>Tercer piso</b>				
<b>Muro</b>	<b>Lm (Último)</b>	<b>Nc</b>	<b>Vc [C-1]</b>	<b>Vc [C-2]</b>
<b>Y1</b>	0.00	0	-	-
<b>Y2</b>	0.00	0	-	-
<b>Y3</b>	2.55	2	12.533	12.533
<b>Y4</b>	2.15	2	6.254	6.254
<b>Y5</b>	0.00	0	-	-
<b>Y6</b>	2.60	2	12.655	12.655

Fuente Propia

- **Carga Directa**

Se tendrá en cuenta:

$$W = \frac{PD + 0.25PL}{L}$$

$$Pc = PD + 0.25PL$$

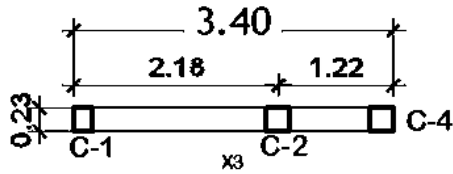


Figura 60. Carga directa muro X3

Fuente propia

**Datos:**

- PD=20.25 Ton
- PL=5.57 Ton
- L=3.40 m
- L1=2.18 m
- L2= 1.22 m

$$W = \frac{20.25 + 0.25 * 5.57}{3.40} = 6.367 \text{ Ton/m}$$

Columna C-1:  $6.367 * \left(\frac{2.18}{2}\right) = 6.940 \text{ Ton}$

Columna C-2:  $6.367 * \left(\frac{2.18}{2}\right) + \left(\frac{1.22}{2}\right) = 10.824 \text{ Ton}$

Columna C-4:  $6.367 * \left(\frac{1.22}{2}\right) = 3.884 \text{ Ton}$

Tabla 53. Cargas directas de los muros en "X"

Primer piso				
	Columna interior		Columna exterior	
Muro	Pc [C-2]	Pc [C-3]	Pc [C-1]	Pc [C-4]
X1	9.771	8.714	7.036	5.979
X2	-	-	4.408	4.408
X3	10.824	-	6.940	3.884
X4	8.104	8.939	5.323	6.157



<b>Segundo piso</b>				
	<b>Columna interior</b>		<b>Columna exterior</b>	
<b>Muro</b>	<b>Pc [C-2]</b>	<b>Pc [C-3]</b>	<b>Pc [C-1]</b>	<b>Pc [C-4]</b>
<b>X1</b>	5.837	5.205	4.204	3.572
<b>X2</b>	-	-	2.801	2.801
<b>X3</b>	6.766	-	4.338	2.428
<b>X4</b>	5.822	6.422	3.824	4.423

<b>Tercer piso</b>				
	<b>Columna interior</b>		<b>Columna exterior</b>	
<b>Muro</b>	<b>Pc [C-2]</b>	<b>Pc [C-3]</b>	<b>Pc [C-1]</b>	<b>Pc [C-4]</b>
<b>X1</b>	-	-	-	-
<b>X2</b>	-	-	-	-
<b>X3</b>	3.425	1.229	2.196	1.229
<b>X4</b>	4.058	4.475	2.665	3.083

Fuente Propia

Tabla 54. Cargas directas de los muros en "Y"

<b>Primer piso</b>			
	<b>Columna interior</b>	<b>Columna exterior</b>	
<b>Muro</b>	<b>Pc</b>	<b>Pc [C-1]</b>	<b>Pc [C-2]</b>
<b>Y1</b>	-	6.644	6.644
<b>Y2</b>	-	6.657	6.657
<b>Y3</b>	-	9.584	9.584
<b>Y4</b>	-	6.684	6.684
<b>Y5</b>	-	4.806	4.806
<b>Y6</b>	-	7.333	7.333

Segundo piso			
	Columna interior	Columna exterior	
Muro	Pc	Pc [C-1]	Pc [C-2]
Y1	-	3.940	3.940
Y2	-	3.897	3.897
Y3	-	6.972	6.972
Y4	-	4.692	4.692
Y5	-	2.449	2.449
Y6	-	6.161	6.161

Tercer piso			
	Columna interior	Columna exterior	
Muro	Pc	Pc [C-1]	Pc [C-2]
Y1	-	-	-
Y2	-	-	-
Y3	-	3.276	3.276
Y4	-	2.700	2.700
Y5	-	-	-
Y6	-	2.870	2.870

Fuente Propia

- **Carga Indirecta:**

Se tendrá en cuenta:

$$B1 \leq \left\{ \frac{6t}{Lm - t} \right\}$$

$$W = \frac{PD + 0.25PL}{L}$$

La carga indirecta será una parte de la carga que soportan los muros adyacentes

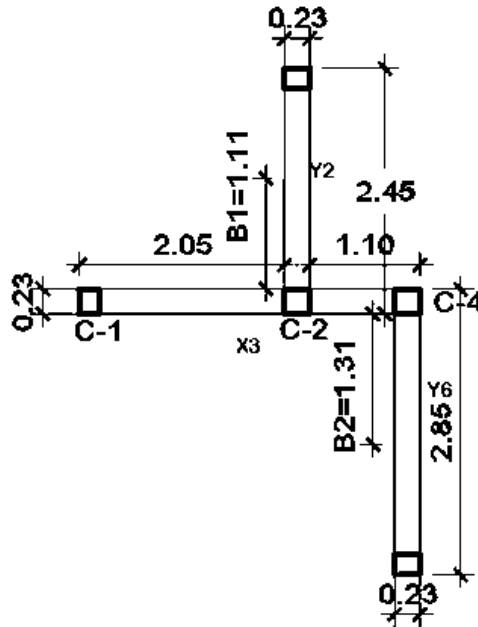


Figura 61. Detalle de los muros adyacentes del muro X3

Fuente Propia

**Datos:**

- $L_{\text{muro1}} (Y2) = 2.45 \text{ m}$ ,  $PD=9.74 \text{ Ton}$  y  $PL= 3.82 \text{ Ton}$
- $L_{\text{muro2}}(Y6) = 2.85 \text{ m}$ ,  $PD= 13.41 \text{ Ton}$  y  $PL = 2.96 \text{ Ton}$

**Siendo:**

$$B1 \leq \left\{ \begin{array}{l} 6 \times 0.23 = 1.38 \text{ m} \\ (2.45 - 0.23) / 2 = 1.11 \text{ m} \implies \text{Se toma el menor} \end{array} \right.$$

$$B2 \leq \left\{ \begin{array}{l} 6 \times 0.23 = 1.38 \text{ m} \\ (2.85 - 0.23) / 2 = 1.31 \text{ m} \implies \text{Se toma el menor} \end{array} \right.$$

Dado que la columna en C1 no hay un muro transversal la carga será de 0 Ton.

Columna C-1: 0 Ton

Columna C-2:  $\frac{9.74 + 0.25 \times 3.82}{2.45} * 1.11 = 4.847 \text{ Ton}$

Columna C-4:  $\frac{13.41+0.25*2.96}{2.85} * 1.31 = 6.502 \text{ Ton}$

Tabla 55. Cargas indirectas de los muros en "X"

Primer piso						
Muro	B1	B2	Pc [C-2]	Pc [C-3]	Pc [C-1]	Pc [C-4]
X1	-	-	-	-	-	-
X2	1.11	-	-	-	4.858	-
X3	1.11	1.11	4.847	-	-	6.502
X4	1.29	1.29	0.000	2.777	6.917	-

Segundo piso						
Muro	B1	B2	Pc [C-2]	Pc [C-3]	Pc [C-1]	Pc [C-4]
X1	-	-	-	-	-	-
X2	1.11	-	-	-	3.000	-
X3	1.11	1.31	2.938	-	-	4.243
X4	1.29	0.78	0.000	1.415	5.155	-

Tercer piso						
Muro	B1	B2	Pc [C-2]	Pc [C-3]	Pc [C-1]	Pc [C-4]
X1	-	-	-	-	-	-
X2	-	-	-	-	-	-
X3	-	1.31	-	-	-	1.928
X4	1.29	-	-	-	3.382	-

Fuente propia

Tabla 56. Cargas directas de los muros en “Y”

<b>Primer piso</b>					
<b>Muro</b>	<b>B1</b>	<b>B2</b>	<b>Pc</b>	<b>Pc [C-1]</b>	<b>Pc [C-2]</b>
Y1	1.00	-	-	7.800	-
Y2	1.38	-	-	9.510	-
Y3	0.78	-	-	3.074	-
Y4	-	-	-	-	-
Y5	0.78	-	-	3.074	-
Y6	1.38	-	-	-	9.510

<b>Segundo piso</b>					
<b>Muro</b>	<b>B1</b>	<b>B2</b>	<b>Pc</b>	<b>Pc [C-1]</b>	<b>Pc [C-2]</b>
Y1	1.00	-	-	4.959	-
Y2	1.38	-	-	6.099	-
Y3	0.78	-	-	2.256	-
Y4	-	-	-	-	-
Y5	0.78	-	-	2.256	-
Y6	1.38	-	-	-	6.099

<b>Tercer piso</b>					
<b>Muro</b>	<b>B1</b>	<b>B2</b>	<b>Pc</b>	<b>Pc [C-1]</b>	<b>Pc [C-2]</b>
Y1	-	-	-	-	-
Y2	-	-	-	-	-
Y3	0.78	-	-	1.437	-
Y4	-	-	-	-	-
Y5	-	-	-	-	-
Y6	1.38	-	-	-	1.974

Fuente propia

- **Calculo de cargas gravitacionales:**

Es la suma de la carga directa y la carga indirecta en cada muro. En este caso para el muro X3 tenemos:

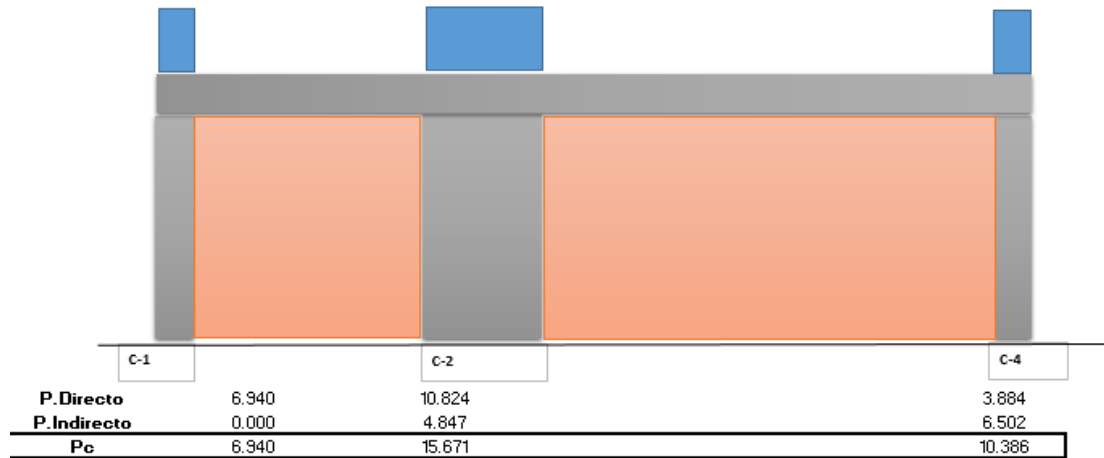


Figura 62. Cargas totaltes del muro X3

Fuente Propia

Tabla 57. Cargas gravitacionales en "X"

<b>Primer piso</b>				
<b>Muro</b>	<b>Pc-1</b>	<b>Pc-2</b>	<b>Pc-3</b>	<b>Pc-4</b>
<b>X1</b>	7.036	9.771	8.714	5.979
<b>X2</b>	9.266	-	-	4.408
<b>X3</b>	6.94	15.671	-	10.386
<b>X4</b>	12.239	8.104	11.716	6.157

<b>Segundo piso</b>				
<b>Muro</b>	<b>Pc-1</b>	<b>Pc-2</b>	<b>Pc-3</b>	<b>Pc-4</b>
<b>X1</b>	4.204	5.837	5.205	3.572
<b>X2</b>	5.801	-	-	2.801
<b>X3</b>	4.338	9.704	-	6.670
<b>X4</b>	8.978	5.822	7.836	4.423

<b>Tercer piso</b>				
<b>Muro</b>	<b>Pc-1</b>	<b>Pc-2</b>	<b>Pc-3</b>	<b>Pc-4</b>
<b>X1</b>	-	-	-	-
<b>X2</b>	-	-	-	-
<b>X3</b>	2.196	3.425	1.229	3.156
<b>X4</b>	6.047	4.058	4.475	3.083

Fuente Propia

Tabla 58. Cargas gravitacionales en "Y"

<b>Primer piso</b>		
<b>Muro</b>	<b>Pc-1</b>	<b>Pc-2</b>
<b>Y1</b>	14.444	6.644
<b>Y2</b>	16.167	6.657
<b>Y3</b>	9.584	9.584
<b>Y4</b>	6.684	6.684
<b>Y5</b>	7.880	4.806
<b>Y6</b>	7.333	16.844

<b>Segundo piso</b>		
<b>Muro</b>	<b>Pc-1</b>	<b>Pc-2</b>
<b>Y1</b>	8.899	3.940
<b>Y2</b>	9.997	3.897
<b>Y3</b>	6.972	6.972
<b>Y4</b>	4.692	4.692
<b>Y5</b>	4.704	2.449
<b>Y6</b>	6.161	6.161

Tercer piso		
Muro	Pc-1	Pc-2
Y1	0.000	0.000
Y2	0.000	0.000
Y3	3.276	3.276
Y4	2.700	2.700
Y5	0.000	0.000
Y6	2.870	4.844

Fuente Propia

- **Fuerza axial (F) en las columnas extremas producidas por "M"**

Se tendrá en cuenta que para el primer piso se trabajará como muros agrietados y a partir del segundo y tercer piso se trabajará como muros no agrietados. La fuerza F siempre debe ser positiva en el primer piso.

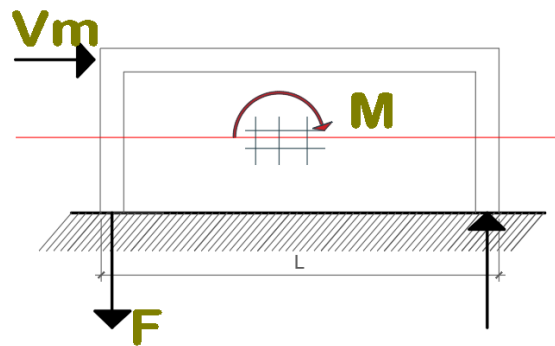


Figura 63. Detalle de fuerzas en muro

Fuente Propia

$$F = \frac{M}{L}; \text{ Para muros Agrietados}$$

$$F = \frac{Mu}{L}; \text{ Para muros No Agrietados}$$

$$M = Mu - \frac{1}{2} * Vm * h$$

Para el muro X-3:

Datos:

- $Mu=63.766 \text{ ton-m}$
- $Vm= 36.502 \text{ ton}$



- h= 2.55 m
- L=3.40 m

Siendo:

$$M = 63.766 - \frac{1}{2} * 36.502 * 2.55 = 17.226 \text{ Ton} - m$$

$$F = \frac{17.226 \text{ Ton} - m}{3.40 \text{ m}} = 5.066 \text{ Ton}$$

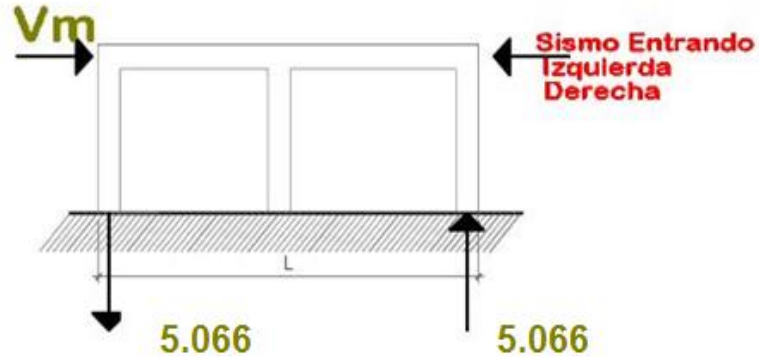


Figura 64. Fuerzas actuantes en muro  
Fuente Propia

Tabla 59. Fuerzas axiales en "X"

Primer piso						
Muro	Mu	Vm	h	M	L	F
X1	256.931	44.663	2.55	199.986	8.65	23.120
X2	51.526	20.439	2.55	25.467	2.30	11.072
X3	63.766	36.502	2.55	17.226	3.40	5.066
X4	115.641	46.912	2.65	55.828	7.70	7.250

Segundo piso						
Muro	Mu	Vm	h	M	L	F
X1	182.274	43.997	2.55	126.178	8.65	21.072
X2	44.298	18.348	2.55	20.904	2.30	19.260
X3	47.393	34.636	2.55	3.232	3.40	13.939
X4	91.661	45.064	2.55	34.204	7.70	11.904

<b>Tercer piso</b>						
<b>Muro</b>	<b>Mu</b>	<b>Vm</b>	<b>h</b>	<b>M</b>	<b>L</b>	<b>F</b>
<b>X1</b>	0.000	0.000	2.55	0.000	8.65	0.000
<b>X2</b>	0.000	0.000	2.55	0.000	2.30	0.000
<b>X3</b>	30.446	32.920	2.55	-11.527	3.40	8.955
<b>X4</b>	66.286	43.217	2.55	11.185	7.70	8.609

Fuente Propia

Tabla 60. Fuerzas axiales en "Y"

<b>Primer piso</b>						
<b>Muro</b>	<b>Mu</b>	<b>Vm</b>	<b>h</b>	<b>M</b>	<b>L</b>	<b>F</b>
<b>Y1</b>	40.004	21.609	2.55	12.452	2.22	5.604
<b>Y2</b>	53.290	25.778	2.55	20.423	2.22	9.191
<b>Y3</b>	52.219	27.316	2.55	17.392	2.50	6.966
<b>Y4</b>	28.633	14.342	2.55	10.347	1.95	5.313
<b>Y5</b>	38.377	16.360	2.55	17.518	2.47	7.090
<b>Y6</b>	61.276	30.744	2.55	22.077	2.62	8.421

<b>Segundo piso</b>						
<b>Muro</b>	<b>Mu</b>	<b>Vm</b>	<b>h</b>	<b>M</b>	<b>L</b>	<b>F</b>
<b>Y1</b>	26.755	23.350	2.55	-3.017	2.22	12.040
<b>Y2</b>	41.659	24.508	2.55	10.412	2.22	18.748
<b>Y3</b>	41.182	26.452	2.55	7.456	2.50	16.494
<b>Y4</b>	19.131	13.425	2.55	2.014	1.95	9.823
<b>Y5</b>	30.921	15.276	2.55	11.444	2.47	12.514
<b>Y6</b>	47.142	29.258	2.55	9.838	2.62	17.982

Tercer piso						
Muro	Mu	Vm	h	M	L	F
Y1	0.000	0.000	0	0.000	0.00	0.000
Y2	0.000	0.000	0	0.000	0.00	0.000
Y3	24.720	26.540	2.55	-9.119	2.50	9.901
Y4	12.889	12.509	2.55	-3.060	1.95	6.618
Y5	0.000	0.000	0	0.000	2.47	0.000
Y6	32.351	27.744	2.55	-3.023	2.62	12.340

Fuente Propia

- **Cálculo de la máxima tracción y compresión**

Se tendrá en cuenta el siguiente cuadro, para las columnas interiores y exteriores.

Tabla 61. Fuerzas internas

TABLA 11 FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	$V_c$ (fuerza cortante)	$T$ (tracción)	$C$ (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
Extrema	$1,5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Fuente propia

### Cálculo para el muro X3

Datos:

- F= 5.066 Ton
- Vm= 36.502 Ton
- h= 2.55 m
- L= 3.40 m
- Pc-1=6.94 Ton
- Pc-2=15.67 Ton
- Pc-4=10.39 Ton

### Máxima Tracción:

$$P_c (C1) = 5.066 - 6.94 = -1.874 \rightarrow 0 \text{ Siendo negativo se asume } 0$$

$$P_c (C2) = \left( 36.502 * \frac{2.55}{3.40} \right) - 15.67 = 11.71 \text{ Ton}$$

$$P_c (C4) = 5.066 - 10.39 = -5.324 \rightarrow 0 \text{ siendo negativo se asume } 0$$

**Máxima Compresión:**

$$P_c (C1) = 5.066 + 6.94 = 12.01 \text{ Ton}$$

$$P_c (C2) = 15.67 - \frac{(36.052 * 2.55)}{2 * 3.40} = 1.98 \text{ Ton}$$

$$P_c (C4) = 5.066 + 10.39 = 15.45 \text{ Ton}$$

Tabla 62. Fuerzas de tracción y compresión en "X"

	Máxima tracción				Máxima compresión			
Piso 1	Columna interior		Columna exterior		Columna interior		Columna exterior	
Muro	Pc [C-2]	Pc [C-3]	Pc [C-1]	Pc [C-4]	Pc [C-2]	Pc [C-3]	Pc [C-1]	Pc [C-4]
X1	3.40	4.45	16.08	17.14	3.19	2.13	30.16	29.10
X2	0.00	0.00	1.81	6.66	0.00	0.00	20.34	15.48
X3	11.71	0.00	0.00	0.00	1.98	0.00	12.01	15.45
X4	7.43	3.82	0.00	0.00	0.34	3.95	19.49	13.41

	Máxima tracción				Máxima compresión			
Piso 2	Columna exterior		Columna interior		Columna exterior		Columna interior	
Muro	Pc [C-2]	Pc [C-3]	Pc [C-1]	Pc [C-4]	Pc [C-2]	Pc [C-3]	Pc [C-1]	Pc [C-4]
X1	7.13	7.76	16.87	17.50	-0.65	-1.28	25.28	24.64
X2	0.00	0.00	13.46	16.46	0.00	0.00	25.06	22.06
X3	16.27	0.00	9.60	7.27	-3.28	0.00	18.28	20.61
X4	9.10	7.09	2.93	7.48	-1.64	0.37	20.88	16.33

Piso 3	Máxima tracción				Máxima compresión			
	Columna exterior		Columna interior		Columna exterior		Columna interior	
Muro	Pc [C-2]	Pc [C-3]	Pc [C-1]	Pc [C-4]	Pc [C-2]	Pc [C-3]	Pc [C-1]	Pc [C-4]
X1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
X3	21.26	0.00	6.76	5.80	-8.92	-11.12	11.15	12.11
X4	10.25	9.84	2.56	5.53	-3.10	-2.68	14.66	11.69

Fuente propia

Tabla 63. Fuerzas de tracción y compresión en "Y"

Muro	Primer piso			
	Máxima tracción		Máxima compresión	
	Pc [C-1]	Pc [C-2]	Pc [C-1]	Pc [C-2]
Y1	0.000	0.000	20.048	12.248
Y2	0.000	2.534	25.358	15.848
Y3	0.000	0.000	16.550	16.550
Y4	0.000	0.000	11.997	11.997
Y5	0.000	2.284	14.970	11.896
Y6	1.088	0.000	15.755	25.265

Muro	Segundo piso			
	Máxima tracción		Máxima compresión	
	Pc [C-1]	Pc [C-2]	Pc [C-1]	Pc [C-2]
Y1	3.141	8.100	20.940	15.981
Y2	8.751	14.851	28.744	22.645
Y3	9.522	9.522	23.466	23.466
Y4	5.131	5.131	14.515	14.515
Y5	7.810	10.065	17.219	14.963

Y6	11.821	11.821	24.143	24.143
----	--------	--------	--------	--------

Tercer piso				
Muro	Máxima tracción		Máxima compresión	
	Pc [C-1]	Pc [C-2]	Pc [C-1]	Pc [C-2]
Y1	0.000	0.000	0.000	0.000
Y2	0.000	0.000	0.000	0.000
Y3	6.624	6.624	13.177	13.177
Y4	3.918	3.918	9.318	9.318
Y5	0.000	0.000	0.000	0.000
Y6	9.471	7.496	15.210	17.184

Fuente propia

#### f) Diseño de los elementos de refuerzo

- **Sección de concreto requerida por corte fricción:**

Se tiene que tener en cuenta lo siguiente:

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

Se diseñará con las cargas del primer entrecimso de cada muro.

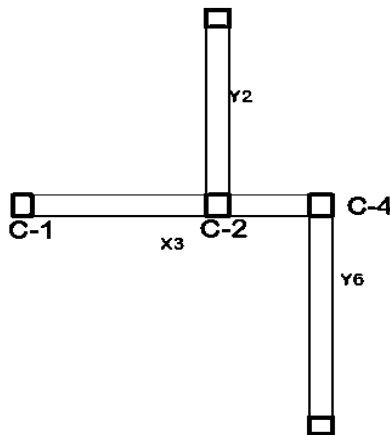


Figura 65. Disposición de columnas en muro X3

Fuente propia

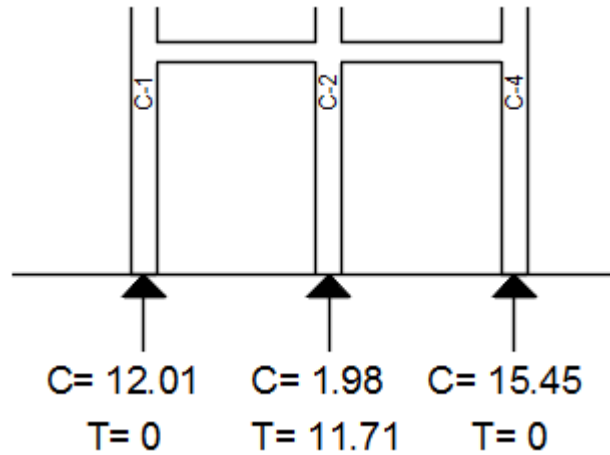


Figura 66. Fuerzas actuantes en muro X3

Fuente propia

**Cálculo de para la columna C1:**

Datos:

- $V_c = 8.736$  Ton
- $t = 23$  cm

Siendo:

$$A_{cf} = \frac{8.736}{0.2 * 0.175 * 0.85} = 293.661 \text{ cm}^2$$

$$d * t \geq 293.661 \text{ cm}^2$$

$$d \geq \frac{293.661 \text{ cm}^2}{23 \text{ cm}} = 12.768 \text{ cm} \equiv 20 \text{ cm}$$

$$d = 20 \text{ cm} \geq 15 \text{ cm}$$

$$\therefore \mathbf{C1 = 20 * 25 \text{ cm} \quad Y \quad Ac = 500}$$

Tabla 64. Sección de concreto de los muros en "X"

Primer piso								
Muro	C1	C2	C3	C4	Ac1	Ac2	Ac3	Ac4
X1	25X25	20X25	20X25	25X25	625	500	500	625
X2	25X25	-	-	25X25	625	-	-	625
X3	20X25	25X25	-	25X25	500	625	-	625
X4	25x20	25x20	25x20	25x20	500	500	500	500

Segundo piso								
Muro	C1	C2	C3	C4	Ac1	Ac2	Ac3	Ac4
X1	25X25	20X25	20X2 5	25X25	625	500	500	625
X2	25X25	-	-	25X25	625	-	-	625
X3	20X25	25X25	-	25X25	500	625	-	625
X4	25x20	25x20	25x20	25x20	500	500	500	500

Tercer piso								
Muro	C1	C2	C3	C4	Ac1	Ac2	Ac3	Ac4
X1	-	-	-	-	-	-	-	-
X2	-	-	-	-	-	-	-	-
X3	20X25	25X25	-	25X25	500	625	-	625
X4	25x20	25x20	25x20	25x20	500	500	500	500

Fuente propia

Tabla 65. Sección de concreto de los muros en "Y"

Primer piso				
Muro	C1	C2	Ac1	Ac2
Y1	25x25	25X20	625	500
Y2	25X25	25X20	625	500
Y3	20X25	20X25	500	500
Y4	15X20	15X20	300	300
Y5	15X20	15X25	300	375
Y6	20X25	25X25	500	625



Segundo piso				
Muro	C1	C2	Ac1	Ac2
Y1	25x25	25X20	625	500
Y2	25X25	25X20	625	500
Y3	20X25	20X25	500	500
Y4	15X20	15X20	300	300
Y5	15X20	15X25	300	375
Y6	20X25	25X25	500	625

Tercer piso				
Muro	C1	C2	Ac1	Ac2
Y1	-	-	-	-
Y2	-	-	-	-
Y3	20X25	20X25	500	500
Y4	15X20	15X20	300	300
Y5	-	-	-	-
Y6	20X25	25X25	500	625

Fuente propia

- **Cálculo del refuerzo vertical – columna y área del núcleo:**

Se da más importancia a las columnas extremas, pues ellas contendrán el deslizamiento de los muros agrietados. Además, solo se diseñará el refuerzo para el primer piso, ya que las barras serán continuas.

Se tiene que tener en cuenta lo siguiente:

$$As = Asf + Ast \geq Asmin$$

$$Asmin \geq \left\{ \frac{0.10 * f'c * Ac}{Fy} \right\} \\ 2 \text{ cm}^2$$

$$Asf = \frac{Vc}{Fy * u * \phi}$$

$$A_{st} = \frac{T}{F_y * \phi}$$

### Detalle para la columna C1 del muro X3

Datos:

- $V_c = 8.736 \text{ Ton}$
- $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 4.2 \text{ Ton/cm}^2$
- $F'_c = 175 \text{ Ton/cm}^2$
- $\mu = 1.0$  (Juntas c/tratamiento)
- $\phi = 0.85$
- $T = 0 \text{ Ton}$

Siendo:

$$A_{sf} = \frac{8.736 \text{ Ton}}{4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} * 0.80 * 0.85} = 3.059 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = \frac{0 \text{ Ton}}{4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2} * 0.85} = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.10 * 175 * 500}{4200} = 2.083 \text{ cm}^2 \\ 2 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow 2.083 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.059 \text{ cm}^2 + 0 = 3.059 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 2.083 \text{ cm}^2$  ¡CUMPLE...!

∴ Usar 2 Barras de 1/2" y 2 barras de 3/8" =  $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$

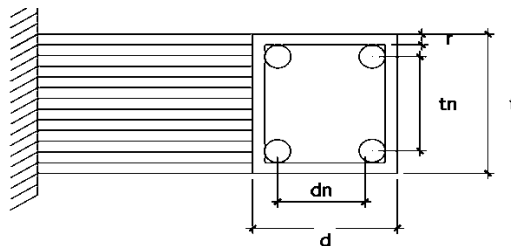


Figura 67. Detalle de columna

Fuente propia

Se tendrá en cuenta:

- $d_n = d - 2r$
- $t_n = t - 2r$

Datos:

- $d = 20 \text{ cm}$
- $t = 25 \text{ cm}$
- $r = 2 \text{ cm}$

Siendo:

- $d_n = 20 - 2 \cdot 2 = 16 \text{ cm}$
- $t_n = 25 - 2 \cdot 2 = 21 \text{ cm}$
- Núcleo =  $16 \cdot 21 = 336 \text{ cm}^2$

Tabla 66. Refuerzo vertical de muros en "X"

<b>Primer piso – Columnas exteriores</b>						
<b>Muro</b>	<b>Usar para C1</b>	<b>Usar para C4</b>	<b>As C1 (cm2)</b>	<b>As C4 (cm2)</b>	<b>A.Núcleo (cm2)</b>	<b>A.Núcleo (cm2)</b>
<b>X1</b>	Usar 2 barras de 3/4" y 2 barras de 5/8"	Usar 2 barras de 3/4" y 2 barras de 5/8"	9.66	9.66	441	441
<b>X2</b>	Usar 4 barras de 1/2"	Usar 4 barras de 1/2"	5.07	5.07	441	441
<b>X3</b>	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"	Usar 4 barras de 1/2"	3.96	5.07	336	441
<b>X4</b>	Usar 4 barras de 1/2"	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"	5.07	3.96	336	336

<b>Primer piso – Columnas interiores</b>						
--	--	--	--	--	--	--

Muro	Usar para C2	Usar para C3	As C2 (cm2)	As C3 (cm2)	A.Núcleo (cm2)	A.Núcleo (cm2)
X1	Usar 4 barras de 1/2"	Usar 4 barras de 1/2"	5.07	5.07	336	336
X2	-	-	-	-	-	-
X3	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 5/8"	-	6.49	-	441	-
X4	Usar 4 barras de 1/2"	Usar 4 barras de 1/2"	5.07	5.07	336	336

Fuente propia

Tabla 67. Refuerzo vertical de muros en "Y"

Primer piso – Columnas exteriores						
Muro	Usar para C1	Usar para C2	As C1 (cm2)	As C2 (cm2)	A.Núcleo (cm2)	A.Núcleo (cm2)
Y1	Usar 4 barras de 1/2"	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"	5.07	3.9 6	441	336
Y2	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 5/8"	Usar 4 barras de 1/2"	6.49	5.0 7	441	336
Y3	Usar 4 barras de 1/2"	Usar 4 barras de 1/2"	5.07	5.07	336	336
Y4	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"	3.96	3.96	176	176
Y5	Usar 4 barras de 1/2"	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"	5.07	3.96	231	231

Y6	Usar 4 barras de 1/2"	Usar 4 barras de 1/2"	5.07	5.07	336	441
----	-----------------------	-----------------------	------	------	-----	-----

Fuente propia

- **Verificación de sección de concreto por compresión:**

Se tendrá en cuenta:

$$A_{nr} = A_s + \frac{\frac{C}{\phi} - A_s * F_y}{0.85 * \delta * f'_c}$$

$$A_n \geq A_{nr}$$

**Detalle para la columna C1:**

Datos:

- $F_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2$
- $\phi = 0.7$  Para Estribos Cerrados
- $\delta = 0.8$  Para Columna sin muro transversal
- $\delta = 1.0$  Para Columna con muro transversal
- $f'_c = 0.175 \text{ Ton/cm}^2$
- $A_s = 3.96 \text{ cm}^2$
- $C = 12.01 \text{ Ton}$
- $A_n = 336 \text{ cm}^2$

Siendo:

$$A_{nr} = 3.96 + \frac{\frac{12.01}{0.7} - 3.96 * 4.2}{0.85 * 0.8 * 0.175} = 8.376 \text{ cm}^2$$

$336 \text{ cm}^2 \geq 15.144 \text{ cm}^2 \dots \mathbf{\checkmark}$  ¡CUMPLE...!

Es importante mencionar que el área de núcleo requerido ( $A_{nr}$ ) debe ser siempre positivo para columnas exteriores. En el caso de las interiores hay la posibilidad que se obtengan valores negativos, lo cual querrá decir que dichas columnas no trabajarán bajo compresión.

Tabla 68. Verificación de sección de concreto de muros en "X"

Muro	Anr - C1 (cm2)	Anr - C4 (cm2)	A.Núcleo o 1 (cm2)	A.Núcleo 4 (cm2)	Condición 1	Condición 2
X1	30.769	18.076	441.0	441.0	OK	OK
X2	57.324	12.074	441.0	441.0	OK	OK
X3	8.376	10.401	336.0	441.0	OK	OK
X4	49.174	25.197	336.0	336.0	OK	OK

Muro	Anr - C2 (cm2)	Anr - C3 (cm2)	A.Núcleo o 2 (cm2)	A.Núcleo 3 (cm2)	Condición 1	Condición 2
X1	-135.504	-148.197	336.0	336.0	OK	OK
X2	-	-	-	-	-	-
X3	-157.779	-	441.0	-	OK	-
X4	-169.730	-100.088	336.0	336.0	OK	OK

Fuente propia

Tabla 69. Verificación de sección de concreto de muros en "Y"

Muro	Anr - C1 (cm2)	Anr - C2 (cm2)	A.Núcleo 1 (cm2)	A.Núcleo 2 (cm2)	Condición 1	Condición 2
Y1	54.531	11.275	441	144	OK	OK
Y2	66.718	16.478	441	144	OK	OK
Y3	20.936	24.904	336	144	OK	OK
Y4	8.269	8.269	176	144	OK	OK
Y5	5.766	7.046	231	189	OK	OK
Y6	15.359	104.637	336	189	OK	OK

- **Determinación de los estribos de confinamiento vertical:**

Se debe tener en cuenta lo siguiente:

$$S1 = \frac{A_v * F_y}{0.3 * t_n * f'c * \left(\frac{A_c}{A_n} - 1\right)}$$

$$S2 = \frac{A_v * F_y}{0.12 * t_n * f'_c}$$

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

$$S4 = 10\text{cm}$$

$$L_o \geq 45\text{cm o } 1.5 d$$

### Detalle para la columna C1 del muro X3:

Datos:

- $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $t_n = 21 \text{ cm}$
- $F'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- $d = 20 \text{ cm}$
- $A_c = 500 \text{ cm}^2$
- $A_n = 336 \text{ cm}^2$
- $A_v = 2 * 0.32 = 0.64$

Siendo:

$$S1 = \frac{0.64 * 4200}{0.3 * 21 * 175 * \left(\frac{500}{336} - 1\right)} = 4.995 \cong 5 \text{ cm}$$

$$S2 = \frac{0.64 * 4200}{0.12 * 21 * 175} = 6.095 \cong 6 \text{ cm}$$

$$S3 = \frac{20}{4} \geq 5\text{cm}$$

$S4 = 10\text{cm} \dots$  Se escoge el menor

$L_o \geq 45\text{cm o } 1.5 * 20 = 45 \text{ cm}$

**Smáx = 5 cm**

**Sin embargo, se tomará una separación más estándar**

Distribución:

Nº Estribos =  $(45-5) / 10 = 4$  estribos

**∴ Estribo 1/4" 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; 4 @ 0.15, Resto @ 0.25**

Tabla 70. Estribos en los muros en "X"

<b>Primer piso – Columna C1</b>		
<b>Muro</b>	<b>Barra</b>	<b>Distribución</b>
<b>X1</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>X2</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>X3</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>X4</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25

Tabla 71. Estribos en los muros en "X"

<b>Primer piso – Columna C2</b>		
<b>Muro</b>	<b>N° Estribos</b>	<b>Distribución</b>
<b>X1</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>X2</b>	-	-
<b>X3</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>X4</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25

Tabla 72. Estribos en los muros en "X"

<b>Primer piso – Columna C3</b>		
<b>Muro</b>	<b>N° Estribos</b>	<b>Distribución</b>
<b>X1</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>X2</b>	-	-
<b>X3</b>	-	-
<b>X4</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25



Tabla 73. Estribos en los muros en "X"

<b>Primer piso – Columna C4</b>		
<b>Muro</b>	<b>N° Estribos</b>	<b>Distribución</b>
<b>X1</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>X2</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>X3</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>X4</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25

Tabla 74. Estribos en los muros en "Y"

<b>Primer piso – Columna C1</b>		
<b>Muro</b>	<b>N° Estribos</b>	<b>Distribución</b>
<b>Y1</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y2</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y3</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y4</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y5</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y6</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25

Tabla 75. Estribos en los muros en "Y"

<b>Primer piso – Columna C2</b>		
<b>MURO</b>	<b>N° Estribos</b>	<b>Distribución</b>
<b>Y1</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y2</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y3</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y4</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y5</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y6</b>	1/4"	1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25

Fuente propia

- **Diseño de las vigas soleras correspondiente al primer nivel:**

Se tendrá en cuenta las siguientes formulas:

$$Ts = Vm1 * \frac{Lm}{2L}$$

$$As = \frac{Ts}{\phi * Fy} \geq \frac{0.1 * f'c * Acs}{Fy}$$

### Detalle para el muro X3

Datos:

- $\phi = 0.9$
- $L = 3.4 \text{ m}$
- $Lm \geq 2.17 \text{ m}$ , longitud de paño mayor
- $Acs = b * h$
- $Fy = 4.2 \text{ Ton/cm}^2$
- $F'c = 0.175 \text{ Ton/cm}^2$
- $Vm1 = 36.052 \text{ Ton}$

Siendo:

$$Ts = 36.052 \text{ Ton} * \frac{2.17 \text{ m}}{2 * 3.40 \text{ m}} = 11.649 \text{ Ton}$$

$$As = \frac{11.649 \text{ Ton}}{0.9 * 4.2 \frac{\text{Ton}}{\text{cm}^2}} = 3.082 \text{ cm}^2 \geq \frac{0.1 * 0.175 * 23 * 30}{4.2} = 2.875 \text{ cm}^2$$

$$As = 3.128 \geq 2.875 \text{ ¡CUMPLE...!}$$

∴ **Usar 4 barras de 1/2 " y estribo de 6mm a 1 @ 0.05; 4@ 0.10; Resto @ 0.25**

Tabla 76. Diseño de vigas soleras de muros en "X"

MURO	As final	Acero para Viga	ESTRIBO MINIMO
X1	5.9078	Usar 4 barras de 5/8 "	Estribo 6mm 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
X2	2.8750	Usar 4 barras de 3/8 "	Estribo 6mm 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25

<b>X3</b>	3.082	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 6mm 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>X4</b>	3.5217	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 6mm 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25

Tabla 77. Diseño de vigas soleras de muros en "Y"

<b>MURO</b>	<b>As final</b>	<b>Acero para Viga</b>	<b>ESTRIBO MINIMO</b>
<b>Y1</b>	2.88	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 6mm 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y2</b>	3.06	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 6mm 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y3</b>	3.41	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 6mm 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y4</b>	1.90	Usar 4 barras de 3/8 "	Estribo 6mm 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y5</b>	2.04	Usar 4 barras de 3/8 "	Estribo 6mm 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y6</b>	3.71	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 6mm 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25

- **Diseño de los pisos superiores no agrietados**

Se tendrá en cuenta lo siguiente:

$$A_s = \frac{T}{\phi * F_y} \geq \frac{0.1 * F'_c * A_c}{F_y}$$

$$T = F - P > 0$$

$$F = \frac{M_u}{L}$$

**Detalle de la columna C1 del muro X3 del segundo piso:**

Datos:

- $\phi = 0.9$

- $F_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2$
- $F'_c = 0.175 \text{ Ton/cm}^2$
- $\phi = 0.85$
- Espesor = 13 cm
- Espesor = 23 cm
- $V_c = 8.29 \text{ Ton}$
- $F = 13.939$
- $P_c = 8.835 \text{ Ton}$

Siendo:

$$A_{cf} = \frac{8.29}{0.2 * 0.85 * 0.175} = 278.644 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{278.644}{23} = 12.115 \text{ cm}$$

$$T = 13.939 \text{ Ton} - 9.601 \text{ Ton} = 4.338 \text{ Ton} > 0$$

$$A_s = \frac{4.338}{0.9 * 4.2} = 1.148 \text{ cm}^2 \geq \frac{0.1 * 0.175 * 283.064}{4.2} = 1.179 \text{ cm}^2$$

**Usar 4 barras de 1/2"**

Tabla 78. Diseño de muros en pisos superiores en "X"

Segundo piso – C2 y C3				
Muro	As [C2]	Distribución de acero [C2]	As [C3]	Distribución de acero [C-3]
X1	3.688	Usar 4 barras de 1/2"	3.52	Usar 4 barras de 1/2"
X2	-	-	-	-
X3	0.774	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 5/8"	-	-
X4	0.741	Usar 4 barras de 1/2"	1.274	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"

<b>Segundo piso - C1 y C4</b>				
<b>Muro</b>	<b>As [C1]</b>	<b>Distribución de acero [C1]</b>	<b>As [C4]</b>	<b>Distribución de acero [C-4]</b>
<b>X1</b>	1.112	Usar 2 barras de 3/4" y 2 barras de 5/8"	0.945	Usar 2 barras de 3/4" y 2 barras de 5/8"
<b>X2</b>	1.535	Usar 4 barras de 1/2"	0.741	Usar 4 barras de 1/2"
<b>X3</b>	1.148	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"	1.765	Usar 4 barras de 1/2"
<b>X4</b>	2.375	Usar 4 barras de 1/2"	1.17	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"

<b>Tercer piso – C2 y C3</b>				
<b>Muro</b>	<b>As [C2]</b>	<b>Distribución de acero [C2]</b>	<b>As [C3]</b>	<b>Distribución de acero [C-3]</b>
<b>X1</b>	0.000	-	0.000	-
<b>X2</b>	0.000	-	0.000	-
<b>X3</b>	1.092	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 5/8"	-	-
<b>X4</b>	1.211	Usar 4 barras de 1/2"	1.211	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"

<b>Tercer piso - C1 y C4</b>				
<b>Muro</b>	<b>As [C1]</b>	<b>Distribución de acero [C1]</b>	<b>As [C4]</b>	<b>Distribución de acero [C-4]</b>
<b>X1</b>	0.000	-	0.000	-
<b>X2</b>	0.000	-	0.000	-
<b>X3</b>	0.581	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"	0.835	Usar 4 barras de 1/2"
<b>X4</b>	1.600	Usar 4 barras de 1/2"	0.816	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"

Fuente propia

Tabla 79. Diseño de muros en pisos superiores en “Y”

<b>Segundo piso - C1</b>		
<b>Muro</b>	<b>As [C-1]</b>	<b>Distribución de acero [C1]</b>
<b>Y1</b>	1.354	Usar 4 barras de 1/2"
<b>Y2</b>	1.354	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 5/8"
<b>Y3</b>	1.083	Usar 4 barras de 1/2"
<b>Y4</b>	1.083	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"
<b>Y5</b>	1.354	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"
<b>Y6</b>	1.354	Usar 4 barras de 1/2"

<b>Segundo piso – C2</b>		
<b>Muro</b>	<b>As [C-2]</b>	<b>Distribución de acero [C2]</b>
<b>Y1</b>	1.083	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"
<b>Y2</b>	1.083	Usar 4 barras de 1/2"
<b>Y3</b>	1.083	Usar 4 barras de 1/2"
<b>Y4</b>	1.083	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"
<b>Y5</b>	1.354	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"
<b>Y6</b>	1.354	Usar 4 barras de 1/2"

Tercer piso- C1		
Muro	As [C1]	Distribución de acero [C1]
Y1	-	-
Y2	-	-
Y3	1.083	Usar 4 barras de 1/2"
Y4	1.083	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"
Y5	-	-
Y6	1.354	Usar 4 barras de 1/2"

Tercer piso- C2		
Muro	As [C2]	Distribución de acero [C2]
Y1	-	-
Y2	-	-
Y3	1.083	Usar 4 barras de 1/2"
Y4	1.083	Usar 2 barras de 1/2" y 2 barras de 3/8"
Y5	-	-
Y6	1.354	Usar 4 barras de 1/2"

Fuente propia

- **Diseño de las vigas soleras correspondiente al 2do y 3er nivel**

Se tendrá en cuenta lo siguiente:

### Tracción Pura

$$T_s = V_u * \frac{L_m}{2L}$$

### Acero Mínimo

$$A_s = \frac{T_s}{\phi * F_y} \geq \frac{0.1 * f'c * A_{cs}}{F_y}$$

#### Detalle del muro X3 del segundo piso:

Datos:

- $\phi = 0.9$
- $L = 3.40 \text{ m}$
- $L_m = 2.17 \text{ m}$
- $A_{cs} =$  Area de la secci3n transversal de la solera
- $F_y = 4.2 \text{ Ton/cm}^2$
- $V_u = 24.837 \text{ Ton}$

Siendo:

$$T_s = 24.837 * \frac{2.17}{2 * 3.40} = 7.926 \text{ Ton}$$

$$A_s = \frac{7.926}{0.9 * 4.2} = 2.097 \geq \frac{0.1 * 0.175 * 23 * 30}{4.2} = 2.875 \text{ cm}^4$$

$A_s = 2.875 \text{ cm}^4$

**Usar 4 barras de 1/2 "**

**∴ Estribo 1/4" 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25**

Tabla 80. Diseno de vigas soleras en pisos superiores en "X"

Segundo piso				
Muro	Ts (Ton)	As final (cm2)	Distribuci3n de acero	Estribo mínimo
X1	9.219	2.439	Usar 4 barras de 3/8 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25
X2	6.719	1.778	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4 @ 0.10 ; Resto @ 0.25



<b>X3</b>	7.926	2.097	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>X4</b>	12.788	3.383	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25

<b>Tercer piso</b>				
<b>Muro</b>	<b>Ts (Ton)</b>	<b>As final (cm2)</b>	<b>Distribución de acero</b>	<b>Estribo mínimo</b>
<b>X1</b>	-	-	-	-
<b>X2</b>	-	-	-	-
<b>X3</b>	7.926	2.8750	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>X4</b>	12.788	3.3830	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25

Fuente propia

Tabla 81. Diseño de vigas soleras en pisos superiores en "Y"

<b>Segundo piso</b>			
<b>Muro</b>	<b>Ts (Ton)</b>	<b>As final (cm2)</b>	<b>Distribución de acero</b>
<b>Y1</b>	4.649	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y2</b>	9.345	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y3</b>	6.688	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y4</b>	6.713	Usar 4 barras de 3/8 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y5</b>	7.214	Usar 4 barras de 3/8 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
<b>Y6</b>	12.209	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25

Tercer piso			
Mur o	Ts (Ton)	As final (cm2)	Distribución de acero
Y1	-	-	-
Y2	-	-	-
Y3	8.192	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
Y4	6.254	Usar 4 barras de 3/8 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25
Y5	-	-	-
Y6	10.356	Usar 4 barras de 1/2 "	Estribo 1/4" 1 @ 0.05 ; 4@ 0.10 ; Resto @ 0.25

Fuente propia

#### 4.1.3.13 Cimiento corrido

Para el diseño de los cimientos corridos se utilizó el programa SAFE con el fin de modelarlos y verificar que la presión que ejercían en el suelo no supere la capacidad admisible de este. Se consideró que la longitud de los cimientos sea a lo largo del eje de cada muro hasta tener contacto con otro cimiento.

Por tema de diseño el cimiento corrido del muro X2 y X3 será considerado como uno solo, pareciéndose a una zapata combinada.

#### Detalle del cimiento corrido del muro X2 - X3

Datos:

$$L_{inicial} = 9.75 \text{ m}$$

$$q_{adm}(\text{dato de EMS}) = 1.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{m\acute{a}x} = 1.33 q_{adm} = 1.33 \times 1.22 = 1.6226 \text{ kg/cm}^2 = 16.226 \text{ ton/m}^2$$

El valor  $q_{m\acute{a}x}$  se obtiene al multiplicar  $q_{adm}$  por un factor de amplificación de 1.33 ya que se considerará el sismo.

Se colocará un peralte de cemento de 0.80 m con un ancho de 0.80 m, además de un sobrecimiento de 0.50 m y un ancho de 25 cm (espesor de muro). Tanto el cemento como el sobrecimiento tendrán una resistencia de  $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$ .

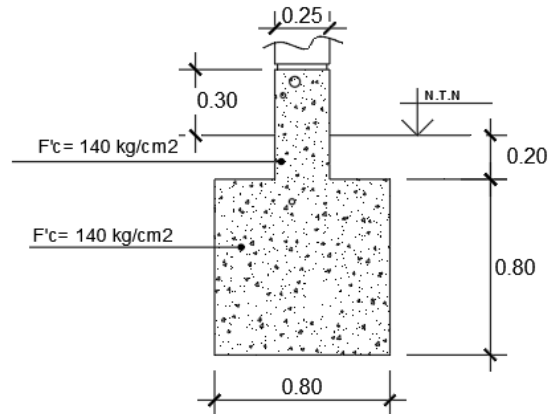


Figura 68. Detalle de cimiento corrido

Fuente propia

Se le agregó volados en ambos extremos del muro los cuales deben ser menores que la mitad del peralte de cimiento corrido.

$$\text{Volado} = 0.15\text{m} < h/2 \Rightarrow 0.15\text{m} < 0.8/2 = 0.4\text{m} \quad \text{OK!}$$

No se considerará el aporte de los muros transversales Y1, Y2 e Y6, haciendo que el cálculo sea de forma simplificada.

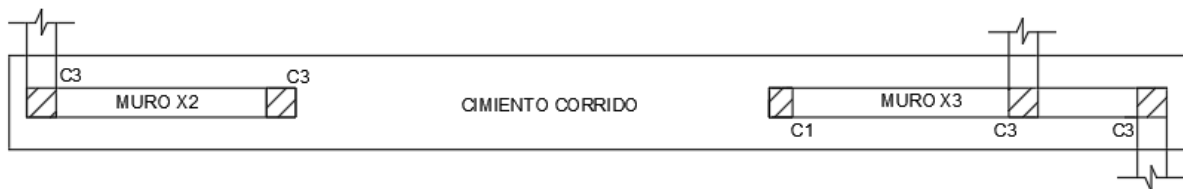


Figura 69. Vista en planta del cimiento corrido

Fuente propia

En caso que la presión en el suelo del muro X3 sea mayor que  $16.226 \text{ ton/m}^2$  se considerará el aporte de los muros transversales.

La longitud total del cimiento corrido será:

$$L_{inicial} + 2 \times Volado$$

$$L = 9.75 \text{ m} + 2 \times 0.15 \text{ m} \Rightarrow L = 10.05 \text{ m}$$

### Datos de los muros

#### 1) Muro X2:

$$PD + \%PL = 17.633 \text{ ton}$$

$$P_{sismo} = 2.588 \text{ ton}$$

$$P_{total} = 20.222 \text{ ton}$$

$$M = 17.175 \text{ ton} - m$$

#### 2) Muro X3:

$$PD + \%PL = 21.6475 \text{ ton}$$

$$P_{sismo} = 5.829 \text{ ton}$$

$$P_{total} = 27.477 \text{ ton}$$

$$M = 21.255 \text{ ton} - m$$

### Diseño en SAFE

- Se dibujó el cimiento corrido con las dimensiones propuestas anteriormente, además, se colocó dos puntos que representan el lugar exacto donde actuarán las fuerzas de los muros.

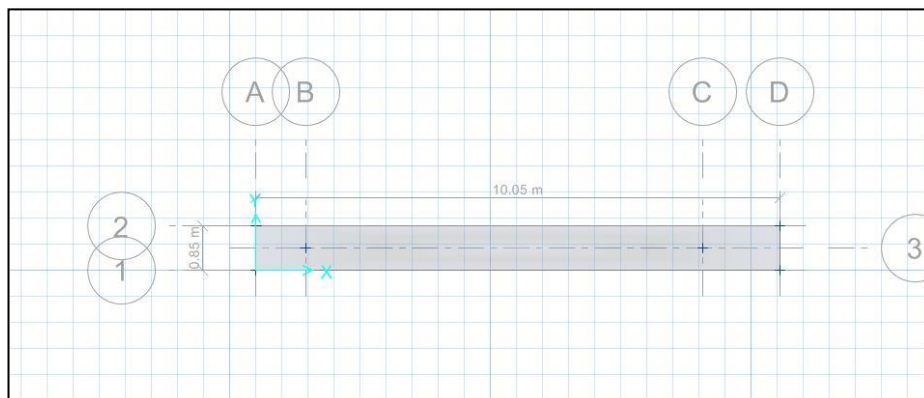


Figura 70. Vista en planta del cimiento corrido en SAFE

Fuente propia

- Para introducir el esfuerzo del suelo, el programa SAFE requiere el coeficiente de balasto o de Winkler (kg/cm<sup>3</sup>), el cual depende directamente del esfuerzo admisible que proporciona el terreno. Debido a que nuestro suelo tiene un esfuerzo admisible de 1.61 kg/cm<sup>2</sup>, se tuvo que interpolar los valores del coeficiente balasto, resultando ser 3.325 kg/cm<sup>3</sup>.

Tabla 82. Coeficiente de Winkler

Modulo de Reaccion del Suelo Datos para SAFE					
Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )	Esf Adm (Kg/Cm <sup>2</sup> )	Winkler (Kg/Cm <sup>3</sup> )
0.25	0.65	1.55	3.19	2.85	5.70
0.30	0.78	1.60	3.28	2.90	5.80
0.35	0.91	1.65	3.37	2.95	5.90
0.40	1.04	1.70	3.46	3.00	6.00
0.45	1.17	1.75	3.55	3.05	6.10
0.50	1.30	1.80	3.64	3.10	6.20
0.55	1.39	1.85	3.73	3.15	6.30
0.60	1.48	1.90	3.82	3.20	6.40
0.65	1.57	1.95	3.91	3.25	6.50
0.70	1.66	2.00	4.00	3.30	6.60
0.75	1.75	2.05	4.10	3.35	6.70
0.80	1.84	2.10	4.20	3.40	6.80
0.85	1.93	2.15	4.30	3.45	6.90
0.90	2.02	2.20	4.40	3.50	7.00
0.95	2.11	2.25	4.50	3.55	7.10
1.00	2.20	2.30	4.60	3.60	7.20
1.05	2.29	2.35	4.70	3.65	7.30
1.10	2.38	2.40	4.80	3.70	7.40
1.15	2.47	2.45	4.90	3.75	7.50
1.20	2.56	2.50	5.00	3.80	7.60
1.25	2.65	2.55	5.10	3.85	7.70
1.30	2.74	2.60	5.20	3.90	7.80
1.35	2.83	2.65	5.30	3.95	7.90
1.40	2.92	2.70	5.40	4.00	8.00
1.45	3.01	2.75	5.50		
1.50	3.10	2.80	5.60		

Fuente: (Morrison, 1993)

- En el SAFE se introducirá este coeficiente como propiedad del suelo y se hará que solo trabaje bajo compresión.

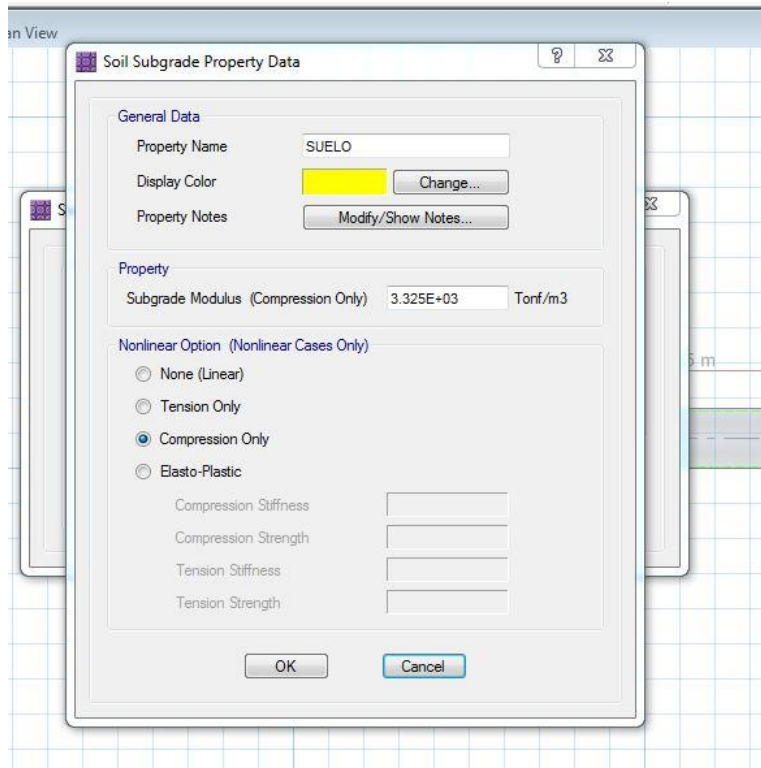


Figura 71. Coeficiente de Winkler en SAFE

Fuente propia

- En los puntos dibujados se colocó el peso total del muro, así como su respectivo momento basal.

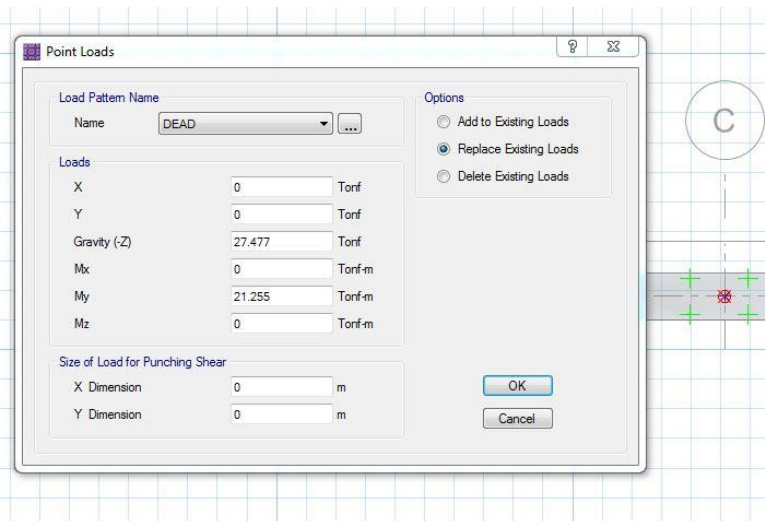


Figura 72. Cargas de gravedad y momentos en cimiento corrido

Fuente propia

- Se colocó como restricciones que el cimiento no pueda desplazarse en el eje X ni Y, y no podrá rotar en el eje Z.

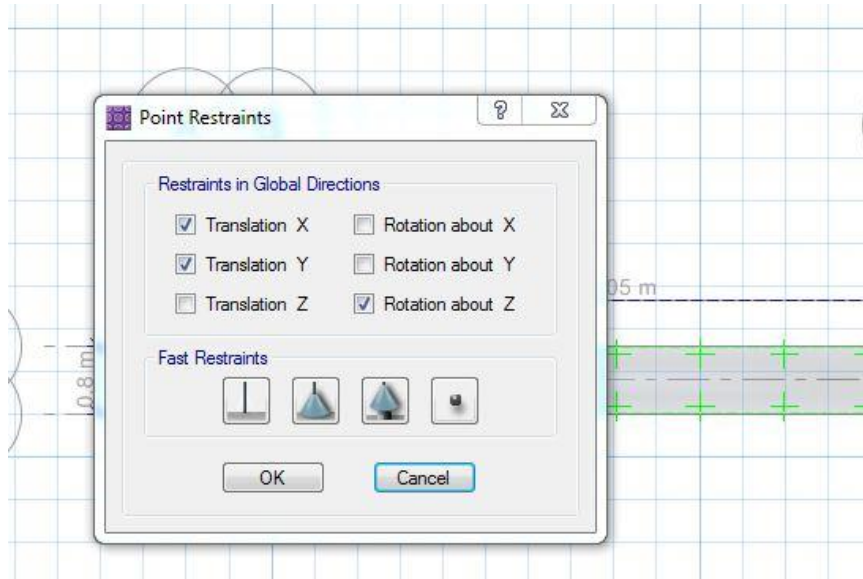


Figura 73. Restricciones en la base

Fuente propia

- Finalmente se verificó que la presión máxima en el suelo no supere la capacidad admisible.

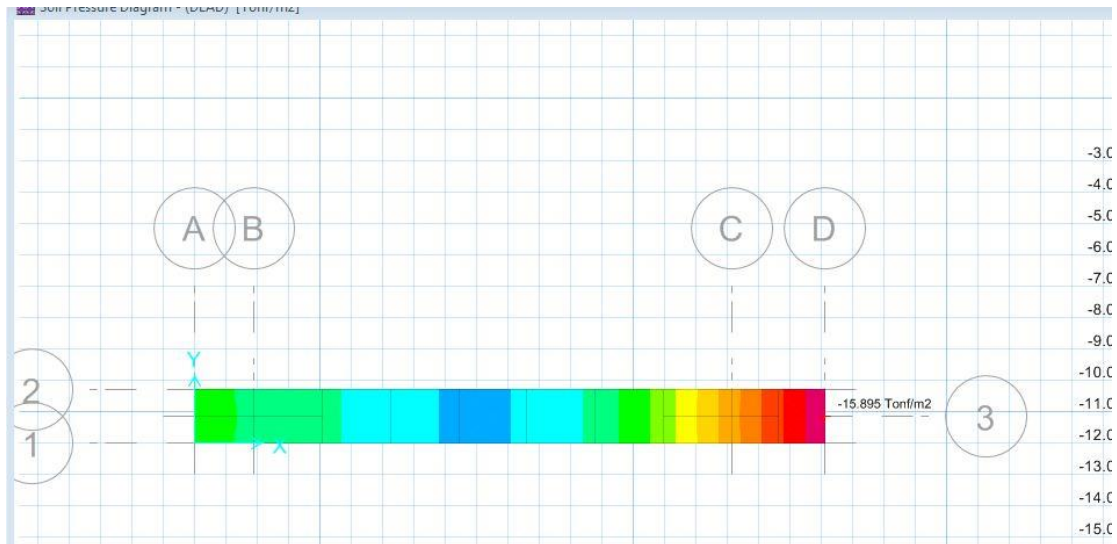


Figura 74. Presiones en la base del cimiento corrido

Fuente propia

Tabla 83. Cimientos corridos de muros en "X"

<b>Datos del cimientos corridos</b>							
<b>Muro</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Volado (m)</b>	<b>Peralte cimiento (m)</b>	<b>Peralte sobrecimiento (m)</b>	<b>Ancho cimiento (m)</b>	<b>Ancho sobrecimiento (m)</b>	<b>Presión q (Ton/m<sup>2</sup>)</b>
<b>X1</b>	8.95	0.30	0.85	0.50	0.85	0.15	15.950
<b>X2- X3</b>	10.05	0.30	0.80	0.50	0.80	0.25	15.406
<b>X4</b>	8.00	0.30	0.80	0.50	0.80	0.15	15.018

Fuente propia

Tabla 84. Cimientos corridos de muros en "Y"

<b>Datos del cimientos corridos</b>							
<b>Muro</b>	<b>Longitud (m)</b>	<b>Volado (m)</b>	<b>Peralte cimiento (m)</b>	<b>Peralte sobrecimiento (m)</b>	<b>Ancho cimiento (m)</b>	<b>Ancho sobrecimiento (m)</b>	<b>Presión q (Ton/m<sup>2</sup>)</b>
<b>Y1</b>	4.45	0.30	0.70	0.50	0.70	0.25	8.068
<b>Y2</b>	4.45	0.30	0.70	0.50	0.70	0.25	7.975
<b>Y3</b>	4.10	0.30	0.70	0.50	0.70	0.25	10.130
<b>Y4</b>	4.10	0.30	0.70	0.50	0.70	0.15	9.346
<b>Y5</b>	4.10	0.30	0.70	0.50	0.70	0.15	8.875
<b>Y6</b>	4.10	0.30	0.70	0.50	0.70	0.25	11.041

Fuente propia

#### 4.1.3.14 Diseño de la escalera

La escalera es un elemento estructural que conecta los diferentes pisos de una edificación y que se diseña como losas armadas en una sola dirección.



## Diseño de plano arquitectónico:

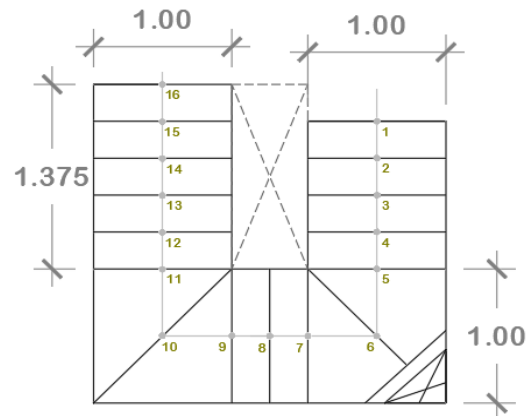


Figura 75. Dimensiones de la escalera

Fuente propia

### Datos:

- Luz libre= 2.375 m
- Desnivel de entrepiso = 2.85 m
- Paso = 0.275 m
- # Pasos = 16

Recomendado para los pasos en viviendas 0.28 m; según el Artículo 29 de la norma A.010.

### Cálculos:

$$\text{Garganta } (t) = \frac{h}{25} = \frac{2.85}{25} = 0.114 \text{ m} \Rightarrow t = 12 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

Donde:

h: altura de entrepiso (m)

t: espesor de la garganta (cm)

$$\text{Contrapaso} = \frac{h}{n^{\circ} \text{pasos}} = \frac{2.85}{16} = 0.178 \text{ m} \Rightarrow cp = 18 \text{ cm}$$

En cada tramo de escalera, los pasos y los contrapasos serán uniformes, debiendo cumplir con la regla de que la suma de 2 contrapasos + 1 paso debe estar entre 0.60 m. y 0.64 m. Además, según el Artículo 29 de la norma A.010, para viviendas el mínimo será de 0.25 m.

**Debe Cumplir:**

<b>0.60 ≤ 2Cp + P ≤ 0.64</b>			
<b>m</b>	<b>2Cp + P =</b>	0.635 m.	<b>OK</b>

**Hallando Peso de la Escalera para los tres tramos:**

-Tramo inclinado (Fórmula del Ing. San Bartolomé)

$$w_{pp} = \gamma \left[ \frac{cp}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]; \gamma = \text{Concreto}$$

$$w_{pp} = 2.40 \left[ \frac{0.18}{2} + \sqrt{1 + \left(\frac{0.18}{0.275}\right)^2} \right] = 0.560 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

**Metrado de cargas**

**+Carga muerta tramo inclinado**

$$\text{Peso propio} = 0.560 \times 1\text{m} = 0.560 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso piso terminado} = 0.1 \times 1\text{m} = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{WD (CARGA MUERTA)} = 0.66 \text{ ton/m}$$

**+Carga viva tramo inclinado**

$$\text{Peso carga viva} = 0.2 \times 1\text{m} = 0.200 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{WV (CARGA VIVA)} = 0.20 \text{ ton/m}$$

**+Cálculo de carga Última**

$$\text{Carga última} \Rightarrow C_u = 1.4C_M + 1.7C_V \Rightarrow 1.264 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

**Para el cálculo de Mu y Vu se utilizó el programa SAP2000**

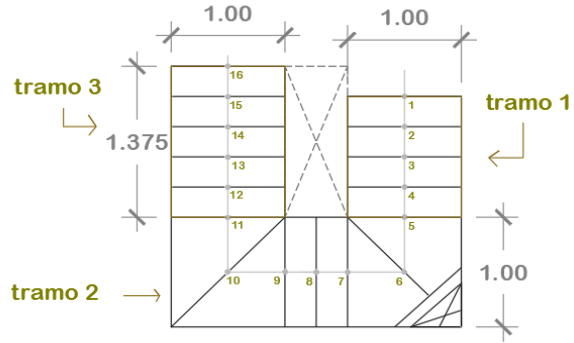


Figura 76. Tramos de la escalera

Fuente propia

**Tramo 1**

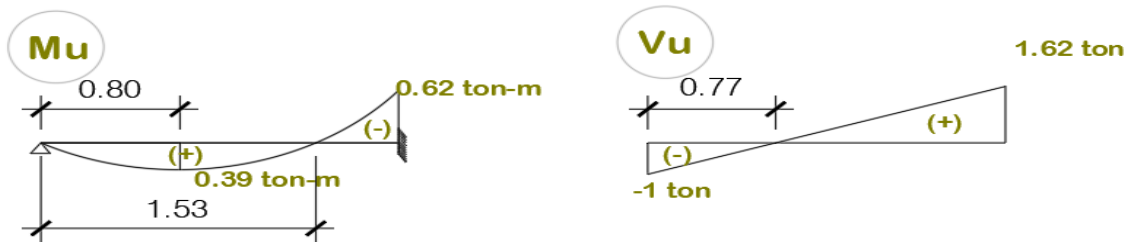


Figura 77. Diagrama de momento y cortante del tramo 1

Fuente propia

**Tramo 2**

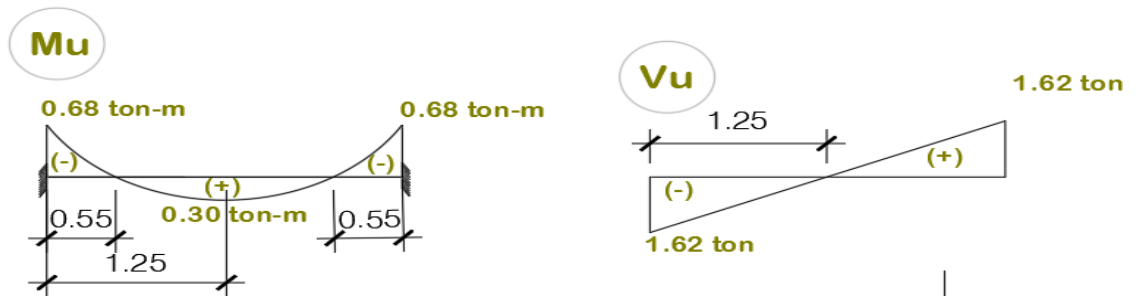


Figura 78. Diagrama de momento y cortante del tramo 2

Fuente propia

### Tramo 3

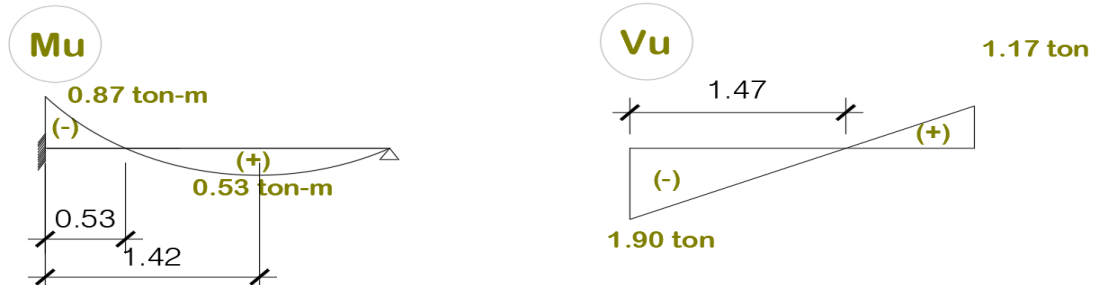


Figura 79. Diagrama de momento y cortante del tramo 3

Fuente propia

Según la norma E.060, Artículo 13, Inciso 13.2 “Contribución del concreto en la resistencia al corte”:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times b \times d \Rightarrow 0.53\sqrt{210} \times 100\text{cm} \times \frac{(12 - 4)}{1000}$$

100cm = base ancho; 12=garganta; 4= recubrimiento

$$V_c = 6.144 \text{ ton}$$

$$\therefore \phi V_c = 5.223 \text{ ton} ; \phi = 0.85$$

Siempre debe cumplirse que:  $V_u \leq \phi V_c$

Según la Norma E.060, Artículo 14, Inciso 14.4.7 “Diseño por fuerza cortante”, cuando el  $V_u$  exceda la resistencia al corte  $\phi V_c$ , deberá proveerse refuerzo.

**Diseño de acero por tramos:**

**Tramo 1**

**1) Diseño por flexión**

$$+M_u = 0.62 \text{ ton-m}$$

Asumimos

$$a = \frac{d}{5} = \frac{8}{5} = 1.6 \text{ cm} \rightarrow A_s \frac{0.62 \times 10^5}{0.9 \times 4200(8 - 0.8)} \Rightarrow A_s = 2.28 \text{ cm}^2 ; 8 = d$$

Verificamos  $a \rightarrow a = \frac{2.28 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 100} = 0.53$

Con  $a = 0.53$  cm

$A_s = 2.12 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.50 \text{ cm}$  **OK!**

Según la norma E.060, Artículo 11.5.2, el área mínima de refuerzo de secciones rectangulares, podrá calcularse con:

$$A_{s_{\min}} = \{ [ 0,7 ( f'c)^{1/2} ] / f_y \} (b d)$$

$$A_{s_{\min}} = 0.7 \sqrt{f'c} \times b \times d \Rightarrow A_{s_{\min}} = 1.93 \text{ cm}^2 < A_s \text{ OK!}$$

$$\therefore 4\emptyset 3/8'' \rightarrow A_s = 2.85 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

**+Mu<sup>+</sup> = 0.39 ton-m**

Con  $a = 1.6$  cm  $\rightarrow A_s = 1.43 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.337$  cm

Con  $a = 0.337$  cm  $\rightarrow A_s = 1.32 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.31$  cm **OK!**

Se usa  $A_{s_{\min}} = 1.93 \text{ cm}^2$

$$\therefore 4\emptyset 3/8'' \rightarrow A_s = 2.85 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

## 2) Diseño por corte

$V_u = 1.62$  ton y  $\emptyset V_c = 5.223 \rightarrow V_u \leq \emptyset V_c$  **OK!**

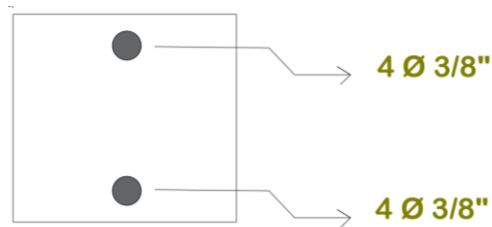


Figura 80. Refuerzo de acero en tramo 1

Fuente propia

## Tramo 2

### 1) Diseño por flexión

$$+Mu = 0.68 \text{ ton-m}$$

$$\text{Con } a = 1.6 \text{ cm} \rightarrow As = 2.50 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.588 \text{ cm}$$

$$\text{Con } a = 0.588 \text{ cm} \rightarrow As = 2.33 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.55 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

$$\therefore 4\varnothing 3/8'' \rightarrow As = 2.85 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$+Mu = 0.30 \text{ ton-m} \text{ (Ya que es menor que el del tramo 1 saldrá } As_{\min})$$

$$\therefore 4\varnothing 3/8'' \rightarrow As = 2.85 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

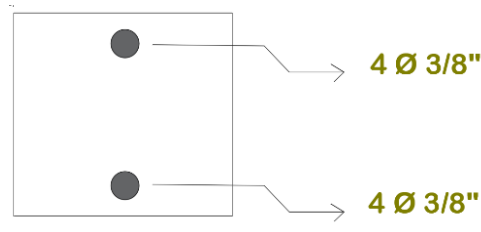


Figura 81. Refuerzo de acero en tramo 2

Fuente propia

### 2) Diseño por corte

$$Vu = 1.62 \text{ ton} \leq \varnothing Vc = 5.223 \quad \text{OK!}$$

## Tramo 3

### 1) Diseño por flexión

$$+Mu = 0.87 \text{ ton-m}$$

$$\text{Con } a = 1.6 \text{ cm} \rightarrow As = 3.02 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.75 \text{ cm}$$

$$\text{Con } a = 0.75 \text{ cm} \rightarrow As = 3.02 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.71 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

$\therefore 4\text{Ø}1/2'' \rightarrow A_s = 5.07 \text{ cm}^2$  **OK!**

**+Mu' = 0.53 ton-m**

Con  $a = 1.6 \text{ cm} \rightarrow A_s = 1.95 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.46 \text{ cm}$

Con  $a = 0.46 \text{ cm} \rightarrow A_s = 1.80 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.42 \text{ cm}$  **OK!**

$\therefore 4\text{Ø}3/8'' \rightarrow A_s = 2.85 \text{ cm}^2$  **OK!**

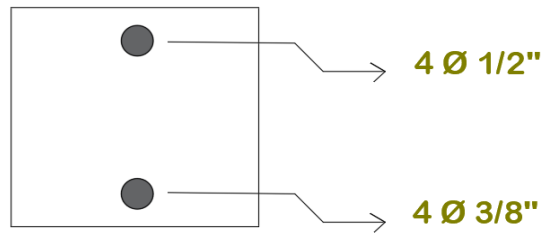


Figura 82. Refuerzo de acero en tramo 3

Fuente propia

## 2) Diseño por corte

$$V_u = 1.90 \text{ ton} \leq \phi V_c = 5.223 \text{ OK!}$$

Además, en cada tramo se colocará acero de 3/8" @ 0.20 m como acero transversal

### 4.1.3.15 Diseño de la losa unidireccional

- Se escoge el paño más desfavorable (entre X1, X2 y viga chata).
- La longitud de la vigueta será de 4.10 m, de eje a eje de vigas.
- Se diseñará como viga T,  $b_1=10\text{cm}$ ,  $b_2=40\text{cm}$ ,  $h=20\text{cm}$ ,  $d=16\text{cm}$

## 1) Metrado de cargas

**-Carga Muerta:**

$$\text{Peso propio} = 0.300 \times 0.40 = 0.12 \frac{\text{ton}}{\text{m}} ; h = 20\text{cm}$$

$$\text{Peso terminado} = 0.100 \times 0.40 = 0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_D = 0.16 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

**-Carga Viva:**

$$S/c \text{ Vivienda} = 0.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 0.4 = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}} = W_L$$

$$W_L = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L = 0.36 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

## 2) Diseño por flexión:

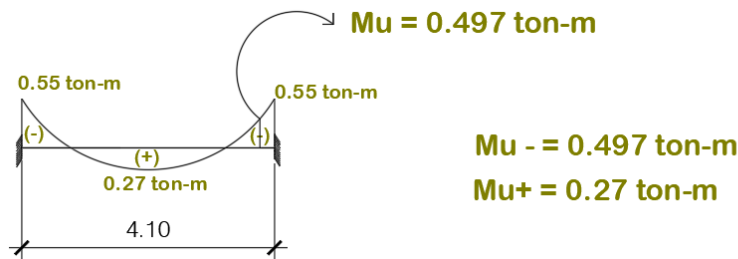


Figura 83. Diagrama de momento de la losa

Fuente propia

$$M^- = 0.497 \text{ ton} - \text{m} \rightarrow b = 10 \text{ cm}$$

$$a = \frac{d}{5} = \frac{16}{5} = 3.2 \text{ cm} \rightarrow A_s = \frac{0.497 \times 10^5}{0.9 \times 4200 (16 - 1.6)} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Verificamos } a \rightarrow a = \frac{0.91 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 10} = 2.15 \text{ cm}$$

$$a = 2.15 \Rightarrow A_s = 0.88 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 2.07 \text{ OK!}$$

**Según el Artículo 10.5.2 de la norma E060:**

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.7 \times \sqrt{f'c} \times b \times d}{f_y} = 0.39 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

$$\therefore 1\phi 1/2" \Rightarrow A_s = 1.27 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$



$$M^+ = 0.27 \text{ ton} - \text{m} \rightarrow b = 40 \text{ cm}$$

$$a = 3.2 \text{ cm} \rightarrow A_s = 0.50 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.29$$

$$a = 0.29 \text{ cm} \rightarrow A_s = 0.45 \text{ cm}^2 \rightarrow a = 0.26 \quad \text{OK!}$$

$$\therefore 1\phi 1/2" \Rightarrow A_s = 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

### 3) Refuerzo por temperatura

Según la norma E.060, Artículo 9.7.2; para barras corrugadas con un  $F_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$  el factor mínimo de área de la armadura a área de la sección total de concreto será 0.0018.

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.0018 \times b \times t \Rightarrow 0.0018 \times 40 \times 5 = 0.36 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Con } \phi 1/4" \rightarrow S = \frac{0.32}{0.36} \times 100 \Rightarrow 88.90 \text{ cm}; \quad \phi 1/4" = 0.32$$

$$S_{\text{max}} = 5t = 5 \times 5 = 25 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Acero } \phi 1/4" @ 25 \text{ cm}$$

### 4) Diseño por cortante

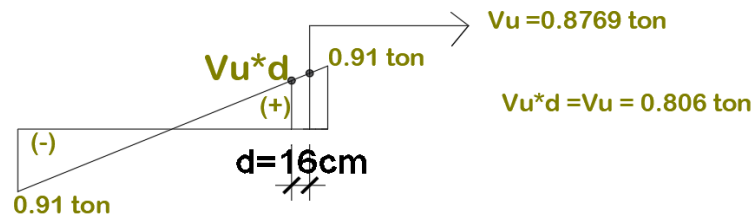


Figura 84. Diagrama de cortante de la losa

Fuente propia

$$V_c < \phi V_c$$

$$V_u < 1.1 \phi V_c$$

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 10 \times \frac{16}{1000} = 1.15 \text{ ton}; \quad b = 10 \text{ cm}; \quad d = 16 \text{ cm}$$

$$V_u < \phi V_c \rightarrow \text{Cumple por cortante}$$

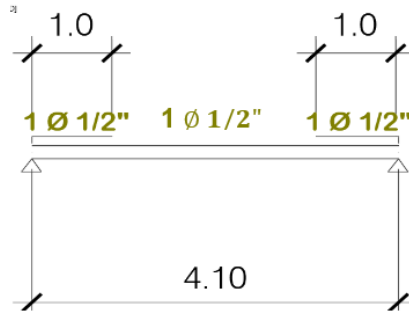


Figura 85. Refuerzo de acero de la losa

Fuente propia

#### 4.1.3.16 Diseño de viga chata

Se diseñó utilizando la norma E060.

**Datos:**

$$b = 20 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 16 \text{ cm} ; T = 4 \text{ cm} ; L = 4 \text{ m}$$

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

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

#### 1. Metrado de Cargas

##### Carga muerta

- $Peso \text{ propio} = 2.4 \times 0.20 \times 0.20 = 0.046 \text{ ton/m} ; b = 0.20 ; h = 0.20$
  - $Tabique = 1.35 (Pandereta) \times 0.15 \times 2.65 = 0.5367 \text{ ton/m}$
  - $Piso \text{ terminado} = 0.10 \times 0.20 = 0.02 \text{ ton/m} ; Peso = 0.10 ; b = 0.20$
- $$W_D = 0.653 \text{ ton/m}$$

##### Carga viva

- $S/C = 0.20 \times 0.20 = 0.04 \text{ ton/m} ; Peso = 0.20 ; b = 0.20$
- $$W_L = 0.04 \text{ ton/m}$$

$$W_U = 1.4W_D + 1.7W_L = 0.9822 \text{ ton/m}$$

Para hallar los diagramas de cortante y momento se modeló una viga empotrada en ambos extremos en SAP2000, con sección y material respectivo. De tal forma se pudo hallar los  $M_u$  y  $V_u$  de diseño.

Se utilizó solo la primera combinación de carga del artículo 9.2 de la norma E.060, ya que no se consideró las fuerzas de sismo.

## 2. Diagramas de momento y cortante

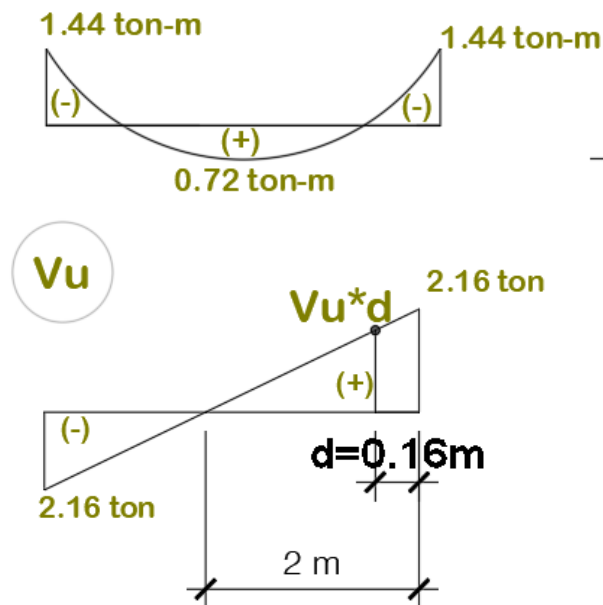


Figura 86. Diagrama de momento y cortante de viga chata

Fuente propia

$$M_u^- = 1.44 \text{ ton} - m$$

$$M_u^+ = 0.72 \text{ ton} - m$$

$$\frac{2.16}{2} = \frac{V_u \cdot d}{1.84} \Rightarrow V_u \cdot d = 1.99 \text{ ton} = \text{Cortante de diseño}$$

### 3. Diseño por flexión

$$\rho_b = B_1 \times 0.85 \times \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{6000}{6000 + f_y} = 0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \times \frac{6000}{10200} = 0.02125$$

$$\rho_{m\acute{a}x} = 0.75\rho_b = 0.0159375$$

$$A_{s_{m\acute{a}x}} = \rho_{m\acute{a}x} \times b \times d = 0.0159375 \times 20 \times 16 = 5.10 \text{ cm}^2$$

$$a_{m\acute{a}x} = \frac{A_{s_{m\acute{a}x}} \cdot f_y}{0.85 \times f'_c \times b} \Rightarrow \frac{5.10 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 20} = 6$$

$$M_{m\acute{a}x} = \phi A_{s_{m\acute{a}x}} \cdot f_y \left( d - \frac{a_{m\acute{a}x}}{2} \right) \Rightarrow 0.9 \times 5.10 \times 4200 \left( 16 - \frac{6}{2} \right) = 2.506 \text{ ton.m}$$

$M_u < M_{m\acute{a}x}$  **OK!**

$$+A_{s_{m\acute{i}n}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d}{f_y} = 0.77 \text{ cm}^2 \text{ (Artículo 10.5.2 e0.60)}$$

**+M<sup>-</sup> = 1.44 ton - m**

$$\rightarrow \text{Asumimos } a = \frac{d}{5} \Rightarrow \frac{16}{5} = 3.2 \text{ cm} \Rightarrow A_s = \frac{1.44 \times 10^5}{0.9 \times 4200(16-1.6)} \Rightarrow 2.645 \text{ cm}^2; \frac{a}{2} = 1.6$$

$$\rightarrow \text{Verificamos } a \Rightarrow a = \frac{2.645 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 20} = 3.11 \text{ cm No cumple}$$

$$\rightarrow \text{Con } a = 3.11 \Rightarrow A_s = 2.64 \text{ cm}^2 \rightsquigarrow a = 3.10 \text{ **OK!**}$$

$$A_s = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$\therefore 2\phi \frac{1}{2} \Rightarrow A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

$$+M^+ = 0.72 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\rightarrow \text{Asumimos } a = d/5 = 3.2 \text{ cm} \Rightarrow A_s = \frac{0.72 \times 10^5}{0.9 \times 4200(16 - 1.6)} = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Verificamos } a \Rightarrow a = \frac{1.32 \times 4200}{0.85 \times 210 \times 20} = 1.56 \text{ NO CUMPLE}$$

$$\rightarrow \text{Con } a = 1.56 \Rightarrow A_s = 1.25 \text{ cm}^2 \sim a = 1.47 \text{ OK!}$$

$$A_s = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$\therefore 2\emptyset 1/2'' = A_s = 2.53 \text{ cm}^2$$

### Según el artículo 21.4.4 de la E0.60

De haber refuerzo continuo a todo lo largo de la viga con

$$A_s > A_{s_{\min}} \text{ y } A_s > 1/4 A_{s_{\max}}$$

$$1/4 A_{s_{\max}} = 1.275 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

Para el área de acero a utilizar se puede considerar un +-5% del acero requerido siendo estas dos barras de 1/2" arriba y abajo.

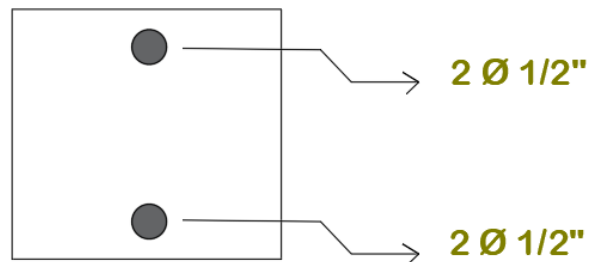


Figura 87. Refuerzo de acero en viga chata

Fuente propia

#### 4. Diseño por cortante:

$$V_u \cdot d = 1.99 \text{ ton} \Rightarrow V_u$$

Se debe cumplir que  $V_u \leq \phi V_c$

Según el artículo 11.3.1.1 de la E0.60  $\rightarrow V_c = 0.53\sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$

$$V_c = \frac{0.53\sqrt{210} \times 20 \times 16}{1000} = 2.458 \text{ ton}$$

$$\therefore \phi V_c = 2.09 \text{ ton} \Rightarrow V_u \leq \phi V_c \quad \text{OK!}$$

#### Se requiere estribos mínimos

Según el artículo 21.4.4.4 de la E0.60 para barras longitudinales de hasta 5/8" se puede usar estribos de 8mm. Sin embargo, se decidió usar estribos de 3/8".

#### Zona de confinamiento

Artículo 21.4.4.4 será igual a  $2d = 32 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$

a)  $d/4$  ó  $15 \text{ cm} \rightarrow 4 \text{ cm} \text{ ó } 15 \text{ cm} \Rightarrow 15 \text{ cm}$

b)  $10 \text{ db confinada} \rightarrow 10 \times 1.27 \left(\phi \frac{1}{8}\right) \Rightarrow 13 \text{ cm}$

c)  $24 \text{ db estribo} \rightarrow 24 \times 0.95 \left(\phi \frac{3}{8}\right) \Rightarrow 22.5 \text{ cm}$

d)  $30 \text{ cm}$

$$S_{\text{máx}} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Se usó } S = 10 \text{ cm}$$

#### Fuera de la zona de confinamiento

Según el Art. 21.4.4.4, será igual a  $S = d/2$

$$S = d/2 = 16/2 = 8 \text{ cm} \sim \text{Se colocará con una separación de } 15 \text{ cm}$$

Según el Art. 21.4.4.4 el primer estribo debe estar a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo  $\rightarrow 5 \text{ cm}$

$$\therefore \text{Estribos: } \phi \frac{3}{8} \text{ " , } 1@0.05\text{m, } 3@0.10\text{m, } \text{resta}@0.15\text{m}$$

#### 4.1.3.17 Diseño de viga dintel

Para el diseño de la viga dintel se usó el mismo procedimiento de la viga chata y se usará la viga más larga, la cual es la que está entre el muro Y1 y X1.

##### Datos

$$L= 1.65 \text{ m}$$

$$b= 15 \text{ cm}$$

$$h= 30 \text{ cm}$$

$$d= 26 \text{ cm}$$

##### Diseño por flexión

###### a) Medrado de cargas

**-Carga muerta (Peso de la viga):**

$$W_D= 2.4*(0.15*0.30) =0.108 \text{ ton/m}$$

**-Carga viva ( $W_L= b*CV$  norma):**

$$W_L= 0.15*0.20=0.03 \text{ ton/m}$$

**-Combinación de carga según norma:**

$$W_U=1.4 W_D+1.7W_L= 0.2022 \text{ ton/m}$$

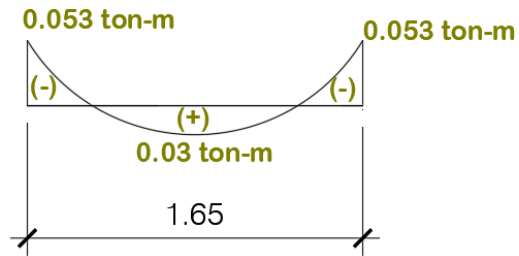
###### b) Calculo del acero mínimo

Según el Art 10.5.2 de la norma E060:

$$A_s \text{ mín.} = (0.7*\sqrt{210*1.5*26}) /4200= 0.94 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ máx.} = \rho \text{ máx} *b * \alpha= 0.0159375*15*26= 6.21 \text{ cm}^2$$

c) Diseño por flexión



$$M_u = 0.053 \text{ ton-m}$$

Figura 88. Diagrama de momento de la viga dintel

Fuente propia

Con  $M_u = 0.053 \text{ ton-m}$

Asumimos  $a = d/4 = 6.5 \text{ cm}$

$$A_s = (0.053 \cdot 10^5) / (0.9 \cdot 4200 \cdot (15 - 3.25)) = 0.12 \text{ cm}^2$$

Verificamos  $a = (0.12 \cdot 4200) / (0.85 \cdot 210 \cdot 15)$

$$a = 0.19 \text{ cm}$$

$$\therefore A_s = 0.09 \text{ cm}^2 \text{ y } a = 0.15 \text{ OK!}$$

Se usará  $A_s$  min., tanto positivo como negativo.

$$A_s = 0.94 \text{ cm}^2$$

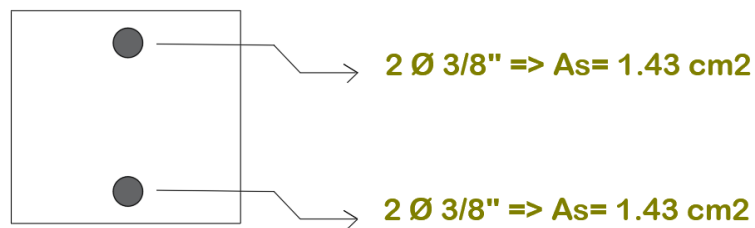


Figura 89. Acero de refuerzo de viga dintel

Fuente propia



#### d) Diseño por cortante

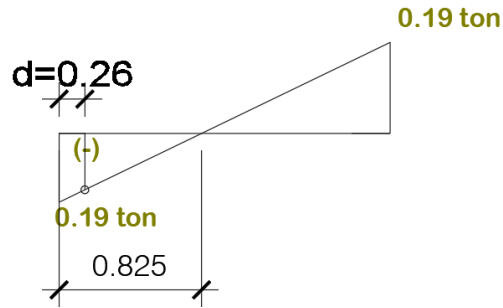


Figura 90. Diagrama de cortante de la viga dintel

Fuente propia

$$\frac{0.19}{0.825} = \frac{Vu d}{0.565}$$

$$Vu d = 0.13 \text{ ton} = Vu$$

Según el artículo 11.3.1.1 de la E060

$$Vc = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$Vc = 3 \text{ ton}$$

$$\therefore \phi Vc = 3 \cdot 0.85 = 2.55 \text{ ton}$$

Si  $Vu = 0.13 \leq \phi Vc = 2.55 \dots$  **OK!**

$\therefore$  Requiere estribos mínimos.

Según el Art.21.4.4.4 de la norma E.060 para barras longitudinales de hasta 3/8 se puede usar estribos de 8mm.

#### **Zona de Confinamiento:**

$$2d = 52 \text{ cm}$$

- $d/4 = 26/4 \text{ ó } 15 \text{ cm} \Rightarrow 15 \text{ cm}$
- $10 \cdot db_{\text{conf.}} = 10 \cdot 0.71(\phi 3/8) \Rightarrow 7 \text{ cm}$
- $24 \cdot db_{\text{estr.}} = 24 \cdot 0.50(8\text{mm}) \Rightarrow 12 \text{ cm}$
- 30 cm

$$\therefore S = 7 \text{ cm} \rightarrow \text{Se usó } S = 10 \text{ cm}$$

**Fuerza de la zona de confinamiento:**

$$S_{\text{máx}} = d/2 = 26/2 = 13 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = 15 \text{ cm}$$

∴ Estribos  $\varnothing$  8mm 1 @0.05m, 5 @0.10m, resto @0.15m

**4.1.4 DISEÑO DE TANQUE ELEVADO Y CISTERNA**

Área total del lote en m <sup>2</sup>	Dotación L/d
Hasta 200	1500
201 a 300	1700
301 a 400	1900
401 a 500	2100
501 a 600	2200
601 a 700	2300
701 a 800	2400
801 a 900	2500
901 a 1000	2600
1001 a 1200	2800
1201 a 1400	3000
1401 a 1700	3400
1701 a 2000	3800
2001 a 2500	4500
2501 a 3000	5000
Mayores de 3000	5000 más 100 L/d por cada 100 m <sup>2</sup> de superficie adicional.

Figura 91. Dotaciones para viviendas unifamiliares

Fuente: (Norma IS.010, Artículo 2.2)

**a) Dotación necesaria**

- 1700 Lt /d = 1.7m<sup>3</sup>
- 1 m<sup>3</sup> = 1000 l = 1000 kg = 1 ton

**b) Peso considerado para tanque elevado**

Tabla 85. Datos de tanque elevado

Peso total del tanque	Peso total del agua	Peso total del tanque con agua
5.04 ton	1.7ton	6.74 ton

Fuente propia

### c) Cisterna

Según la norma IS.010, Artículo 2.4, cuando sea necesario emplear una combinación de cisterna, bombas de elevación y tanque elevado, la capacidad de la primera no será menor de las  $\frac{3}{4}$  partes de la dotación diaria y la del segundo no menor de  $\frac{1}{3}$  de dicho volumen:

$$\text{Vol. de Cisterna} = \frac{3}{4} \times \text{Consumo total diario}$$

$$\text{Vol. de Cisterna} = \frac{3}{4} \times 1.7 = 1.30 \text{ m}^3$$

Asumiremos una Cisterna de Polietileno de: 2.50 m<sup>3</sup>

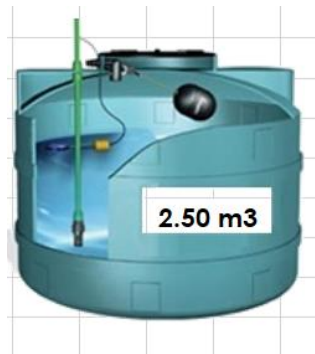


Figura 92. Capacidad de la cisterna

Fuente: (Plomerama, 2014)

### d) Tanque elevado

Según la norma IS.010, Artículo 2.4, cuando sea necesario emplear una combinación de cisterna, bombas de elevación y tanque elevado, la capacidad de la primera no será menor de las  $\frac{3}{4}$  partes de la dotación diaria y la del segundo **no menor de  $\frac{1}{3}$  de dicho volumen:**

$$\text{Vol. de Tanque} = \frac{1}{3} \times \text{Volumen de cisterna}$$

$$\text{Vol. de Tanque} = \frac{1}{3} \times 2.50 = 0.90 \text{ m}^3$$

Asumiremos un Tanque Elevado de Polietileno de: 1.10 m<sup>3</sup>



Figura 93. Tanque elevado

Fuente: (Civilgeeks, 2016)

## 4.2 DISEÑO ESTRUCTURAL CON ACERO LIVIANO

### 4.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA VIVIENDA UNIFAMILIAR

Para el diseño con acero liviano se utilizó la misma vivienda unifamiliar que en albañilería confinada, siendo de igual forma de 3 pisos y manteniendo la misma distribución arquitectónica. Para tema de diseño se consideró una altura promedio de entrepiso de 2.75 m, haciendo que la vivienda posea una altura total de 8.25 m.

Ya que el sistema de acero liviano consta de paneles tanto estructurales como no estructurales se elaboró un plano con vista en planta de cada entrepiso, con el fin de distribuir tanto los montantes como vigas entrepiso a una distancia entre 0.40 y 0.60 m, ya que es lo estipulado en la norma AISI. Además, se muestra las vigas dinteles, ubicadas sobre puertas y ventanas, y las vigas principales, ubicadas sobre paneles estructurales perpendiculares a la dirección de las vigas entrepiso.

#### 4.2.1.1 Modelado en SAP2000 v20:

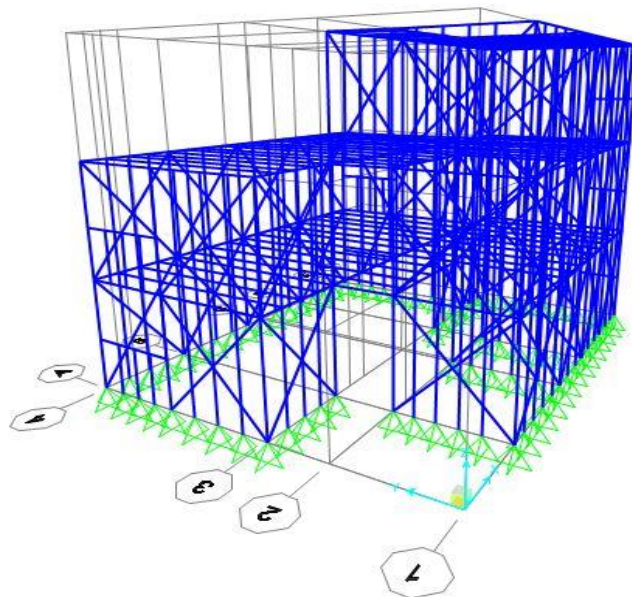


Figura 94. Modelado de la estructura en 3D

Fuente Propia

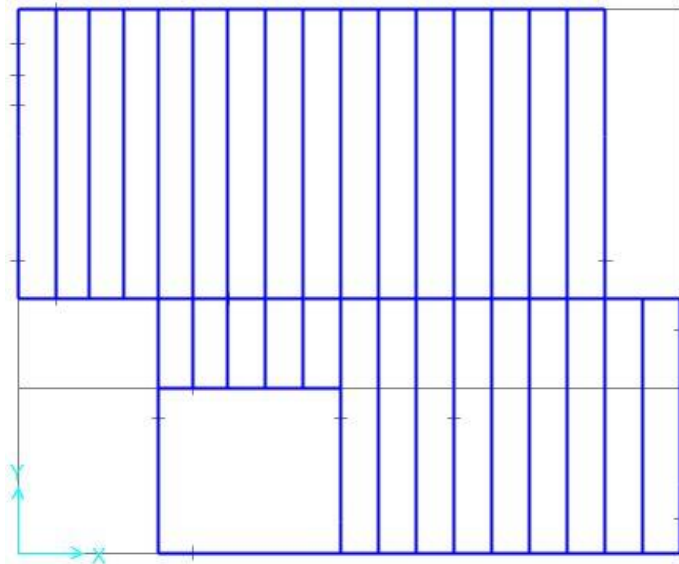


Figura 95. Vista en planta del primer entrepiso

Fuente Propia

#### 4.2.1.2 Normas utilizadas:

- Norma E.020 de Cargas
- Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente
- Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 de Concreto Armado
- North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members

#### 4.2.1.3 Propiedades de los materiales

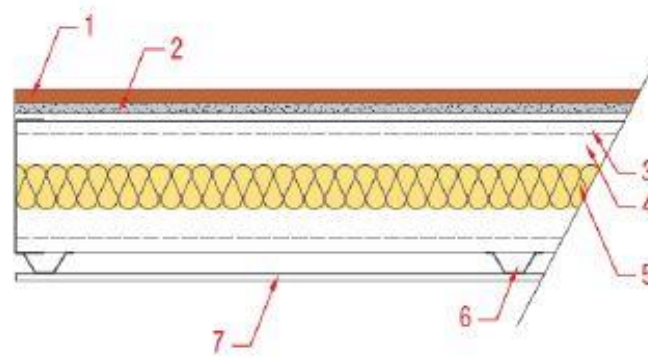
##### Acero conformado en frío (Grado 50)

- Peso por Unidad de Volumen: 7850 kg/m<sup>3</sup>
- Módulo de Elasticidad: 2'074,055.4 kg/cm<sup>2</sup> = 2 000 000 kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Poisson: 0.3
- Esfuerzo de Fluencia: 50 ksi = 3515.35 kg/cm<sup>2</sup>

#### 4.2.1.4 Cargas de diseño

- **Carga muerta**

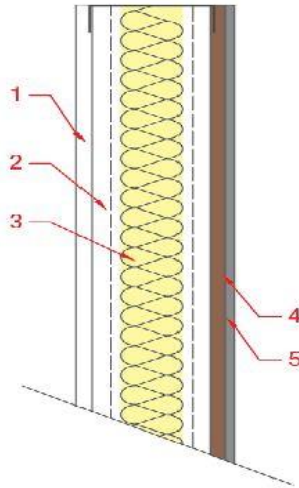
Para el diseño de la estructura se decidió utilizar un entrepiso seco, ya que tiene menor peso que su contraparte húmeda, haciendo que las vigas entrepiso reciban menor carga muerta. Esta carga estará compuesta por el peso de tanto el entrepiso como del panel estructural. Para ello se detallará el peso promedio de cada uno.



1) Baldosa cerámica	28.0 kg/m <sup>2</sup>
2) Capa de nivelación	28.5 kg/m <sup>2</sup>
3) Panel de OSB	7.0 kg/m <sup>2</sup>
4) Perfil G	2.5 kg/m <sup>2</sup>
5) Aislación termoacústica	1.6 kg/m <sup>2</sup>
6) Perfil omega 12.5 x 0.5	0.6 kg/m <sup>2</sup>
7) Panel de yeso 10 mm	7.0 kg/m <sup>2</sup>
<b>Total</b>	<b>75.2 kg/m<sup>2</sup></b>

Figura 96. Peso promedio del entrepiso seco

Fuente: (Cáceres, 2018, pg. 85-86)



1)	Panel de yeso 12.5 mm	9.0 kg/m <sup>2</sup>
2)	Perfil C	1.5 kg/m <sup>2</sup>
3)	Aislación termoacústica	1.6 kg/m <sup>2</sup>
4)	Perfil omega 12.5 x 0.5	7.0 kg/m <sup>2</sup>
5)	Panel de yeso 10 mm	16.0 kg/m <sup>2</sup>
	<b>Total</b>	<b>35.1 kg/m<sup>2</sup></b>

Figura 97. Peso promedio del panel estructural

Fuente: (Cáceres, 2018, pg. 87)

Se decidió redondear el peso tanto del entrepiso como del panel estructural, por lo cual tendrían un peso de 80 kg/m<sup>2</sup> y 40 kg/m<sup>2</sup> respectivamente.

Para el tercer piso solo le corresponde el peso del entrepiso seco, sin embargo, para los dos pisos restantes le corresponde el peso del entrepiso seco sumado al peso del panel estructural. Teniendo en cuenta esto se obtiene el peso por entrepiso:

- Tercer piso: Entrepiso seco = **80 kg/m<sup>2</sup>**
- Segundo y primer piso: Entrepiso seco + Panel estructural = 80 kg/m<sup>2</sup> + 40 kg/m<sup>2</sup> = **120 kg/m<sup>2</sup>**



- **Carga viva**

Según la Tabla 1 “Cargas vivas mínimas repartidas” de la norma E.020, para viviendas le corresponde una carga viva de **200 kg/m<sup>2</sup>**. Esta se aplicará tanto al primer como al segundo piso.

Para el tercer piso, según el Artículo 7.1 de la norma E.020, se considerará una carga viva de **100 kg/m<sup>2</sup>**.

- **Carga de viento**

Debido que la estructura es tan liviana debido al poco peso de los elementos, es necesario considerar la carga generada por el viento en ambos sentidos, ya que esta es la que más afecta a este tipo de edificaciones.

Para ello se necesita obtener la velocidad de diseño, la cual, según el Artículo 12.3 de la norma E.020 es:

$$V_h = V(h/10)^{0,22}$$

Siendo:

- V<sub>h</sub>= velocidad de diseño en la altura h en Km/h
- V= velocidad de diseño hasta 10 m en Km/h
- h= altura sobre el terreno en metros

Para obtener la velocidad de diseño “V” se utiliza el mapa eólico del Perú, la cual se encuentra en el Anexo 2 de la norma E.020. Esta velocidad dependerá de la zona, así como de las condiciones locales. Sin embargo, esta velocidad no debe ser menor a 75 Km/h según el Artículo 12.3.

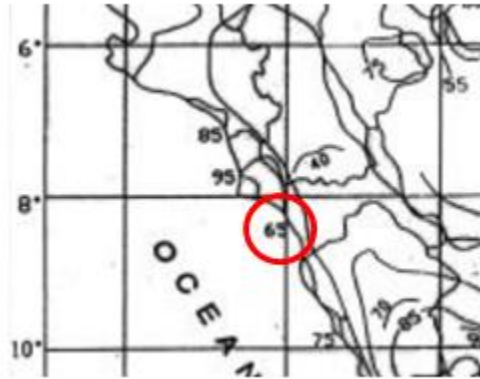


Figura 98. Mapa eólico de La Libertad

Fuente: Norma E.020

Dado que la velocidad es menor a 75 Km/h, la velocidad de diseño “V” será 75. Para hallar la velocidad “Vh” hay que aplicar la fórmula para cada altura de entrepiso.

Tabla 86. Velocidad de diseño Vh

Piso	Altura “h” (m)	Vh (Km/h)
1	2.75	56.457
2	5.5	65.757
3	8.25	71.892

Fuente propia

Se procede a hallar las cargas exteriores de viento, las cuales estarán aplicadas en los montantes externos de cada panel estructural, tanto en el eje “x” como en “y”. El valor de estas cargas dependerá si el viento se encuentra a sotavento o barlovento.

Según el Artículo 12.4 de la norma E.020, para hallar la carga exterior de viento se utiliza la siguiente fórmula:

$$P_h = 0,005 C V_h^2$$

Siendo:

- Ph= Presión o succión del viento a una altura h en kgf/m<sup>2</sup>
- C= factor de forma adimensional indicado en la Tabla 4
- Vh= velocidad de diseño a la altura “h”, en Km/h

Para obtener el valor de C se utilizará la Tabla 4, la cual indica tanto para el caso de barlovento como sotavento.

CONSTRUCCIÓN	BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies verticales de edificios	+0,8	-0,6
Anuncios, muros aislados, elementos con una dimensión corta en la dirección del viento	+1,5	
Tanques de agua, chimeneas y otros de sección circular o elíptica	+0,7	
Tanques de agua, chimeneas, y otros de sección cuadrada o rectangular	+2,0	
Arcos y cubiertas cilíndricas con un ángulo de inclinación que no exceda 45°	±0,8	-0,5
Superficies inclinadas a 15° o menos	+0,3-0,7	-0,6
Superficies inclinadas entre 15° y 60°	+0,7-0,3	-0,6
Superficies inclinadas entre 60° y la vertical	+0,8	-0,6
Superficies verticales ó inclinadas (planas ó curvas) paralelas a la dirección del viento	-0,7	-0,7

\* El signo positivo indica presión y el negativo succión.

Figura 99. Factores de forma "C"

Fuente: Norma E.020

Tabla 87. Cargas exteriores "Ph" a sotavento y barlovento

Piso	Carga "Ph" a sotavento (Kg/m2)	Carga "Ph" a barlovento (Kg/m2)
1	17.531	14.343
2	23.782	19.458
3	28.423	23.258

Fuente propia

Una vez halladas las cargas exteriores se procede a hallar las cargas interiores, las cuales estarán aplicadas en los montantes interiores de cada panel estructural, tanto en el eje "x" como en "y". Para hallar estas cargas hay que adicionar una carga Ph a la carga exterior en barlovento y sotavento, para lo cual se utiliza la Tabla 5 de la norma E.020.

**FACTORES DE FORMA PARA DETERMINAR CARGAS ADICIONALES EN ELEMENTOS DE CIERRE (C)**

ABERTURAS		
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	Principales en lado a barlovento	Principales en lado a sotavento o en los costados
±0.3	+0.8	-0.6

Figura 100. Factores de carga interiores

Fuente: Norma E.020

Tabla 88. Cargas interiores "Ph" a sotavento y barlovento

Piso	Carga "Ph" a sotavento (Kg/m2)	Carga "Ph" a barlovento (Kg/m2)
1	12.750	9.562
2	17.296	12.972
3	20.670	15.505

Fuente propia

Finalmente, para asignar las cargas a los montantes en el SAP2000 se tiene que multiplicar el valor de la carga "Ph" por el ancho tributario de cada montante, para así resultar en una carga distribuida a lo largo del elemento.

- **Carga de sismo**

Para las cargas de sismo se utilizaron espectros de diseño para ambos ejes, considerando las irregularidades de la estructura, tanto en altura como en planta.

Para ello serán necesarios los siguientes valores:

- ✓  $Z = 0.45$
- ✓  $S = 1.05$
- ✓  $C = 2.50$
- ✓  $U = 1.00$
- ✓  $R = R_o * I_a * I_p$

El factor R dependerá del tipo de estructura y de las irregularidades que está presente en ambos ejes. Sin embargo, para ambos casos el factor  $R_o$  se tomará como 3, de acuerdo a la tabla N° 7 de la norma E.030, para el sistema de acero con pórticos especiales concéntricamente arriostrados y considerando sismo severo.

#### 4.2.1.5 Irregularidades

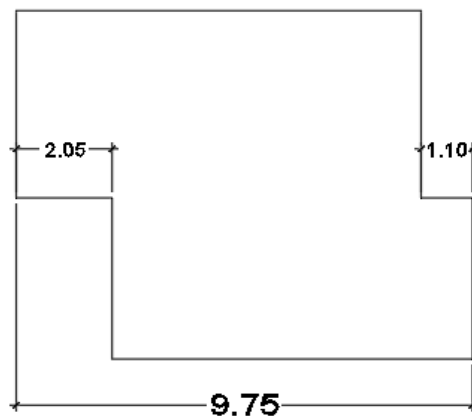


Figura 101. Irregularidad en planta en "X"

Fuente propia

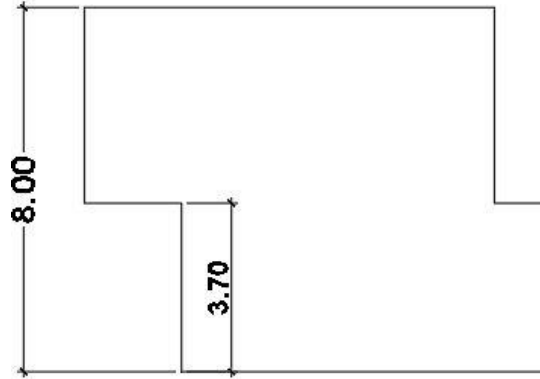


Figura 102. Irregularidad en planta en "Y"  
Fuente propia

Al igual que en el diseño con albañilería confinada, la estructura presenta una irregularidad debido a esquina entrante en ambos ejes, por lo cual el valor de **Ip** para ambos casos será de 0.90.

Para el diseño de la estructura con acero liviano se tendrá en cuenta la irregularidad geométrica vertical que presenta, ya que en este caso no existe azotea, por lo cual hay que considerar esta irregularidad.

<p><b>Irregularidad Geométrica Vertical</b> La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	<p>0,90</p>
--	-------------

Figura 103. Irregularidad geométrica vertical  
Fuente: Norma E.030

La irregularidad se presenta en el eje "y", debido a que la dimensión de la planta del segundo entrepiso es de 8 m, mientras que la del tercer piso es solo de 3.70, haciendo que la segunda planta sea mayor 2.2 veces. En el eje "x" no

se presenta esta irregularidad. Una vez mencionado esto se tiene que para el eje "y" se debe considerar un la de 0.90.

Por lo tanto, se tendría:

$$R_x = 3 * 1 * 0.9 = 2.7$$

$$R_y = 3 * 0.9 * 0.9 = 2.43$$

Ya con los valores del coeficiente de reducción sísmica "R" para ambos ejes se procede a elaborar el espectro de diseño.

### Espectro de Pseudo-Aceleraciones

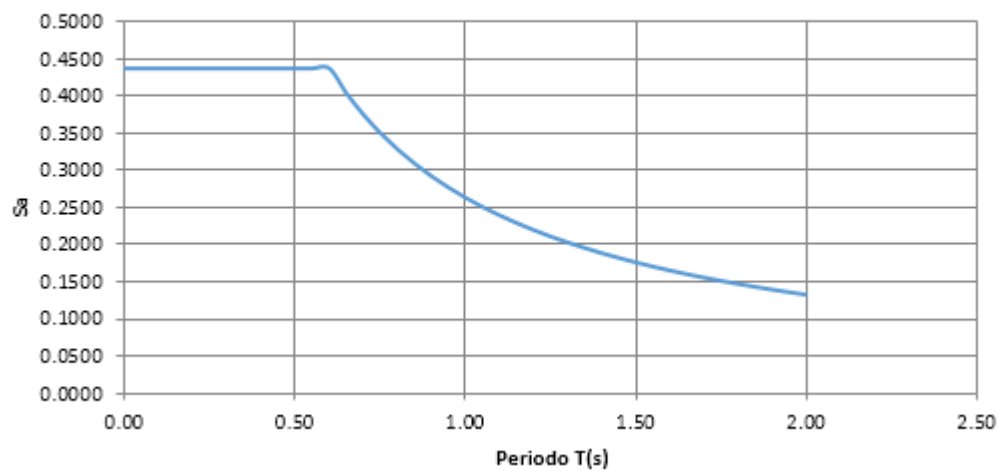


Figura 104. Espectro de diseño en eje "X"

### Espectro de Pseudo-Aceleraciones

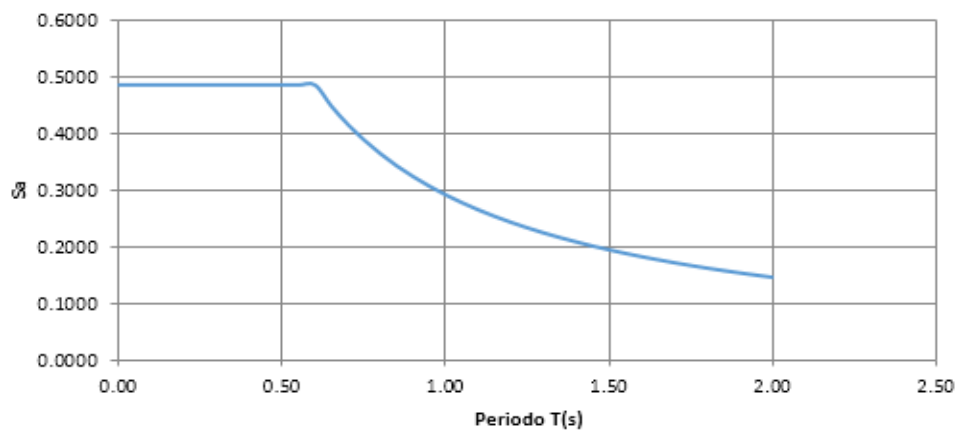


Figura 105. Espectro de diseño en eje "Y"

Fuente propia

#### 4.2.1.6 Combinaciones de carga

Para el diseño de los elementos estructurales se utilizarán las combinaciones de carga del Artículo 9.2 de la norma E.060:

$$U= 1.4CM + 1.7CV$$

$$U= 1.25CM + 1.25CV \pm 1.25Cvi$$

$$U= 0.9CM \pm 1.25Cvi$$

$$U= 1.25CM + 1.25CV \pm CS$$

$$U= 0.9CM \pm CS$$

Siendo CM= Carga muerta, CV= Carga viva, Cvi= Carga de viento, CS= Carga de sismo.

#### 4.2.1.7 Peso de la edificación

El peso de la edificación servirá para hallar la cortante basal en ambos sentidos. Para ello solo se consideró la carga muerta por piso. Cabe mencionar que el peso que se obtiene es aproximado, ya que se está usando los valores promedios de los paneles y entrepisos, indicados anteriormente.

Tabla 89. Peso de la edificación

Piso	Carga muerta (kg/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Peso (kg)
1	120	65.7900	7894.80
2	120	65.7900	7894.80
3	80	30.3207	2425.66
		Sumatoria	<b>18215.26</b>

Fuente propia



#### 4.2.1.8 Cortante basal

Para hallar la cortante basal se utiliza fórmula del Artículo 4.5.2 de la norma E.030:

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

Tabla 90. Cortante basal en eje "x"

Z:	0.45
U:	1
S:	1.05
C:	2.5
P (kg):	18215.260
R:	2.7
<b>Vx (kg):</b>	<b>7969.18</b>

Fuente propia

Tabla 91. Cortante basal en eje "y"

Z:	0.45
U:	1
S:	1.05
C:	2.5
P (kg):	18215.260
R:	2.43
<b>Vy (kg):</b>	<b>8854.64</b>

Fuente propia

#### 4.2.1.9 Periodo fundamental de vibración

Según el Artículo 4.5.4 para hallar el periodo fundamental de vibración se utiliza la siguiente fórmula:

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

Donde:

$h_n$  = Altura total de la edificación

$C_T$  = Factor según el tipo de estructura

En este caso la altura total es 8.25 m y al ser una estructura de acero se toma un valor de  $C_T$  de 45. Por lo cual se tiene que  $T = 8.25/45 = 0.183s$

#### 4.2.1.10 Planos

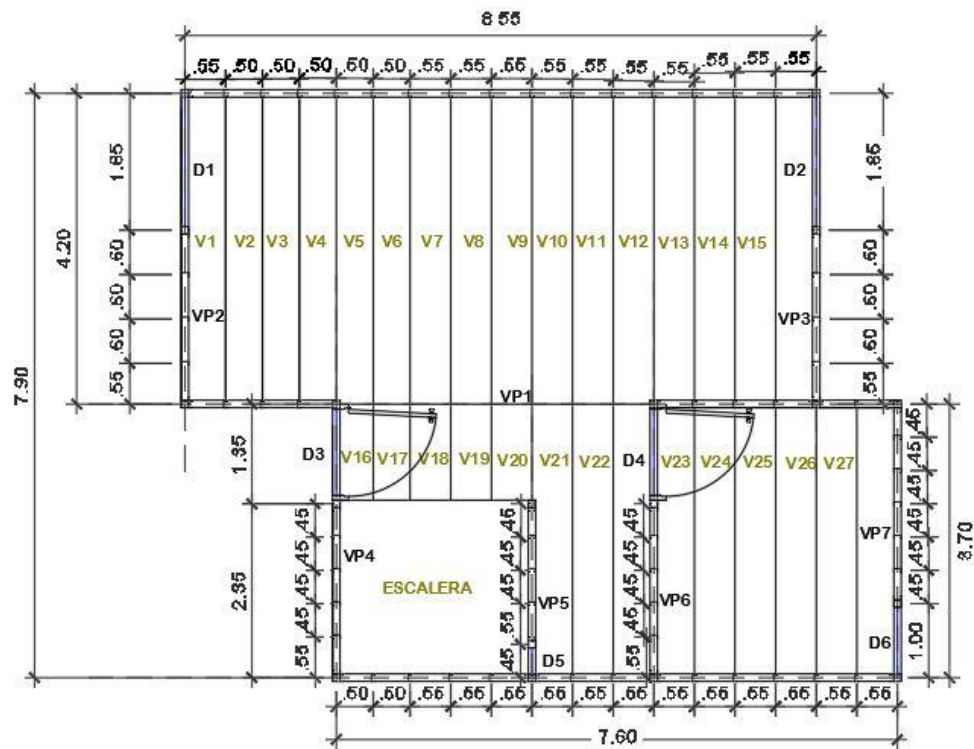


Figura 106. Vista en planta del primer piso

Fuente propia

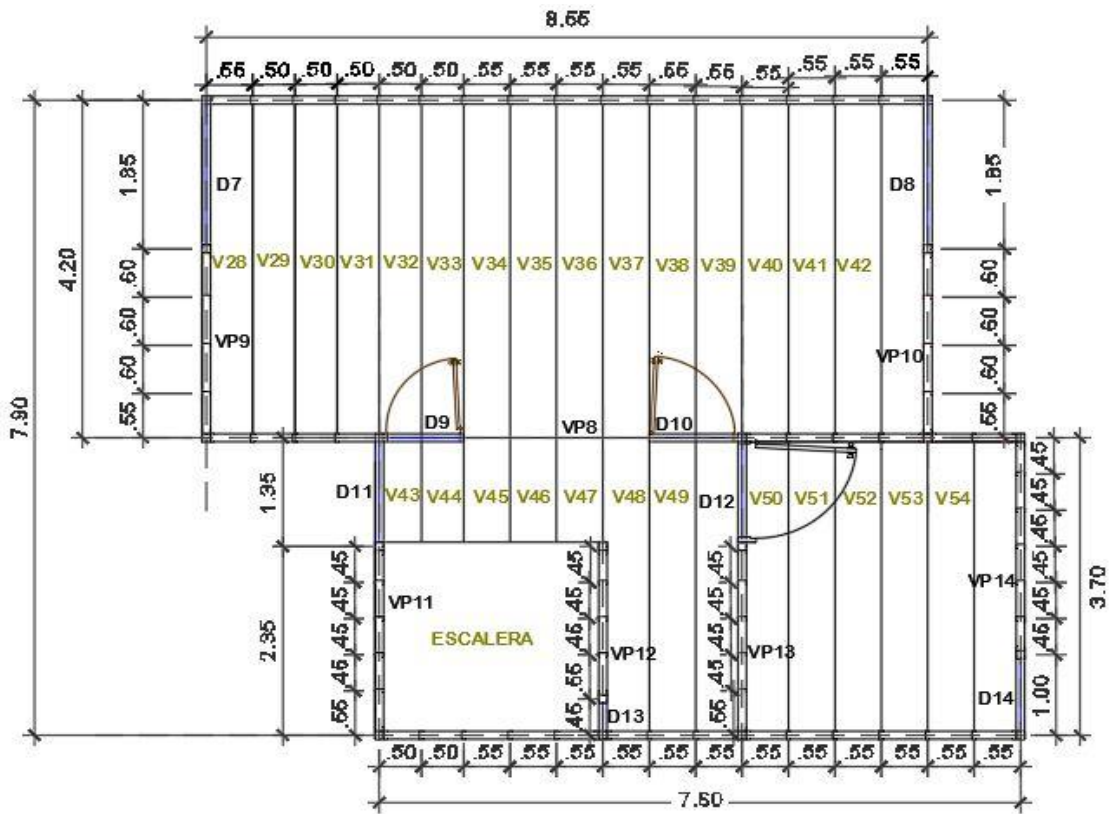


Figura 107. Vista en planta del segundo piso

Fuente propia

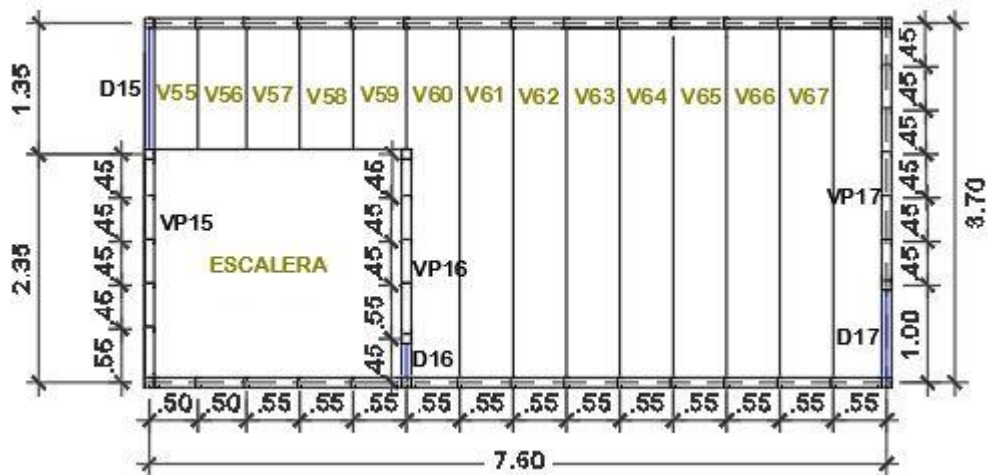


Figura 108. Vista en planta del tercer piso

Fuente propia

## 4.2.2 DISEÑO ESTRUCTURAL

### 4.2.2.1 Predimensionamiento

Antes de empezar el diseño estructural es necesario predimensionar los elementos que formarán parte de la edificación. En el caso de una estructura de acero liviano el principal elemento a predimensionar es la viga de entrepiso, ya que esta será la que soporte tanto la carga muerta como viva y estará sujeta a fuerzas de flexión y cortante, por lo cual es importante determinar un perfil lo suficientemente resistente a estas cargas. Para ello se detallará el proceso tomando como ejemplo la viga de entrepiso V1:

- Lo primero será determinar la carga distribuida última que soportará la viga, dependiendo de su longitud y su ancho tributario. Cabe decir que esta carga estará sujeta a la combinación de  $U = 1.4D + 1.7L$ , y estará en kg/m.

Tabla 92. Carga última de viga entrepiso

Viga	Longitud (m)	Ancho tributario (m)	Carga muerta (kg/m)	Carga viva (kg/m)	Carga ultima (kg/m)
V1	4.10	0.525	63	105	266.70

Fuente propia

- Para determinar el peralte tentativo se utilizará la siguiente fórmula:

$$\text{Peralte (m)} = \text{Longitud}/25$$

- Para determinar el momento último que soportaría la viga se utilizará la siguiente fórmula:

$$Mu \text{ (kg - m)} = \frac{(Wu * L^2)}{8}$$

- Para determinar el módulo de sección mínimo necesario del perfil se utilizará la siguiente fórmula:

$$S_x (cm^3) = \frac{(Mu*100)}{(F_y*\Phi_f)}, \text{ siendo } \Phi_f = 0.95$$

- Para determinar la deflexión máxima que debería tener la viga se utilizará la siguiente fórmula:

$$Deflexión\ máx (cm) = \frac{L}{360} * 100$$

Tabla 93. Módulo de sección necesario

Nombre	Peralte (m)	Mu calculado (kg-m)	Sx necesario (cm3)	Deflexión máx (cm)
V1	0.164	560.403	16.782	1.139

Fuente propia

- Finalmente se escoge un perfil cuyo módulo de sección sea igual o mayor al calculado. Los perfiles fueron escogidos tomando como referencia las dimensiones propuestas en el Manual de Ingeniería de Steel Framing de Alacero, para tanto vigas como montantes.

Tabla 94. Perfil seleccionado para viga de entrepiso

Nombre	Perfil seleccionado	Sx real (cm3)	Verificación Sx
V1	C200x50x15x2	35.4941	Cumple

Fuente propia

- Para el caso de los montantes no fue necesario predimensionar como se hizo con la viga de entrepiso, sino que se escogió un perfil con las dimensiones estándar, según el manual de Alacero.

Tabla 95. Cargas últimas de las vigas de entrepiso

Elemento	Nombre	Longitud (m)	Ancho tributario (m2)	Carga muerta (kg/m)	Carga viva (kg/m)	Carga ultima (kg/m)
ENTREPISO VIGA	V1	4.10	0.525	63	105	266.70
	V2	4.10	0.500	60	100	254.00
	V3	4.10	0.500	60	100	254.00
	V4	4.10	0.500	60	100	254.00
	V5	4.15	0.500	60	100	254.00
	V6	4.15	0.525	63	105	266.70
	V7	4.15	0.550	66	110	279.40
	V8	4.15	0.550	66	110	279.40
	V9	4.15	0.550	66	110	279.40
	V10	4.15	0.550	66	110	279.40
	V11	4.15	0.550	66	110	279.40
	V12	4.10	0.550	66	110	279.40
	V13	4.10	0.550	66	110	279.40
	V14	4.10	0.550	66	110	279.40
	V15	4.10	0.550	66	110	279.40
	V16	1.30	0.500	60	100	254.00
	V17	1.30	0.525	63	105	266.70
	V18	1.30	0.550	66	110	279.40
	V19	1.30	0.550	66	110	279.40
	V20	1.30	0.550	66	110	279.40
	V21	3.65	0.550	66	110	279.40
	V22	3.65	0.550	66	110	279.40
	V23	3.60	0.550	66	110	279.40
	V24	3.60	0.550	66	110	279.40
	V25	3.60	0.550	66	110	279.40
	V26	3.60	0.550	66	110	279.40
	V27	3.60	0.550	66	110	279.40
	V28	4.10	0.525	63	105	266.70
	V29	4.10	0.500	60	100	254.00
	V30	4.10	0.500	60	100	254.00
	V31	4.10	0.500	60	100	254.00
	V32	4.15	0.500	60	100	254.00
	V33	4.15	0.525	63	105	266.70
	V34	4.15	0.550	66	110	279.40
	V35	4.15	0.550	66	110	279.40
	V36	4.15	0.550	66	110	279.40

	V37	4.15	0.550	66	110	279.40
	V38	4.15	0.550	66	110	279.40
	V39	4.10	0.550	66	110	279.40
	V40	4.10	0.550	66	110	279.40
	V41	4.10	0.550	66	110	279.40
	V42	4.10	0.550	66	110	279.40
	V43	1.30	0.500	60	100	254.00
	V44	1.30	0.525	63	105	266.70
	V45	1.30	0.550	66	110	279.40
	V46	1.30	0.550	66	110	279.40
	V47	1.30	0.550	66	110	279.40
	V48	3.65	0.550	66	110	279.40
	V49	3.65	0.550	66	110	279.40
	V50	3.60	0.550	66	110	279.40
	V51	3.60	0.550	66	110	279.40
	V52	3.60	0.550	66	110	279.40
	V53	3.60	0.550	66	110	279.40
	V54	3.60	0.550	66	110	279.40
	V55	1.25	0.500	40	50	141.00
	V56	1.25	0.525	42	52.5	148.05
	V57	1.25	0.550	44	55	155.10
	V58	1.25	0.550	44	55	155.10
	V59	1.25	0.550	44	55	155.10
	V60	3.60	0.550	44	55	155.10
	V61	3.60	0.550	44	55	155.10
	V62	3.60	0.550	44	55	155.10
	V63	3.60	0.550	44	55	155.10
	V64	3.60	0.550	44	55	155.10
	V65	3.60	0.550	44	55	155.10
	V66	3.60	0.550	44	55	155.10
	V67	3.60	0.550	44	55	155.10
VIGA PRINCIPAL	VP1	4.20	2.600	312	520	1320.80
	VP2	2.20	0.275	33	55	139.70
	VP3	2.20	0.275	33	55	139.70
	VP4	2.45	0.000	0	0	0.00
	VP5	2.00	1.300	156	260	660.40
	VP6	2.45	2.950	354	590	1498.60
	VP7	2.80	1.650	198	330	838.20
	VP8	2.40	2.600	312	520	1320.80
	VP9	2.20	0.275	33	55	139.70

	VP10	2.20	0.275	33	55	139.70
	VP11	2.45	0.000	0	0	0.00
	VP12	2.00	1.300	156	260	660.40
	VP13	2.45	2.950	354	590	1498.60
	VP14	2.80	1.650	198	330	838.20
	VP15	2.45	0.000	0	0	0.00
	VP16	2.00	1.300	104	130	366.60
	VP17	2.80	1.650	132	165	465.30
VIGA DINTEL	D1	1.75	0.275	33	55	139.70
	D2	1.75	0.275	33	55	139.70
	D3	1.25	0.250	30	50	127.00
	D4	1.25	0.550	66	110	279.40
	D5	0.35	0.275	33	55	139.70
	D6	0.90	0.275	33	55	139.70
	D7	1.75	0.275	33	55	139.70
	D8	1.75	0.275	33	55	139.70
	D9	0.90	2.600	312	520	1320.80
	D10	0.90	2.600	312	520	1320.80
	D11	1.25	0.275	33	55	139.70
	D12	1.25	0.550	66	110	279.40
	D13	0.35	0.275	33	55	139.70
	D14	0.90	0.275	33	55	139.70
	D15	1.25	0.275	22	27.5	77.55
	D16	0.35	0.275	22	27.5	77.55
	D17	0.90	0.275	22	27.5	77.55

Fuente propia

Tabla 96. Sx necesario para las vigas de entrepiso

Elemento	Nombre	Peralte (m)	Mu calculado (kg-m)	Sx necesario (cm <sup>3</sup> )	Deflexión máx (cm)
VIGA ENTREPISO	V1	0.164	560.403	16.782	1.139
	V2	0.164	533.718	15.983	1.139
	V3	0.164	533.718	15.983	1.139
	V4	0.164	533.718	15.983	1.139
	V5	0.166	546.814	16.375	1.153
	V6	0.166	574.155	17.194	1.153
	V7	0.166	601.496	18.013	1.153
	V8	0.166	601.496	18.013	1.153
	V9	0.166	601.496	18.013	1.153



V10	0.166	601.496	18.013	1.153
V11	0.166	601.496	18.013	1.153
V12	0.164	587.089	17.581	1.139
V13	0.164	587.089	17.581	1.139
V14	0.164	587.089	17.581	1.139
V15	0.164	587.089	17.581	1.139
V16	0.052	53.658	1.607	0.361
V17	0.052	56.340	1.687	0.361
V18	0.052	59.023	1.768	0.361
V19	0.052	59.023	1.768	0.361
V20	0.052	59.023	1.768	0.361
V21	0.146	465.288	13.934	1.014
V22	0.146	465.288	13.934	1.014
V23	0.144	452.628	13.555	1.000
V24	0.144	452.628	13.555	1.000
V25	0.144	452.628	13.555	1.000
V26	0.144	452.628	13.555	1.000
V27	0.144	452.628	13.555	1.000
V28	0.164	560.403	16.782	1.139
V29	0.164	533.718	15.983	1.139
V30	0.164	533.718	15.983	1.139
V31	0.164	533.718	15.983	1.139
V32	0.166	546.814	16.375	1.153
V33	0.166	574.155	17.194	1.153
V34	0.166	601.496	18.013	1.153
V35	0.166	601.496	18.013	1.153
V36	0.166	601.496	18.013	1.153
V37	0.166	601.496	18.013	1.153
V38	0.166	601.496	18.013	1.153
V39	0.164	587.089	17.581	1.139
V40	0.164	587.089	17.581	1.139
V41	0.164	587.089	17.581	1.139
V42	0.164	587.089	17.581	1.139
V43	0.052	53.658	1.607	0.361
V44	0.052	56.340	1.687	0.361
V45	0.052	59.023	1.768	0.361
V46	0.052	59.023	1.768	0.361
V47	0.052	59.023	1.768	0.361
V48	0.146	465.288	13.934	1.014
V49	0.146	465.288	13.934	1.014

	V50	0.144	452.628	13.555	1.000
	V51	0.144	452.628	13.555	1.000
	V52	0.144	452.628	13.555	1.000
	V53	0.144	452.628	13.555	1.000
	V54	0.144	452.628	13.555	1.000
	V55	0.05	27.539	0.825	0.347
	V56	0.05	28.916	0.866	0.347
	V57	0.05	30.293	0.907	0.347
	V58	0.05	30.293	0.907	0.347
	V59	0.05	30.293	0.907	0.347
	V60	0.144	251.262	7.525	1.000
	V61	0.144	251.262	7.525	1.000
	V62	0.144	251.262	7.525	1.000
	V63	0.144	251.262	7.525	1.000
	V64	0.144	251.262	7.525	1.000
	V65	0.144	251.262	7.525	1.000
	V66	0.144	251.262	7.525	1.000
	V67	0.144	251.262	7.525	1.000
VIGA PRINCIPAL	VP1	0.168	2912.364	87.216	1.167
	VP2	0.088	84.519	2.531	0.611
	VP3	0.088	84.519	2.531	0.611
	VP4	0.098	0.000	0.000	0.681
	VP5	0.08	330.200	9.888	0.556
	VP6	0.098	1124.418	33.673	0.681
	VP7	0.112	821.436	24.599	0.778
	VP8	0.096	950.976	28.479	0.667
	VP9	0.088	84.519	2.531	0.611
	VP10	0.088	84.519	2.531	0.611
	VP11	0.098	0.000	0.000	0.681
	VP12	0.08	330.200	9.888	0.556
	VP13	0.098	1124.418	33.673	0.681
	VP14	0.112	821.436	24.599	0.778
	VP15	0.098	0.000	0.000	0.681
	VP16	0.08	183.300	5.489	0.556
	VP17	0.112	455.994	13.656	0.778
VIGA DINTEL	D1	0.07	53.479	1.602	0.486
	D2	0.07	53.479	1.602	0.486
	D3	0.05	24.805	0.743	0.347
	D4	0.05	54.570	1.634	0.347

D5	0.014	2.139	0.064	0.097
D6	0.036	14.145	0.424	0.250
D7	0.07	53.479	1.602	0.486
D8	0.07	53.479	1.602	0.486
D9	0.036	133.731	4.005	0.250
D10	0.036	133.731	4.005	0.250
D11	0.05	27.285	0.817	0.347
D12	0.05	54.570	1.634	0.347
D13	0.014	2.139	0.064	0.097
D14	0.036	14.145	0.424	0.250
D15	0.05	15.146	0.454	0.347
D16	0.014	1.187	0.036	0.097
D17	0.036	7.852	0.235	0.250

Fuente propia

Tabla 97. Perfil seleccionado para las vigas de entrepiso

Elemento	Nombre	Perfil seleccionado	Sx real (cm <sup>3</sup> )	Verificación Sx
VIGA ENTREPISO	V1	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V2	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V3	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V4	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V5	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V6	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V7	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V8	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V9	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V10	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V11	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V12	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V13	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V14	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V15	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V16	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V17	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V18	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V19	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V20	C200x50x15x2	35.4941	Cumple

V21	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V22	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V23	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V24	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V25	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V26	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V27	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V28	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V29	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V30	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V31	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V32	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V33	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V34	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V35	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V36	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V37	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V38	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V39	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V40	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V41	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V42	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V43	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V44	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V45	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V46	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V47	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V48	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V49	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V50	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V51	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V52	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V53	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V54	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V55	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V56	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V57	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V58	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V59	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
V60	C200x50x15x2	35.4941	Cumple

	V61	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V62	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V63	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V64	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V65	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V66	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	V67	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
VIGA PRINCIPAL	VP1	2C250X50X20X2.5	124.4504	Cumple
	VP2	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP3	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP4	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP5	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP6	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP7	C200x50x15x2.5	35.4941	Cumple
	VP8	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP9	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP10	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP11	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP12	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP13	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP14	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP15	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP16	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
	VP17	C200x50x15x2	35.4941	Cumple
VIGA DINTEL	D1	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
	D2	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
	D3	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
	D4	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
	D5	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
	D6	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
	D7	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
	D8	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
	D9	C90X35X12X1.5	4.49	Cumple
	D10	C90X35X12X1.5	4.49	Cumple
	D11	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
	D12	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
	D13	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
	D14	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
	D15	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple

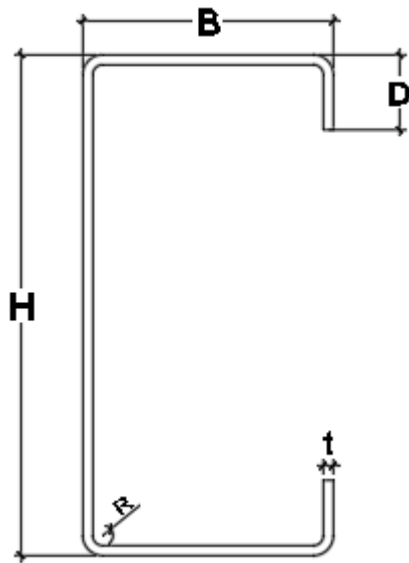
D16	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple
D17	C90X35X12X0.9	4.49	Cumple

Fuente propia

#### 4.2.2.2 Diseño de viga de entrepiso

Para el diseño de la viga de entrepiso se tomará como ejemplo la viga VP1, la cual es una sección 2C 250x50x20x2.5 mm, es decir que está compuesta por dos perfiles tipo “C” unidos a través de conectores.

Todas las fórmulas y procesos fueron sacados de la norma “North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members” del AISI (American Iron and Steel Institute) así como del Manual de Ingeniería de Alacero. Cabe añadir que para el caso de las fórmulas se colocó su código de acuerdo a la norma mencionada.



PROPIEDADES DEL PERFIL		
H (alma)	250 mm	25cm
B (Ala)	50 mm	5cm
D (Pestaña)	20 mm	2cm
R (radio)	2.5 mm	0.25cm
t (espesor)	2.5 mm	0.25cm
$I_y$	27.05 cm <sup>4</sup>	
$S_x$	62.23 cm <sup>3</sup>	
A	9.34 cm <sup>2</sup>	
L viga	420 cm	
$F_y$	3515 kg/cm <sup>2</sup>	
E	2000000 kg/cm <sup>2</sup>	
$\nu$ (Poisson)	0.3	

## I. Diseño a flexión:

### 1. Cálculo de secciones efectivas

#### A. Pestañas

##### Ancho efectivo (Flat width)

$$w'D - (R + t) \quad (\text{Dannemann, pg. 122})$$

$$w' = 20 - (2.5 + 2.5) = 15 \text{ mm}$$

##### Relación de esbeltez

$$\frac{w'}{t}$$

$$\leq 60 \text{ mm}$$

(AISI, Ec. B1.1)

$$\frac{w'}{t} = \frac{15 \text{ mm}}{2.5 \text{ mm}} = 6 \text{ mm} \leq 60 \text{ mm} \quad \mathbf{OK}$$

##### Sección efectiva de la pestaña a compresión:

La pestaña es un rigidizador de borde sujeto a gradiente de esfuerzos, por lo que se utilizará las formulas de la sección B3.2 de la norma AISI.

##### Factor de esbeltez ( $\lambda$ )

$$\lambda = \sqrt{\frac{fy}{Fcr}} \leq 0.673$$

(AISI, Ec. B2.1 - 4)

f= Fy= Esfuerzo a compresión en miembros a flexión

$$f= Fy= 50 \text{ ksi} = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

### Tensión crítica de pandeo (Fcr)

$$F_{cr} = k * \frac{\pi^2 * E}{12 * (1 - \mu^2)} * \left(\frac{t}{w}\right)^2 \quad (Ec.B2.1 - 5)$$

### Factor de amplificación

$$\rho = \frac{(1 - 0.22)/\lambda}{\lambda}$$

### Módulo de Poisson

$$\mu = 0.3$$

### Coefficiente de Pandeo

$$K = \frac{0.578}{(\psi + 0.34)} \quad (Ec.B3.2 - 2)$$

### Relación de Esfuerzos a Compresión

$$\psi = \left[ \frac{f_2}{f_1} \right] \quad (Ec.B2.3 - 1)$$

### Esfuerzos a compresión de la pestaña

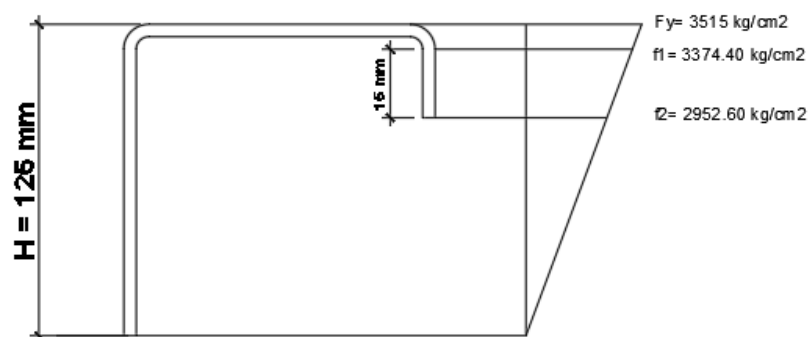


Figura 109. Esfuerzos a compresión de la pestaña

Fuente propia



$$\frac{3515}{125} = \frac{f1}{120} = \frac{f2}{105}$$

$$f1 = \frac{3515 * 120}{125} = 3374.40 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f2 = \frac{3515 * 105}{125} = 2952.60 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\psi = \left\lfloor \frac{2952.6}{3374.4} \right\rfloor = 0.875$$

$$K = \frac{0.578}{(0.875 + 0.34)} = 0.476$$

$$F_{cr} = 0.476 * \frac{\pi^2 * 2000000}{12 * (1 - 0.3^2)} * \left(\frac{2.5}{15}\right)^2 = 23886.70$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{3515}{23886.7}} = 0.384 < 0.673$$

Si  $\lambda \leq 0.673$ ,  $D = w'$

Si  $\lambda > 0.673$ ,  $D = w * \rho$

**$D = w' = 15mm$**

**Sección efectiva de la pestaña a tensión:**

En elementos a tensión toda la sección es efectiva.

**$D = w' = 15mm$**

## B. Alas

**Ancho efectivo (Flat width)**

$$w' = b - 2(R + t) \quad (Dannemann, pg. 122)$$

$$w' = 50 - 2 * (2.5 + 2.5) = 40 \text{ mm}$$

**Relación de esbeltez**

$$\frac{w'}{t}$$

$$\leq 90 \text{ mm} \quad (AISI, B1.1)$$

$$\frac{w'}{t} = \frac{40 \text{ mm}}{2.5 \text{ mm}} = 16 \text{ mm} \leq 90 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

### Sección efectiva de la pestaña a compresión:

El ala es un elemento sujeto a compresión uniforme con un rigidizador de borde, donde el ancho efectivo “b” será calculado según la sección B4 de la norma AISI.

#### Factor S

$$S = 1.28 * \sqrt{\frac{E}{fy}} \quad (\text{AISI, Ec. B4 - 7})$$

$$S = 1.28 * \sqrt{\frac{2000000}{3515}} = 30.532$$

Para el cálculo del coeficiente de pandeo “K”, se tendrá en cuenta la tabla B4-1 de la norma AISI, que se muestra a continuación:

Tabla 98. Refuerzo de labio simple

Refuerzo de labio simple ( $140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ$ )	
Quando $D/w \leq 0.25$	$0.25 < D/w \leq 0.8$
$K = 3.57 * (Ri)^n + 0.43 \leq 4$	$K = (4.82 - (5 * D/w)) * (Ri)^n + 0.43 \leq 4$

Fuente: AISI S100-2007

Siendo:

$$0.25 < \frac{D}{W} \leq 0.8$$

$$0.25 < \frac{0.20}{0.40} = 0.5 \leq 0.8$$

Entonces:

$$K = (4.82 - (5 * D/w)) * (Ri)^n + 0.43 \leq 4$$

El valor de “n” será:

$$n = \left( 0.582 - \frac{\frac{w}{t}}{4 * S} \right) \geq 0.33$$

$$n = \left( 0.582 - \frac{\frac{0.40}{2.5}}{4 * 30.532} \right) = 0.451 \geq 0.33 \quad \mathbf{OK}$$

Para hallar el valor de  $R_i$  tenemos:

$$R_i = \frac{I_s}{I_a} \leq 1 \quad (\text{AISI, Ec. B4 - 9})$$

$$I_s = \frac{t \cdot d^3}{12} \quad (\text{AISI, Ec. B4 - 10})$$

$$I_s = \frac{t \cdot d^3}{12} = \frac{2.5 \cdot 15^3}{12} = 703.125 \text{ mm}^4$$

$$I_a = 399t^4 \left[ \frac{w/t}{S} - 0.328 \right]^3 \leq t^4 \left[ 115 \frac{w}{S} + 5 \right] \quad (\text{AISI, Ec. B4 - 8})$$

$$I_a = 399 \cdot 2.5^4 \left[ \frac{40/2.5}{30.532} - 0.328 \right]^3 \leq 2.5^4 \left[ 115 * \frac{40/2.5}{30.532} + 5 \right]$$

$$I_a = 117.412 \leq 2549.362 \quad \mathbf{OK}$$

**Por lo tanto:**

$$R_i = \frac{703.125}{117.412} = 5.989 > 1.00 \implies 1.00$$

$$k = \left( 4.82 - 5 \left( \frac{20}{40} \right) \right) (1.00)^{0.451} + 0.43 = 2.75 \leq 4 \quad \mathbf{OK}$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left( \frac{t}{w} \right)^2 \quad (\text{Ec. B5.1 - 4})$$

$$F_{cr} = 2.75 \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{12(1 - 0.3^2)} \left( \frac{2.5}{40} \right)^2 = 19417.791$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} \quad (\text{Ec. B5.1.3.})$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{3515}{19417.791}} = 0.425 \leq 0.673$$

$$\mathbf{b = w' = 40 \text{ mm}}$$

Tabla 99. Condiciones para hallar b1, b2 y ds

PRIMERA CONDICIÓN: $w/t \leq 0.328 * S$		SEGUNDA CONDICIÓN: $w/t > 0.328 * S$	
la=	0	b1=	$(b/2) * R_i$
b=	w	b2=	b-b1
b1=b2=	w/2	ds=	d's * R_i
ds=	d's	Ri=	ls/la
		d's=	15

Fuente propia

**Como:**

$$0.328 * S = 0.328 * 30.532 = 10.01$$

$$\frac{w}{t} = \frac{40 \text{ mm}}{2.5 \text{ mm}} = 16 \text{ mm}$$

**Entonces:**

$$\frac{w}{t} > 0.328S$$

$$b_1 = \left(\frac{b}{2}\right) (R_i) = \left(\frac{40}{2}\right) (1.00) = 20.00 \text{ mm}$$

$$b_2 = b - b_1 = 40 - 20.00 = 20.00 \text{ mm}$$

**Labio modificado:**

$$d_s = d'_s (R_1)$$

$$d'_s = d = 15 \text{ mm}$$

$$d_s = d'_s (R_1) = 15(1.00) = 15.00 \text{ mm}$$

**Sección efectiva de ala a tensión:**

En elementos a tensión toda la sección es efectiva

$$\mathbf{b = w' = 40 \text{ mm}}$$

### C. Alma

#### Ancho efectivo (Flat width)

$$w^1 = H - 2 * (R + t) \quad (\text{AISI, Ec. B4 - 1})$$

$$w^1 = 250 - 2 * (2.5 + 2.5) = 240 \text{ mm}$$

#### Relación de esbeltez:

$$\frac{w^1}{t}$$

$$\leq 500 \text{ mm} \quad (\text{AISI, Ec. B1.1})$$

$$\frac{w^1}{t} = \frac{240 \text{ mm}}{2.5 \text{ mm}} = 96 \text{ mm} \leq 500 \text{ mm} \quad \text{OK}$$

#### Sección efectiva del alma a compresión:

El alma es un elemento rigidizado bajo gradiente de esfuerzos, por lo cual el ancho efectivo deberá determinarse acorde a la sección B2.3. de la norma AISI.

$$w = 120 \text{ mm}$$

Se tomará un valor “w” de 120 mm ya que solo se trabajará con la mitad del ancho efectivo del alma “w<sup>1</sup>”, dado que se encuentra a compresión.

Tabla 100. Condiciones para hallar b1 y b2

PRIMERA CONDICION: $h_0/b_0 \leq 4$		SEGUNDA CONDICION: $h_0/b_0 > 4$	
b1=	$be/(3+\psi)$	b1=	$be/(3+\psi)$
b2=	$be/2$ , cuando $\psi > 0.236$	b2=	$be/((1+\psi)-b1)$
b2=	$be-b1$ , cuando $\psi \leq 0.236$	$\psi$	$ f_2/f_1  = 1$
$\psi$	$ f_2/f_1  = 1$		

Fuente propia

Como:

$$\frac{h_0}{b_0} \geq 4 \quad (\text{AISI, Ec. B2.3 - 1})$$

$$\frac{h_0}{b_0} = \frac{250 \text{ mm}}{50 \text{ mm}} = 5 \geq 4$$

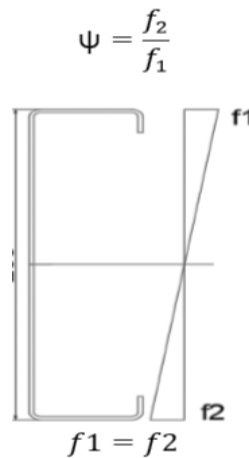


Figura 110. Esfuerzos en los extremos del alma

Fuente propia

Los esfuerzos en ambos extremos son iguales, por lo cual el valor de “ $\psi$ ” es 1.

$$\psi = \frac{f_2}{f_1} = 1 \quad (\text{AISI, Ec. B2.3 - 1})$$

Para hallar el K utilizaremos:

$$k = 4 + 2 * (1 + \psi)^3 + 2 * (1 + \psi) \quad (\text{AISI, Ec. B2.3 - 2,})$$

$$k = 4 + 2 * (1 + 1)^3 + 2 * (1 + 1) = 24$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 \quad (\text{AISI, Ec. B2.1 - 5})$$

$$F_{cr} = 24 * \frac{\pi^2 * 2.10^6}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{2.5}{120}\right)^2 = 18829.373$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{3515}{18829.373}} = 0.432 \leq 0.673 \quad \text{OK}$$

Si  $\lambda \leq 0.673$ ,  $be = w$

**be = w = 120mm**

Ya que  $h_o/b_o > 4$ , entonces usaremos la segunda condición.

$$b_1 = \frac{b_e}{3 + \psi} \quad (\text{AISI, Ec. B2.3 - 3})$$

$$b_1 = \frac{120 \text{ mm}}{3 + 1} = 30 \text{ mm}$$

$$b_2 = \frac{b_e}{(1 + \psi)} - b_1 \quad (\text{AISI, Ec. B2.3 - 5})$$

$$b_2 = 30 \text{ mm}$$

$$b_1 + b_2 \leq w, 30 \text{ mm} + 30 \text{ mm} = 60 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm} \text{ OK}$$

#### D. Elementos circulares:

Según Wein-Wen y Roger A. en su libro Cold-Formed Steel Design, para el cálculo de los elementos circulares se utilizan las siguientes fórmulas:

$$r = R + \frac{t}{2} = 2.5 + \frac{2.5}{2} = 3.75 \text{ mm}$$

$$L = 1.57 * r = 1.57 * 3.75 = 5.8875 \text{ mm}$$

$$c = 0.637 * r = 0.637 * 3.75 = 2.38875 \text{ mm}$$

#### 2. Cálculo de eje neutro con secciones efectivas:

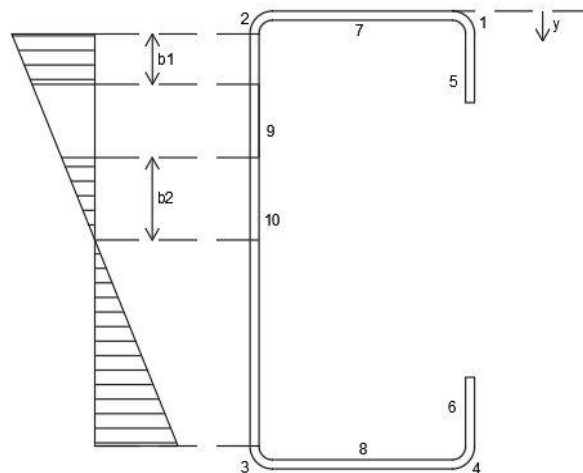


Figura 111. Orden de secciones efectivas

Fuente propia

Se calculan las coordenadas centroidales (Y) respecto a la fibra extrema superior de las secciones efectivas:

- Elementos circulares superiores (1), (2):

$$c = 0.637(r) = 0.637(3.75) = 2.38875 \text{ mm}$$
$$y = (r - c) + \frac{t}{2} = (3.75 - 2.38875) + \frac{2.5}{2} = 2.61125 \text{ mm}$$

- Elementos circulares inferiores (3), (4):

$$y = h - 2.452 = 250 - 2.61125 = 247.38875 \text{ mm}$$

- Labio superior (5):

$$y = \frac{d_s}{2} + (R + t) = \frac{15.000}{2} + (2.5 + 2.5) = 12.50 \text{ mm}$$

- Labio inferior (6):

$$y = h - \left( \frac{D}{2} + (R + t) \right) = 250 - \left( \frac{15}{2} + (2.5 + 2.5) \right) = 237.50 \text{ mm}$$

- Ala superior (7):

$$y = \frac{t}{2} = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ mm}$$

- Ala inferior (8):

$$y = h - \frac{t}{2} = 250 - \frac{2.5}{2} = 248.75 \text{ mm}$$



- Alma (9), (10):

$$y = \frac{b1}{2} + (R + t) = \frac{30}{2} + (2.5 + 2.5) = 20 \text{ mm}$$

$$y = h - \frac{(b2 + w)}{2} - (R + t) = 250 - \frac{30 + 120}{2} - (2.5 + 2.5) = 170 \text{ mm}$$

Tabla 101. Eje centroidal de la viga de entrepiso

Elemento	Longitud efectiva "L" (mm)	y (mm)	Ly (mm2)	Ly^2 (mm3)
1	5.8875	2.611	15.374	40.145
2	5.8875	2.611	15.374	40.145
3	5.8875	247.389	1456.501	360322.027
4	5.8875	247.389	1456.501	360322.027
5	15.000	12.500	187.500	2343.750
6	15.000	237.500	3562.500	846093.750
7	40.000	1.250	50.000	62.500
8	40.000	248.750	9950.000	2475062.500
9	30.000	20.000	600.000	12000.000
10	150.000	170.0	25500.000	4335000.000
$\Sigma$	313.550	-	42793.750	8391286.844

$$y_{cg} = \frac{\Sigma Ly}{\Sigma L} = \frac{42793.75}{313.55} = 136.481 \text{ mm}$$

### 3. Momento de inercia de la sección lineal:

Se considera que  $I_{xx} = 0$  para los elementos 1, 2, 3 y 4 ya que sus valores reales son muy pequeños y se pueden omitir.

$$\text{Elemento 5: } I_{xx} = \frac{15^3}{12} = 281.250 \text{ mm}^4$$

$$\text{Elemento 6: } I_{xx} = \frac{15^3}{12} = 281.250 \text{ mm}^4$$

$$\text{Elemento 7: } I_{xx} = \frac{40 * 1^3}{12} = 3.33 \text{ mm}^4$$

$$\text{Elemento 8: } I_{xx} = \frac{40 * 1^3}{12} = 3.33 \text{ mm}^4$$

$$\text{Elemento 9: } I_{xx} = \frac{1 * 30^3}{12} = 2250.000 \text{ mm}^4$$

$$\text{Elemento 8: } I_{xx} = \frac{1 * 150^3}{12} = 281250.000 \text{ mm}^4$$

$$\sum I_{xx} = 284069.1667 \text{ mm}^4$$

$$I'_x = \sum I_{xx} + \sum Ly^2 - y_{cg}^2 * \sum L$$

$$I'_x = 284069.1667 + 8391286.844 - 136.481^2 * 313.55 = 2834804.14 \text{ mm}^3$$

#### 4. Momento de inercia de la sección total

$$I_x = I'_x * t = 2834804.14 * 2.5 = 7087010.351 \text{ mm}^3$$

#### 5. Módulo de sección con respecto a la fibra extrema superior

$$S_e = \frac{I_x}{y_{cg}} = \frac{7087010.351}{136.481} = 51926.56 \text{ mm}^3 = 51.927 \text{ cm}^3$$

Debido a la luz libre del elemento y a la carga que esta soportará, se decidió utilizar una sección doble conformada por dos perfiles C unido, por lo cual él Se calculado se debe duplicar.

$$S_e = 51.927 * 2 = 103.854 \text{ cm}^3$$

#### 6. Momento de diseño

La resistencia a flexión se determina acorde a la Sección C3.1.1.

$$M_n = S_e * F_y \quad (\text{AISI, Ec. C3.1.1} - 1)$$

$$M_n = 103.854 \text{ cm}^3 * 3515 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 365043.6952 \text{ kg} * \text{cm}$$

$$M_n = 3650.436952 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_u = \Phi_b M_n \quad (AISI, Ec. C3.5 - 2)$$

Para alas de compresión atiesadas:  $\Phi_b = 0.95$

$$M_u = 0.95 * 3650.436952 = \mathbf{3467.915 \text{ kg} - m}$$

## 7. Comprobación de resistencia

Con el SAP2000 se calculó el momento actuante en la viga seleccionada utilizando la envolvente:

$$M_{actuante} = 1839.77 \text{ kg} - m$$

$$M_u \geq M_a$$

$$3467.915 \text{ kg} * m \geq 1839.77 \text{ kg} * m \quad \mathbf{OK} ==> \mathbf{Cumple \text{ diseño}}$$

## 8. Momento resistente por pandeo lateral

$$M_{resistente} = \Phi_e * S_e * F_c$$

Donde:

Fc: Tensión que provocará el pandeo lateral

$\Phi_e$ : Factor de pandeo lateral ( $\Phi_e = 0.90(LRFD)$ )

Se: Módulo de sección con respecto a la fibra extrema

Se tendrá en cuenta las siguientes formulas dadas por el AISI:

$$F_c = \frac{10}{9} * F_y * \left(1 - \frac{10F_y}{36F_e}\right)$$

$$F_e = \frac{C_b * \pi^2 * E * d * I_{yc}}{S_f * (K_y * L_y)^2} \quad (AISI, Ec. C3.1.2.1 - 14)$$

Donde:

Cb: Factor que puede aproximarse (Cb=1)

d: Profundidad de sección (Alma)

I<sub>yc</sub>: Momento de inercia de la porción comprimida respecto al eje y.

Sf: Modulo elástico de la sección total no reducida con respecto a la fibra extrema comprimida.

Ky: Factor de longitud efectiva para flexión alrededor del eje y

Ly: Longitud no arriostrada del miembro comprimido para flexión en el eje y.

Si se cumple las siguientes condiciones:

Tabla 102. Condiciones para hallar Fc

Condición		
1	Si $F_e \geq 2.78 \cdot F_y$	$F_c = F_y$
2	Si $2.78 F_y > F_e > 0.56 F_y$	$F_c = (10/9) \cdot F_y \cdot (1 - (10 F_y / 36 F_e))$
3	Si $F_e \leq 0.56 \cdot F_y$	$F_c = F_e$

Fuente propia

Siendo:

$$F_e = \frac{1 \cdot \pi^2 \cdot 2000000 \cdot 25 \cdot 27.0541/2}{62.2252 \cdot (1 \cdot 420)^2} = 608.15 \text{ kg/cm}^2$$

Como:

$$F_e = 608.15 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.56 \cdot 3515 \text{ kg/cm}^2 = 1968.4 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$F_c = F_e = 608.15 \text{ kg/cm}^2$$

Momento resistente:

$$M_{resistente} = 0.9 \cdot 103.854 \cdot 608.15 = 60000 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_{resistente} = 600 \text{ kg} - \text{m}$$

Momento actuante según el SAP 2000:

$$M_{actuante} = 1839.77 \text{ kg} - \text{m}$$

Como:

$$M_{resistente} < M_{actuante} \rightarrow \text{RIOSTRAS}$$

## 9. Verificación de riostras

Se realizará el diseño de riostras para la viga ubicada al lado derecho de la viga VP1 dado que así lo requiere el perfil utilizad. Para esto se obtiene la fuerza Fx (basal del primer piso).

Distancia entre riostras:

$$L = \frac{1 * \pi^2 * E * H * Iy/2}{\sqrt{Sx * 2 * 2.78 * Fy}} \quad (AISI, Ec. C3.1.2.1 - 14)$$

$$L = \frac{1 * \pi^2 * 2000000 * 25 * 27.0541/2}{\sqrt{62.2252 * 2 * 9772}} = 74.09 \text{ cm} \cong 75 \text{ cm}$$

Datos:

Se utilizará una cinta doble de **120x1.5 mm** en ambos sentidos, formando una especie de X, por lo cual tendríamos:

$$B=120 \text{ mm}$$

$$t=1.5 \text{ mm}$$

Además, se utilizará la fuerza basal del primer piso en la dirección "X":

$$Fx=7969.18 \text{ kg}$$

### Cálculo de Resistencia:

$$An = 120 * 1.5 = 180 \text{ mm}^2 = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$Rn = An * Fy * 2 = 1.8 \text{ cm}^2 * 3515 \text{ kg/cm}^2 * 2 = 12654 \text{ kg}$$

Fuerza diagonal:

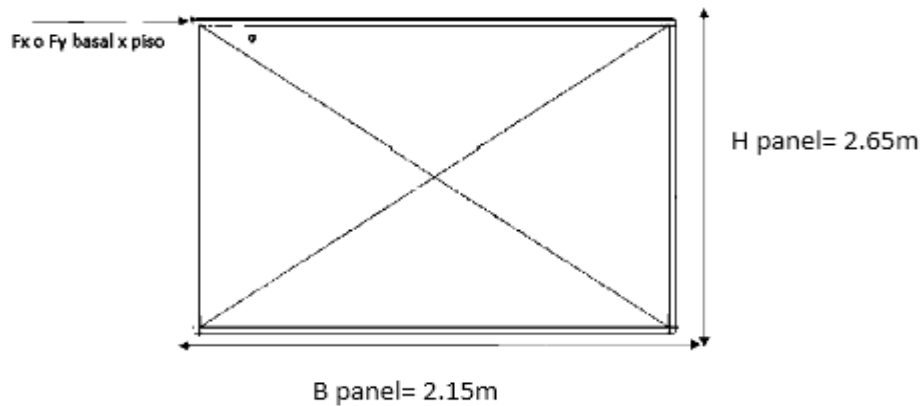


Figura 112. Panel estructural

Fuente propia

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{2.65}{2.15}\right) = 50.95^\circ$$

$$F_{diagonal} = \frac{7969.18kg}{\cos(50.94^\circ)} = 12648.67 kg$$

Verificación:

$R_n \geq F_{diagonal}$

$R_n = 12654 kg \geq F_{diagonal} = 12648.67$

**CUMPLE RIOSTRA**

## II. Diseño a corte

Diseño a corte se determinará según la Sección C3.2.1 del AISI.

$$V_n = A_w * F_v$$

Donde:

$A_w$ : Área se sección (cm<sup>2</sup>)

$F_v$ : Para hallar " $F_v$ " se debe encontrar " $K_v$ "

-Si no hay refuerzos (riostras)  $\rightarrow K_v = 5.34$

-Si existen riostras se tendrá en cuenta dos condiciones:

Tabla 103. Condiciones para "Kv"

	Condición	Kv
1	Cuando $a/h \leq 1$	$Kv = 4 + (5.34 / (a/h)^2)$
2	Cuando $a/h > 1$	$Kv = 5.34 + (4 / (a/h)^2)$

Fuente propia

Como:

$$\frac{a}{h} = \frac{750 \text{ mm}}{240 \text{ mm}} = 3.125 > 1$$

Entonces:

$$Kv = 5.34 + \left( \frac{4}{\left(\frac{750}{240}\right)^2} \right) = 5.750$$

Para hallar "Fv" se debe tener en cuenta las siguientes condiciones:

Tabla 104. Condiciones para "Fv"

Condición		
1	$h/t \leq (E \cdot Kv / Fy)^{0.5}$	$Fv = 0.6 \cdot Fy$
2	$(E \cdot Kv / Fy)^{0.5} < h/t \leq 1.51 \cdot (E \cdot Kv / Fy)^{0.5}$	$Fv = 0.6 \cdot Fy \cdot ((E \cdot Kv \cdot Fy)^{0.5} / (h/t))$
3	Si $h/t > 1.51 \cdot (E \cdot Kv / Fy)^{0.5}$	$Fv = (0.904 \cdot E \cdot Kv) / ((h/t)^2)$

Fuente propia

$$\sqrt{\frac{E \cdot Kv}{Fy}} = \sqrt{\frac{2000000 \cdot 5.750}{3515}} = 57.197$$

$$1.5 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot Kv}{Fy}} = 1.5 \cdot \sqrt{\frac{2000000 \cdot 5.750}{3515}} = 86.367$$

$$h/t = 240 / 2.5 = 96$$

Como:

$96 > 86.367$ , se utilizará la condición 3.

Por lo tanto:

$$Fv = \frac{0.904 \cdot E \cdot Kv}{\left(\frac{h}{t}\right)^2} = \frac{0.904 \cdot 2000000 \cdot 5.750}{\left(\frac{240}{2.5}\right)^2} = 1127.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_w = w^1(\text{Alma}) * \frac{t}{100} = 240 \text{ mm} * \frac{2.5 \text{ mm}}{100} = 600 \text{ mm}^2 = 6 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 1127.96 * 6 * 2 = 13535.52 \text{ kg}$$

$$V_u = \Phi_V * V_n = 0.95 * 2880 = 12858.74 \text{ kg}$$

$$\text{Vactuante} = 531.94 \text{ kg}$$

Como:

Vactuante < Vu → **Cumple diseño**

### 1. Verificación de abolladura en el alma

La verificación de la abolladura del alma se realiza debido a que es un elemento rigidizado uniformemente, comprimido con perforaciones no circulares. Como se muestra en la sección C.3.4:

Table C3.4.1-2 shall apply to single web channel and C-Sections members where  $h/t \leq 200$ ,  $N/t \leq 210$ ,  $N/h \leq 2.0$ , and  $\theta = 90^\circ$ . In Table C3.4.1-2, for interior two-flange loading or reaction of members having flanges fastened to the support, the distance from the edge of bearing to the end of the member shall be extended at least 2.5h. For unfastened cases, the distance from the edge of bearing to the end of the member shall be extended at least 1.5h.

**TABLE C3.4.1-2**  
Safety Factors, Resistance Factors, and Coefficients for  
Single Web Channel and C-Sections

Support and Flange Conditions		Load Cases		C	C <sub>R</sub>	C <sub>N</sub>	C <sub>h</sub>	USA and Mexico		Canada LSD $\phi_w$	Limits
								ASD	LRFD		
								$\Omega_c$	$\phi_c$		
Fastened to Support	Stiffened or Partially Stiffened Flanges	One-Flange Loading or Reaction	End	4	0.14	0.35	0.02	1.75	0.85	0.75	R/t ≤ 9
			Interior	13	0.23	0.14	0.01	1.65	0.90	0.80	R/t ≤ 5
		Two-Flange Loading or Reaction	End	7.5	0.08	0.12	0.048	1.75	0.85	0.75	R/t ≤ 12
			Interior	20	0.10	0.08	0.031	1.75	0.85	0.75	R/t ≤ 12

Figura 113. Coeficientes para abolladura en el alma

Fuente: (AISI, 2007, pg. 47)



$$P_n = C * t^2 * F_y * \sin\theta * \left(1 - C_R * \sqrt{\frac{R}{t}}\right) * \left(1 + C_N * \sqrt{\frac{N}{t}}\right) * \left(1 - C_h \sqrt{\frac{h}{t}}\right)$$

(Ec. C3.4.1 – 1)

**Donde:**

P<sub>n</sub>= resistencia nominal a la abolladura del alma

T= espesor del alma

F<sub>y</sub>= Límite de fluencia

Θ=ángulo entre el plano del alma y de la superficie de apoyo de la viga

R=radio interno de plegado (dato propiedad sección)

N=longitud de apoyo real, 19mm mín. (H del alma de montante)

H=Dimensión plana del alma → Ancho efectivo alma viga hallada

**Datos del Perfil:**

t= 0.25cm

F<sub>y</sub>= 3515 kg/cm<sup>2</sup>

θ= 90°

R= 0.25 cm

N= 10 cm

h= 24 cm

sin θ= 1

C= 4

C<sub>R</sub>= 0.14

C<sub>N</sub>= 0.35

C<sub>h</sub>= 0.02

Tabla 105. Verificación de parámetros para abolladura

h/t<=200	96	<=	200	OK
N/t<=210	40	<=	210	OK
N/h<=2	0.417	<=	2	OK
R/t<=9	1	<=	9	OK

Fuente propia

$$P_n = 4 * 0.25^2 * 3515 * 1 * \left(1 - 0.14 * \sqrt{\frac{0.25}{0.25}}\right) * \left(1 + 0.35 * \sqrt{\frac{10}{0.25}}\right) * \left(1 - 0.02 * \sqrt{\frac{24}{0.25}}\right)$$

$$P_n = 1952.6884 \text{ kg}$$

$$P_u = 1952.6884 * 0.85 * 2 = 3319.570 \text{ kg}$$

$$\text{Pactuante} = 531 \text{ kg}$$

$$\text{Pactuante} = 531 \text{ kg} < P_u = 3319.57 \text{ kg}$$

**NO NECESITA RIGIDIZADOR DE ALMA**

## 2. Separación entre conectores:

El cálculo de la separación de los conectores es necesario dado que es necesario conocer la distancia entre estos para una unión eficiente entre perfiles. Estos conectores irán en las pestañas de los perfiles "C".

$$S_{\text{máx}} = \frac{L}{G} \leq \frac{2g * T_s}{mq} \quad (\text{Ec. D1.1 - 1})$$

**Donde:**

L=Longitud viga

Ts=Resistencia de cálculo de la conexión fraccionada. Depende del tipo de conector

G= Distancia vertical entre las dos filas de conexiones más próximas a las alas superior e inferior

q=Carga de cálculo sobre la viga para separación de los conectores, donde para este caso que es carga distribuida uniformemente

$$q = 3 * W$$

m=distancia entre el centro de corte de un perfil C y el plano medio de su alma

$$m = \frac{W_f * d * t}{4 * I_x} \left[ W_f d + 2D \left( d - \frac{4D^2}{3d} \right) \right]$$

**Donde:**

Wf =Proyección de las alas a partir de la cara interna del alma

d=Profundidad de la viga → H “sección” cm

D=Profundidad del labio rigidizador → D “sección” cm

Ix=De la sección C → Dato

En caso que la longitud de apoyo de la reacción es más pequeña que la separación entre conectores, S, la resistencia de cálculo Ts será:

$$Ts \text{ actuante} = \frac{Ps * m}{2g} \quad (\text{Ec. D. 1.1 - 2})$$

Ps: carga concentrada o reacción

Se detallará el proceso para calcular la separación máxima entre conectores tanto para vigas compuestas como para montantes. Este proceso se repetirá para cada tipo diferente de elemento.

La separación máxima para la viga compuesta sería:

### **Conectores (Viga compuesta)**

$$S_{m\acute{a}x1} = \frac{L \text{ (ejes)}}{6} \Rightarrow \frac{430 \text{ cm}}{6} = 71.6\hat{6} \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x2} = \frac{2 * g * Ts}{m * q}$$

$$\text{Usando el perno de 10 mm} \rightarrow Ts \text{ resis.} = 13.8 \frac{KN}{cm^2} = 1407.2084 \frac{Kgf}{cm^2}$$

(Carpio M., pg.100)

$$q = 3 * w \Rightarrow \frac{kg}{m} \rightarrow \frac{kg}{cm}; w = \text{Carga distribuida}$$

$$g = (D - t) \times 2 \sim \text{cm ó m} ; (20 - 2.5) \times 2 \rightarrow 3.5 \text{ cm}$$

$$m = \frac{W_f * d * t}{4Ix} \left[ W_f * d + 2 * D \left( d - \frac{4D^2}{3d} \right) \right]$$

$$d \Rightarrow H_{\text{viga}}(\text{cm}) \Rightarrow 25 \text{ cm}$$

$$D \Rightarrow D_{\text{pestaña}}(\text{cm}) \Rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$Ix \Rightarrow \text{dato}(\text{cm}^4) \Rightarrow 777.8156 \text{ cm}^4$$

$$t = \text{espesor}(\text{cm}) \Rightarrow 0.25 \text{ cm}$$

$$B(\text{doble}) = (5 \text{ cm} \times 2) \rightarrow 10 \text{ cm}$$

$$W_f(\text{cm}) = \frac{B(\text{doble})}{2} - t(\text{cm})$$

$$\text{Por lo tanto, } W_f = 4.75 \text{ cm}$$

$$q = 1268.8 \text{ kg/m} = 12.688 \text{ kg/cm}$$

$$m = 2.5326 \text{ cm}$$

$$T_s \text{ actuante} = 10.84 \text{ KN} = 1105.37 \text{ kg}$$

$$T_s \text{ actuante} < T_s \text{ resistente } \mathbf{OK}$$

$$S_{m\acute{a}x2} = \frac{2 * 3.5 \text{ cm} * 1105.37 \text{ kg}}{2.5326 \text{ cm} * 12.688 \text{ kg/cm}}$$

$$S_{m\acute{a}x2} = 240.79 \text{ cm}$$

$$\mathbf{S = 70 \text{ cm}}$$

Para el caso de los montantes compuestos el cálculo sería:

### **Conectores (Montante compuesta)**

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{L * r_{cy}}{2 * r_1}$$

$$L = 2.65 \text{ cm}$$

$$R_{cy} = 1.73 \text{ cm}$$

$$R_1 = 1.8586$$

$$I_y = 14.984$$

$$I_x = 69.2437$$

$$A = 4.337$$

$$Menor \begin{cases} r_x = 3.996 \\ r_y = 1.8586 \checkmark \end{cases}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 123 \text{ cm}$$

$$S_{m\acute{a}x} = 120 \text{ cm}$$

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

### 3. Uniones en los apoyos de vigas

Para el diseño de las uniones se utilizará la tabla 109, la cual indica el tipo y número de tornillo de acero galvanizado necesario para soportar las cargas de corte y tracción que se generan en los apoyos de las vigas. Este proceso deberá aplicarse para cada una de las vigas de entrepiso y en ambos apoyos.

Tabla 106. Capacidad admisible en KN de tornillos de acero galvanizado

Espesor del componente más delgado	Tornillo #14 (1/4 pulgada)		#12-14		#10-16		#8-18		#6	
	Corte	Tracción	Corte	Tracción	Corte	Tracción	Corte	Tracción	Corte	Tracción
2,5	4,54	1,45	4,04	1,27	3,54	1,11	3,07	0,95	2,54	0,80
1,8	2,72	1,02	2,52	0,88	2,36	0,77	2,14	0,66	1,79	0,57
1,44	1,90	0,82	1,77	0,70	0,168	0,61	1,54	0,52	1,40	0,43
1,14	1,36	0,64	1,27	0,54	1,18	0,48	1,09	0,40	1,00	0,34
0,88	0,90	0,50	0,84	0,43	0,79	0,36	0,75	0,32	0,68	0,27

Fuente: (Dannemann, 2011, pg. 38)

#### 4.2.2.3 Diseño de montante

Para el diseño del montante se tomará como ejemplo la columna C1 la cual se encuentra en la esquina superior del lado izquierdo. Este montante estará conformado por 3 perfiles, de acuerdo al Manual de Arquitectura de Alacero.

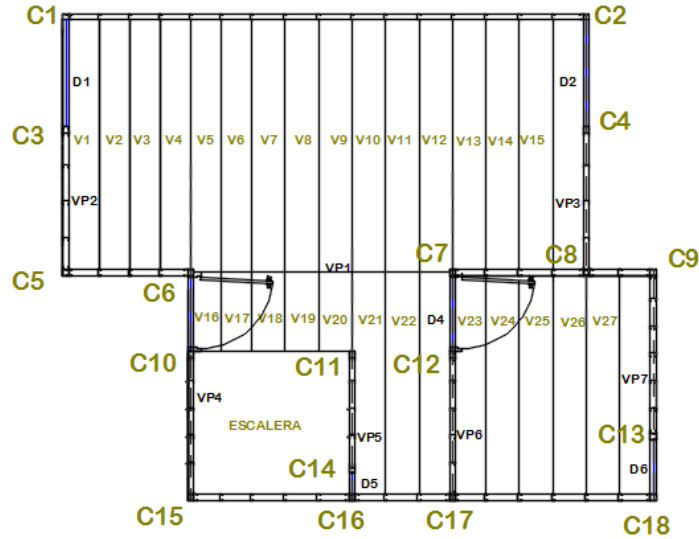
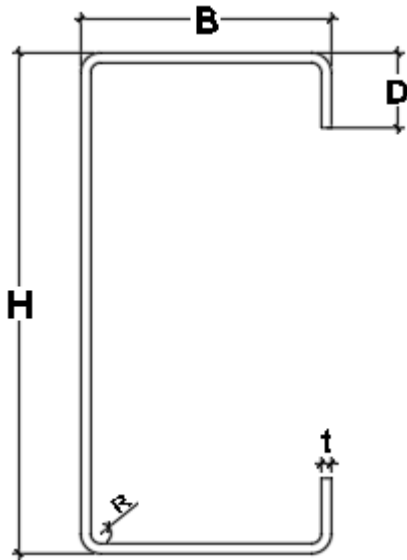


Figura 114. Distribución de columnas externas

Fuente propia



PROPIEDADES DEL PERFIL		
H (alma)	100mm	10cm
B (Ala)	50mm	5cm
D (Pestaña)	15mm	1.5cm
R(radio)	2mm	0.2cm
t(espesor)	2mm	0.2cm
$I_y$	14.9814cm <sup>4</sup>	
$S_x$	13.8487cm <sup>3</sup>	
A	4.337cm <sup>3</sup>	
L viga	275cm	
$F_y$	3515kg/cm <sup>2</sup>	
E	2000000kg/cm <sup>2</sup>	
$\nu$ (Poisson)	0.3	

Datos adicionales del hueco del montante

- $S_{end}(\text{mm}) = 300$
- $S(\text{mm}) = 610$
- $d_h(\text{mm}) = 38$
- $L_h(\text{mm}) = 110$
- $d_h/w_o \leq 0.5 = 0.38$

## I. Resistencia al pandeo por flexión con respecto al eje débil

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (\text{AISI, Ec. C4.1.1 - 1})$$

El factor K depende del tipo de pandeo que tendrá el montante, y para determinar el valor se utiliza la siguiente tabla:

Buckled shape of column is shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design value when ideal conditions are approximated	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
End condition code						
						Rotation fixed and translation fixed Rotation free and translation fixed Rotation fixed and translation free Rotation free and translation free

Figura 115. Pandeo del montante

Fuente: (Carpio, M, pg. 70)

El montante se deformará según el caso c, por lo cual el valor de K será 1.

$$L = 275 \text{ cm}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{14.98}{4.34}} = 1.859 \text{ cm}$$

Entonces, obteniendo todos los valores para poder resolver la ecuación tenemos que:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{\left(\frac{1 \times 275}{1.859}\right)^2} = 901.628 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_e}} \quad (\text{AISI, Ec. C4.1 - 4})$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{3515}{901.628}}$$

$$\lambda_c = 1.974 > 1.5$$

Si cumple con la condición que  $\lambda_c > 1.5$ , se utilizará la siguiente fórmula para hallar el valor de  $F_n$ :

$$F_n = \left[ \frac{0.877}{\lambda_c^2} \right] F_y \quad (\text{AISI, Ec. C4.1 - 3})$$

$$F_n = \left[ \frac{0.877}{1.974^2} \right] * 3515 = 790.728 \text{ Kg/cm}^2$$

## II. Cálculo de secciones efectivas

### A. Pestañas:

- **Ancho efectivo**

$$w = D - (R + t)$$

$$w = 15 - (2 + 2)$$

$$w = 11 \text{ mm}$$

- **Relación de esbeltez:**

Según sección B1.1. AISI

$$\frac{w}{t} = \frac{11}{2} = 5.5 < 60 \quad \text{OK}$$



- **Sección efectiva de pestaña:**

La pestaña es un elemento sin rigidizar uniformemente comprimido, por lo que se aplica la Sección B3.1.

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} \quad ; \quad f = Fn$$

**Tensión Crítica ( $F_{cr}$ ):**

$$F_{cr} = k \frac{n^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2$$

$$\mu = 0.3$$

$$k = 0.43$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 = 0.43 \frac{\pi^2 * 2 * 10^6}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{2}{11}\right)^2 = 25695.092$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{3515}{25695.092}} = 0.175 \leq 0.672$$

Si  $\lambda \leq 0.673$ , entonces  $D = w$

$$D = w = 11 \text{ mm}$$

**B. Alas:**

- **Ancho efectivo:**

$$w = b - 2(R + t) = 50 - 2(2 + 2) = 42 \text{ mm}$$

- **Relación de esbeltez:**

Según sección B1.1.

$$\frac{w}{t} = \frac{42}{2} = 21 < 90 \quad \mathbf{OK}$$

- **Sección efectiva de ala a compresión:**

Las alas son elementos sujetos a compresión uniforme con un rigidizador de borde, por lo cual el ancho efectivo  $b$  deberá determinarse acorde a la Sección B4.

$$S = 1.28 \sqrt{\frac{E}{f}} = 1.28 \sqrt{\frac{2000000}{790.728}} = 64.374$$

$$0.328(S) = 0.328(64.374) = 21.115$$

como  $\frac{w}{t} = 21 < 21.115$  entonces:

$$b = w$$

$$b_1 = b_2 = w/2$$

$$I_a = 0$$

$$d_s = d'_s$$

El ancho efectivo  $b$ , se debe calcular de acuerdo con la Sección B2.1 con el coeficiente de pandeo “ $k$ ” como se muestra en la tabla B4-1 a continuación:

Tabla 107. Refuerzo de pestaña

<b>Refuerzo de pestaña simple (<math>140^\circ \geq \theta \geq 40^\circ</math>)</b>	
<b><math>D/w \leq 0.25</math></b>	<b><math>0.25 &lt; D/w \leq 0.8</math></b>
<b><math>3.57 (R_1)^n + 0.43 \leq 4</math></b>	<b><math>(4.82 - 5D/w)(R_1)^n + 0.43 \leq 4</math></b>

Fuente: AISI S100-2007

$$\frac{D}{w} = \frac{15}{42} = 0.357 \text{ entonces:}$$

$$k = \left(4.82 - \frac{5D}{w}\right)(R_1)^n + 0.43 \leq 4$$

$$I_s = \frac{t \cdot c^3}{12} = \frac{2 \cdot 11^3}{12} = 221.833 \text{ mm}^4$$

$$Ia = 0$$

$$Ri = 0$$

$$n = \left(0.582 - \frac{\frac{w}{t}}{4S}\right) \geq 0.33$$

$$n = \left(0.582 - \frac{\frac{42}{2}}{4(64.374)}\right) = 0.50 \geq 0.33 \quad Ok$$

$$k = \left(4.82 - 5\left(\frac{15}{42}\right)\right)(0.000)^{0.524} + 0.43 = 0.430 \leq 4 \quad Ok$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{w}\right)^2 = 3.14 \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{2}{42}\right)^2 = 1762.532$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{3515}{1762.532}} = 0.670 \leq 0.673$$

$$b = w = 42 \text{ mm}$$

$$b_1 = \left(\frac{w}{2}\right) = \left(\frac{42}{2}\right) = 21 \text{ mm}$$

$$b_2 = b_1 = 21 \text{ mm}$$

**Labio modificado:**

$$d_s = d'_s$$

$$d_s = d'_s = 11 = 11 \text{ mm}$$

### C. Alma:

- **Ancho efectivo:**

$$w = H - 2(R + t) = 100 - 2(2 + 2) = 92 \text{ mm}$$

- **Relación de esbeltez:**

Según sección B1.1.

$$\frac{w}{t} = \frac{92}{2} = 46 < 500 \text{ OK}$$

- **Sección efectiva:**

En el alma de los montantes se debe diseñar los huecos para permitir el paso de instalaciones tanto eléctricas como sanitarias.

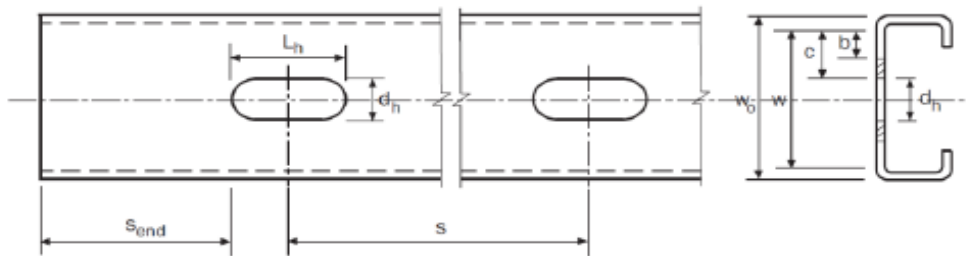


Figura 116. Huecos del montante

Fuente: (AISI S100-2007, pg.20)

$$S_{end} \geq 300 \text{ mm}$$

$$S_{end} = 300 \text{ mm } \mathbf{OK}$$

$$L_h \leq 114 \text{ mm}$$

$$L_h = 110 \text{ mm } \mathbf{OK}$$

$$d_h \leq 38 \text{ mm}$$

$$d_h = 38 \text{ mm } \mathbf{OK}$$

$$\frac{d_h}{w_o} \leq 0.5$$

$$\frac{d_h}{w_o} = \frac{38}{100} = 0.38 \leq 0.5 \quad \mathbf{OK}$$

$$S \geq 610 \text{ mm}$$

$$S = 610 \text{ mm } \mathbf{OK}$$

El alma es un elemento rigidizado sujeto a compresión uniforme con perforaciones no circulares a lo largo de su longitud. El ancho efectivo deberá determinarse acorde a la Sección B2.2.

$$w = 92 \text{ mm}$$

$$c = \frac{w - d_h}{2} = \frac{92 - 38}{2} = 27 \text{ mm}$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}}$$

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{c}\right)^2$$

$$k = 0.43$$

$$F_{cr} = 0.43 \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^6}{12(1 - 0.3^2)} \left(\frac{2}{27}\right)^2 = 4264.892$$

$$\lambda = \sqrt{\frac{f}{F_{cr}}} = \sqrt{\frac{3515}{4264.892}} = 0.431 \leq 0.673$$

$$b = c = 27 \text{ mm}$$

#### D. Área efectiva de la sección

Nº de perfil en montante= 3

Long. Perdida= 1\*(27-27) =0

Área Perdida =0\*2=0

Área efectiva = (4.337 \* 0)-0-(1 \* 38 \* 2/100) = 10.731 cm<sup>2</sup>

#### III. Carga de diseño:

La resistencia a compresión se determina acorde a la Sección C4

$$P_n = A_e * F_n$$

$$P_n = 10.731 \text{ cm}^2 * 790.728 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 8485.298 \text{ kg}$$

$$P_u = \Phi_c * P_n$$

$$\Phi_c = 0.85$$

$$P_u = 0.85 * 8485.298 = 7212.504 \text{ kg}$$

#### IV. Comprobación de resistencia:

Con el SAP2000 se calculó la carga axial del montante seleccionado, utilizando una envolvente:

$$P_{actuante} = 1969.52 \text{ kg}$$

$$P_u \geq P_a$$

$$7212.504 \text{ kG} \geq 1969.52 \text{ kG} \quad \mathbf{OK}$$

A continuación, se detallará en un cuadro resumen el diseño de tanto las vigas de entrepiso como los montantes.

Tabla 108. Verificación de momentos y pandeo lateral de las vigas de entrepiso

VERIFICACIÓN DE VIGAS Y DINTELES							
Elemento	Nombre	Mu resistente (kg-m)	Mu SAP (kg-m)	Verificación Mu	Momento resistente por pandeo lateral	Verificación pandeo lateral	
VIGA ENTREPISO	V1	1045.352302	595.98	Cumple	174.364	Riostra	
	V2	1045.352302	568.32	Cumple	174.364	Riostra	
	V3	1045.352302	568.32	Cumple	174.364	Riostra	
	V4	1045.352302	568.32	Cumple	174.364	Riostra	
	V5	1045.352302	568.32	Cumple	174.364	Riostra	
	V6	1045.352302	595.98	Cumple	174.364	Riostra	
	V7	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra	
	V8	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra	
	V9	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra	
	V10	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra	
	V11	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra	
	V12	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra	
	V13	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra	
	V14	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra	
	V15	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra	
	V16	1045.352302	49.00	Cumple	Cumple	976.187	No Riostra
	V17	1045.352302	51.39	Cumple	Cumple	976.187	No Riostra
	V18	1045.352302	53.77	Cumple	Cumple	976.187	No Riostra
	V19	1045.352302	53.77	Cumple	Cumple	976.187	No Riostra
	V20	1045.352302	55.09	Cumple	Cumple	1952.375	No Riostra
	V21	1045.352302	490.04	Cumple	Cumple	224.674	Riostra
	V22	1045.352302	490.04	Cumple	Cumple	224.674	Riostra
	V23	1045.352302	490.04	Cumple	Cumple	224.674	Riostra
	V24	1045.352302	490.04	Cumple	Cumple	224.674	Riostra
	V25	1045.352302	490.04	Cumple	Cumple	224.674	Riostra
	V26	1045.352302	490.04	Cumple	Cumple	224.674	Riostra
	V27	1045.352302	490.04	Cumple	Cumple	224.674	Riostra
	V28	1045.352302	595.98	Cumple	Cumple	174.364	Riostra
	V29	1045.352302	568.32	Cumple	Cumple	174.364	Riostra
	V30	1045.352302	401.72	Cumple	Cumple	174.364	Riostra
	V31	1045.352302	568.32	Cumple	Cumple	174.364	Riostra
	V32	1045.352302	568.32	Cumple	Cumple	174.364	Riostra
	V33	1045.352302	595.98	Cumple	Cumple	174.364	Riostra
	V34	1045.352302	623.64	Cumple	Cumple	174.364	Riostra



	V35	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra
	V36	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra
	V37	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra
	V38	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra
	V39	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra
	V40	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra
	V41	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra
	V42	1045.352302	623.64	Cumple	174.364	Riostra
	V43	1045.352302	49.00	Cumple	976.187	No Riostra
	V44	1045.352302	51.39	Cumple	976.187	No Riostra
	V45	1045.352302	53.77	Cumple	976.187	No Riostra
	V46	1045.352302	53.77	Cumple	976.187	No Riostra
	V47	1045.352302	55.09	Cumple	1952.375	No Riostra
	V48	1045.352302	490.04	Cumple	224.674	Riostra
	V49	1045.352302	490.04	Cumple	224.674	Riostra
	V50	1045.352302	490.04	Cumple	224.674	Riostra
	V51	1045.352302	490.04	Cumple	224.674	Riostra
	V52	1045.352302	490.04	Cumple	224.674	Riostra
	V53	1045.352302	490.04	Cumple	224.674	Riostra
	V54	1045.352302	490.04	Cumple	224.674	Riostra
	V55	1045.352302	11.82	Cumple	976.187	No Riostra
	V56	1045.352302	12.35	Cumple	976.187	No Riostra
	V57	1045.352302	12.87	Cumple	976.187	No Riostra
	V58	1045.352302	12.87	Cumple	976.187	No Riostra
	V59	1045.352302	31.75	Cumple	1952.375	No Riostra
	V60	1045.352302	117.33	Cumple	224.674	No Riostra
	V61	1045.352302	117.33	Cumple	224.674	No Riostra
	V62	1045.352302	117.33	Cumple	224.674	No Riostra
	V63	1045.352302	117.33	Cumple	224.674	No Riostra
	V64	1045.352302	117.33	Cumple	224.674	No Riostra
	V65	1045.352302	117.33	Cumple	224.674	No Riostra
	V66	1045.352302	117.33	Cumple	224.674	No Riostra
	V67	1045.352302	117.33	Cumple	224.674	No Riostra
VIGA PRINCIPAL	VP1	3467.915104	1839.77	Cumple	-	-
	VP2	1045.352302	44.10	Cumple	-	-
	VP3	1045.352302	48.03	Cumple	-	-
	VP4	1045.352302	53.42	Cumple	-	-
	VP5	1045.352302	53.34	Cumple	-	-
	VP6	1045.352302	81.43	Cumple	-	-
	VP7	1309.972162	55.09	Cumple	-	-

	VP8	1045.352302	979.63	Cumple	-	-
	VP9	1045.352302	47.15	Cumple	-	-
	VP10	1045.352302	51.36	Cumple	-	-
	VP11	1045.352302	60.24	Cumple	-	-
	VP12	1045.352302	56.84	Cumple	-	-
	VP13	1045.352302	93.81	Cumple	-	-
	VP14	1045.352302	87.84	Cumple	-	-
	VP15	1045.352302	50.75	Cumple	-	-
	VP16	1045.352302	53.68	Cumple	-	-
	VP17	1045.352302	68.79	Cumple	-	-
VIGA DINTEL	D1	117.9149354	24.72	Cumple	-	-
	D2	117.9149354	24.73	Cumple	-	-
	D3	117.9149354	28.83	Cumple	-	-
	D4	117.9149354	52.8	Cumple	-	-
	D5	117.9149354	0	Cumple	-	-
	D6	117.9149354	5.39	Cumple	-	-
	D7	117.9149354	60.52	Cumple	-	-
	D8	117.9149354	60.52	Cumple	-	-
	D9	222.3716716	59.44	Cumple	-	-
	D10	222.3716716	80.83	Cumple	-	-
	D11	117.9149354	26.56	Cumple	-	-
	D12	117.9149354	52.80	Cumple	-	-
	D13	117.9149354	0	Cumple	-	-
	D14	117.9149354	2.48	Cumple	-	-
	D15	117.9149354	6.11	Cumple	-	-
	D16	117.9149354	0	Cumple	-	-
	D17	117.9149354	4.07	Cumple	-	-

Fuente propia

Tabla 109. Verificación de cortantes, cargas resistentes y deflexión de las vigas de entrepiso

VERIFICACIÓN DE VIGAS Y DINTELES

Elemento	Nombre	Vu resistente (kg)	Vu SAP (kg)	Verificación Vu	P en extremo viga SAP	P resistente en extremo viga	Verificación abolladura en alma	Deflexión (cm)	Verificación deflexión
VIGA ENTRE PISO	V1	3917.378	574.69	Cumple	574.69	1148.629	No rigidizador	0.736	Cumple
	V2	3917.378	548.02	Cumple	548.02	1148.629	No rigidizador	0.702	Cumple
	V3	3917.378	548.02	Cumple	548.02	1148.629	No rigidizador	0.731	Cumple
	V4	3917.378	548.02	Cumple	548.02	1148.629	No rigidizador	0.466	Cumple
	V5	3917.378	548.02	Cumple	548.02	1148.629	No rigidizador	0.674	Cumple
	V6	3917.378	574.69	Cumple	574.69	1148.629	No rigidizador	0.757	Cumple
	V7	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.847	Cumple
	V8	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.681	Cumple
	V9	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.877	Cumple
	V10	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.683	Cumple
	V11	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.614	Cumple
	V12	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.444	Cumple
	V13	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.53	Cumple
	V14	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.534	Cumple
	V15	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.507	Cumple
	V16	3917.378	169.63	Cumple	169.63	1148.629	No rigidizador	0.017	Cumple
	V17	3917.378	177.88	Cumple	177.88	1148.629	No rigidizador	0.005	Cumple
	V18	3917.378	186.14	Cumple	186.14	1148.629	No rigidizador	0.008	Cumple
	V19	3917.378	186.14	Cumple	186.14	1148.629	No rigidizador	0.01	Cumple
	V20	8018.535	190.68	Cumple	190.68	2297.258	No rigidizador	0.047	Cumple
	V21	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.217	Cumple
	V22	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.238	Cumple

V23	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.265	Cumple
V24	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.266	Cumple
V25	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.209	Cumple
V26	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.351	Cumple
V27	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.51	Cumple
V28	3917.378	574.69	Cumple	574.69	1148.629	No rigidizador	0.944	Cumple
V29	3917.378	548.02	Cumple	548.02	1148.629	No rigidizador	0.9	Cumple
V30	3917.378	387.37	Cumple	387.37	1148.629	No rigidizador	0.608	Cumple
V31	3917.378	548.02	Cumple	548.02	1148.629	No rigidizador	0.498	Cumple
V32	3917.378	548.02	Cumple	548.02	1148.629	No rigidizador	0.775	Cumple
V33	3917.378	574.69	Cumple	574.69	1148.629	No rigidizador	0.908	Cumple
V34	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.928	Cumple
V35	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.714	Cumple
V36	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.864	Cumple
V37	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.637	Cumple
V38	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.676	Cumple
V39	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.559	Cumple
V40	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.614	Cumple
V41	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.607	Cumple
V42	3917.378	601.36	Cumple	601.36	1148.629	No rigidizador	0.59	Cumple
V43	3917.378	169.63	Cumple	169.63	1148.629	No rigidizador	0.012	Cumple
V44	3917.378	177.88	Cumple	177.88	1148.629	No rigidizador	0.014	Cumple
V45	3917.378	186.14	Cumple	186.14	1148.629	No rigidizador	0.008	Cumple
V46	3917.378	186.14	Cumple	186.14	1148.629	No rigidizador	0.015	Cumple
V47	8018.535	190.68	Cumple	190.68	2297.258	No rigidizador	0.039	Cumple
V48	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.315	Cumple
V49	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.265	Cumple
V50	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.246	Cumple

	V51	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.262	Cumple
	V52	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.191	Cumple
	V53	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.361	Cumple
	V54	3917.378	529.77	Cumple	529.77	1148.629	No rigidizador	0.5	Cumple
	V55	3917.378	40.93	Cumple	40.93	1148.629	No rigidizador	0.013	Cumple
	V56	3917.378	42.75	Cumple	42.75	1148.629	No rigidizador	0.03	Cumple
	V57	3917.378	44.57	Cumple	44.57	1148.629	No rigidizador	0.02	Cumple
	V58	3917.378	44.57	Cumple	44.57	1148.629	No rigidizador	0.018	Cumple
	V59	8018.535	109.89	Cumple	109.89	2297.258	No rigidizador	0.016	Cumple
	V60	3917.378	126.84	Cumple	126.84	1148.629	No rigidizador	0.139	Cumple
	V61	3917.378	126.84	Cumple	126.84	1148.629	No rigidizador	0.148	Cumple
	V62	3917.378	126.84	Cumple	126.84	1148.629	No rigidizador	0.128	Cumple
	V63	3917.378	126.84	Cumple	126.84	1148.629	No rigidizador	0.152	Cumple
	V64	3917.378	126.84	Cumple	126.84	1148.629	No rigidizador	0.14	Cumple
	V65	3917.378	126.84	Cumple	126.84	1148.629	No rigidizador	0.121	Cumple
	V66	3917.378	126.84	Cumple	126.84	1148.629	No rigidizador	0.131	Cumple
	V67	3917.378	126.84	Cumple	126.84	1148.629	No rigidizador	0.108	Cumple
VIGA PRINCIPAL	VP1	12858.741	3295.66	Cumple	3295.66	3319.570	No rigidizador	0.688	Cumple
	VP2	3917.378	112.15	Cumple	112.15	1148.629	No rigidizador	0.008	Cumple
	VP3	3917.378	114.92	Cumple	114.92	1148.629	No rigidizador	0.016	Cumple
	VP4	3917.378	120.11	Cumple	120.11	1148.629	No rigidizador	0.005	Cumple
	VP5	8018.535	194.45	Cumple	194.45	2297.258	No rigidizador	0.04	Cumple
	VP6	3917.378	497.27	Cumple	497.27	1148.629	No rigidizador	0.031	Cumple
	VP7	6986.584	2910.46	Cumple	2910.46	1704.380761	Rigidizador	0.003	Cumple
	VP8	3917.378	271.71	Cumple	271.71	1148.629	No rigidizador	0.121	Cumple
	VP9	3917.378	47.15	Cumple	47.15	1148.629	No rigidizador	0.01	Cumple
	VP10	3917.378	51.36	Cumple	51.36	1148.629	No rigidizador	0.024	Cumple
	VP11	3917.378	60.24	Cumple	60.24	1148.629	No rigidizador	0.009	Cumple

	VP12	8018.535	56.84	Cumple	56.84	2297.258	No rigidizador	0.037	Cumple
	VP13	3917.378	93.81	Cumple	93.81	1148.629	No rigidizador	0.046	Cumple
	VP14	3917.378	87.84	Cumple	87.84	1148.629	No rigidizador	0.01	Cumple
	VP15	3917.378	50.75	Cumple	50.75	1148.629	No rigidizador	0.012	Cumple
	VP16	8018.535	53.68	Cumple	53.68	2297.258	No rigidizador	0.038	Cumple
	VP17	3917.378	68.79	Cumple	68.79	1148.629	No rigidizador	0.013	Cumple
VIGA DINTEL	D1	777.811	75.18	Cumple	75.18	313.889	No rigidizador	0.054	Cumple
	D2	777.811	74.7	Cumple	74.7	313.889	No rigidizador	0.054	Cumple
	D3	777.811	96.96	Cumple	96.96	313.889	No rigidizador	0.028	Cumple
	D4	777.811	182.75	Cumple	182.75	313.889	No rigidizador	0.006	Cumple
	D5	777.811	31.83	Cumple	31.83	313.889	No rigidizador	0	Cumple
	D6	777.811	44.98	Cumple	44.98	313.889	No rigidizador	0.008	Cumple
	D7	777.811	130.85	Cumple	130.85	313.889	No rigidizador	0.083	Cumple
	D8	777.811	91.95	Cumple	91.95	313.889	No rigidizador	0.084	Cumple
	D9	2490.973	846.46	Cumple	846.46	758.590	Rigidizador	0.058	Cumple
	D10	2490.973	147.41	Cumple	147.41	758.590	No rigidizador	0.161	Cumple
	D11	777.811	182.75	Cumple	182.75	313.889	No rigidizador	0.016	Cumple
	D12	777.811	31.83	Cumple	31.83	313.889	No rigidizador	0.025	Cumple
	D13	777.811	16.06	Cumple	16.06	313.889	No rigidizador	0	Cumple
	D14	777.811	24.63	Cumple	24.63	313.889	No rigidizador	0.002	Cumple
	D15	777.811	21.16	Cumple	21.16	313.889	No rigidizador	0.03	Cumple
	D16	777.811	7.33	Cumple	7.33	313.889	No rigidizador	0	Cumple
	D17	777.811	16.28	Cumple	16.28	313.889	No rigidizador	0.002	Cumple

Fuente propia

Tabla 110. Verificación de carga resistente de montantes por piso

Primer piso				
Montante exterior	Nº de perfiles	P resistente (Kg)	P actuante (Kg)	Verificación
C1	3	7212.50	1969.52	Cumple
C2	3	7212.50	1783.64	Cumple
C3	3	7212.50	3661.25	Cumple
C4	3	7212.50	4030.69	Cumple
C5	4	9616.67	4709.77	Cumple
C6	3	9824.85	8969.22	Cumple
C7	3	7212.50	5395.50	Cumple
C8	5	12020.84	4535.37	Cumple
C9	4	9616.67	6101.84	Cumple
C10	3	7212.50	4196.68	Cumple
C11	3	7212.50	4196.03	Cumple
C12	3	7212.50	4391.66	Cumple
C13	3	7212.50	4865.02	Cumple
C14	3	7212.50	3750.59	Cumple
C15	4	9616.67	4010.85	Cumple
C16	4	9616.67	1669.51	Cumple
C17	5	12020.84	3198.43	Cumple
C18	3	7212.50	2736.95	Cumple

Segundo piso				
Montante exterior	Nº de perfiles	P resistente (Kg)	P actuante (Kg)	Verificación
C1	3	7212.50	719.49	Cumple
C2	3	7212.50	615.88	Cumple
C3	3	7212.50	1228.98	Cumple
C4	3	7212.50	1342.23	Cumple
C5	4	9616.67	1424.42	Cumple
C6	3	9824.85	7204.88	Cumple
C7	3	7212.50	1824.42	Cumple
C8	5	12020.84	1579.95	Cumple
C9	4	9616.67	4061.88	Cumple
C10	3	7212.50	1973.95	Cumple
C11	3	7212.50	2080.72	Cumple
C12	3	7212.50	1509.49	Cumple
C13	3	7212.50	2272.68	Cumple
C14	3	7212.50	1788.70	Cumple

C15	4	9616.67	2001.74	Cumple
C16	4	9616.67	1159.67	Cumple
C17	5	12020.84	997.71	Cumple
C18	3	7212.50	1010.76	Cumple

Tercer piso				
Montante exterior	N° de perfiles	P resistente (Kg)	P actuante (Kg)	Verificación
C6	3	9824.85	4851.12	Cumple
C9	4	9616.67	1729.59	Cumple
C10	3	7212.50	555.36	Cumple
C11	3	7212.50	668.92	Cumple
C13	3	7212.50	691.15	Cumple
C14	3	7212.50	563.49	Cumple
C15	4	9616.67	619.50	Cumple
C16	4	9616.67	422.60	Cumple
C17	5	12020.84	597.33	Cumple
C18	3	7212.50	180.23	Cumple

Fuente propia



#### 4.2.2.4 Diseño de platea de cimentación

Generalmente para estructuras de acero conformado en frío se construye una platea de cimentación debido al poco peso de la edificación, además de que sirve para distribuir mejor los esfuerzos en el suelo.

Para el diseño de la platea se utilizó el programa SAFE, el cual facilita el modelaje y diseño de cimentaciones. En cuanto a la dimensión de la losa, se decidió asignarle un espesor de 15 cm, ya que este es el estándar promedio para estructuras livianas. Adicionalmente se le colocó una viga de 20 cm de ancho y 40 cm de espesor, la cual irá en todo el perímetro de la platea de cimentación.

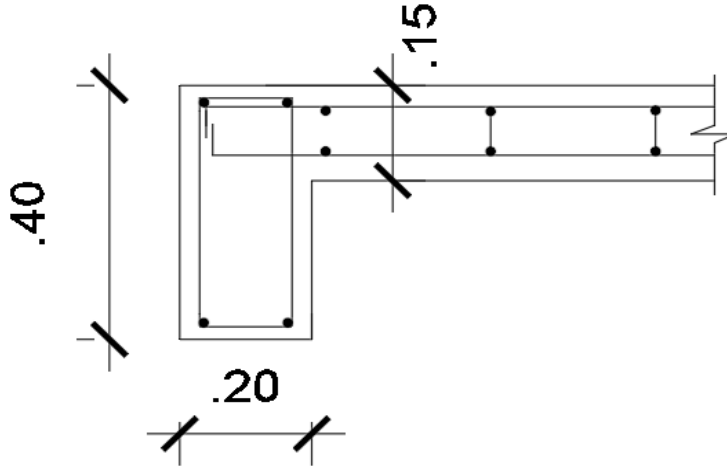


Figura 117. Detalle de platea y viga perimetral

Fuente propia

### 1. Propiedades de los materiales

- **Concreto**

- Resistencia a la Compresión:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación Unitaria Máxima:  $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Módulo de Elasticidad:  $E_c = 15,000\sqrt{f'c}$   $E_c = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.20$
- Módulo de Corte:  $G = E_c/2.3$   $G = 94,500$

- **Acero de refuerzo**
  - Esfuerzo de Fluencia:  $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
  - Deformación Unitaria Máxima:  $\epsilon_s = 0.0021$
  - Módulo de Elasticidad:  $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

## 2. Procedimiento

- Lo primero que se hizo fue exportar las cargas y casos de carga de la base del modelo del SAP2000 a SAFE, para así poder tener todas las cargas en varios puntos de la platea y de esta forma tener un mejor diseño, aparte de facilitar el trabajo.

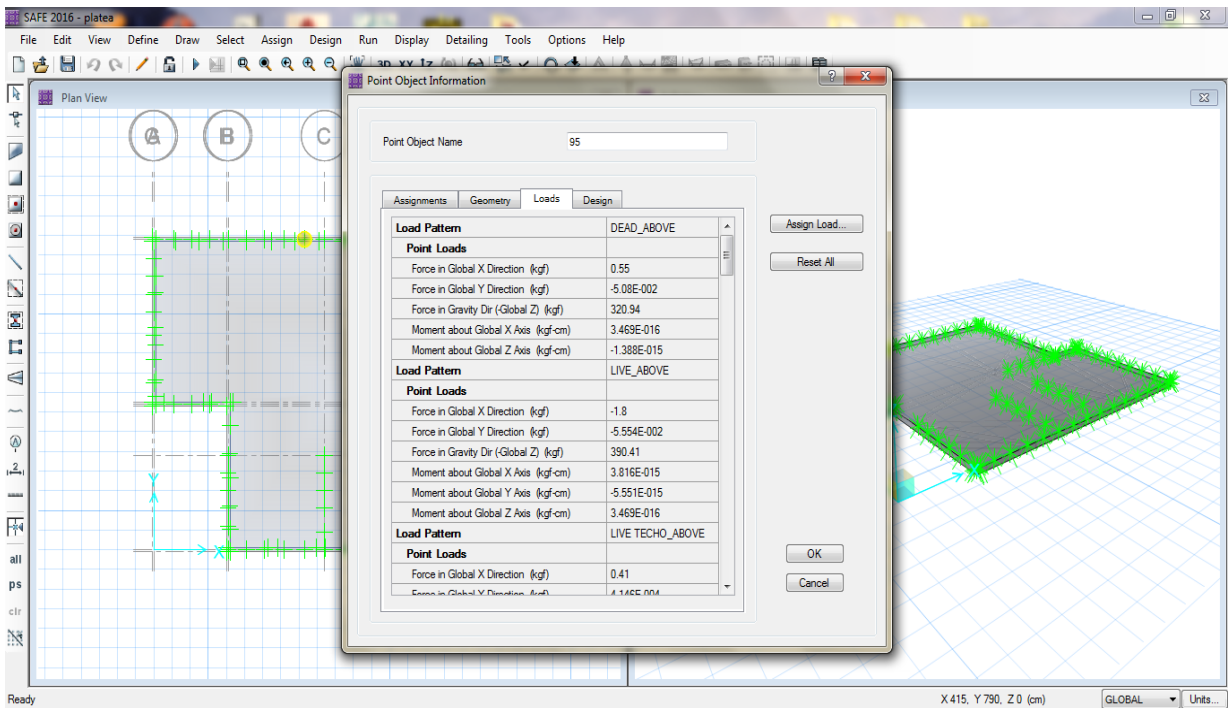


Figura 118. Cargas y casos de cargas exportados

Fuente propia

- Se procedió a crear tanto el material de concreto como los elementos: platea de cimentación y vigas perimetrales.

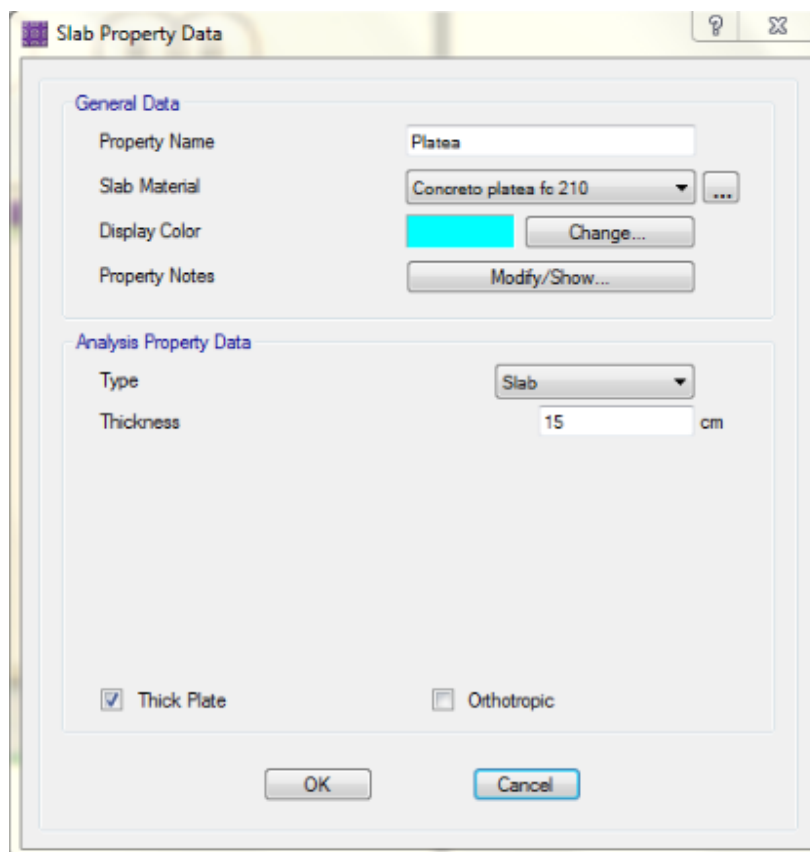


Figura 119. Propiedades de la platea

Fuente propia

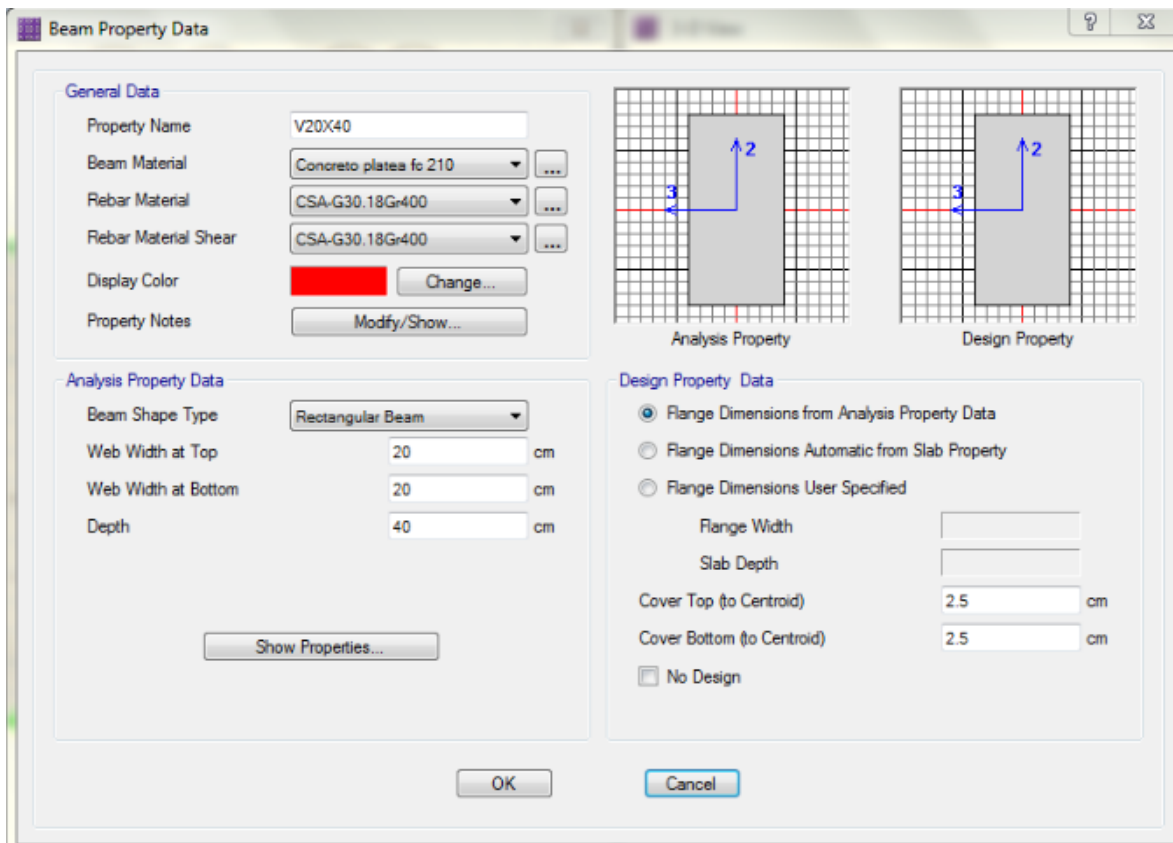


Figura 120. Propiedades de viga perimetral

Fuente propia

- Al igual que el diseño de los cimientos corridos en albañilería confinada, se utilizó un coeficiente de balasto de 3.325 kg/cm<sup>3</sup>. De igual forma se hará que solo se trabaje bajo compresión.

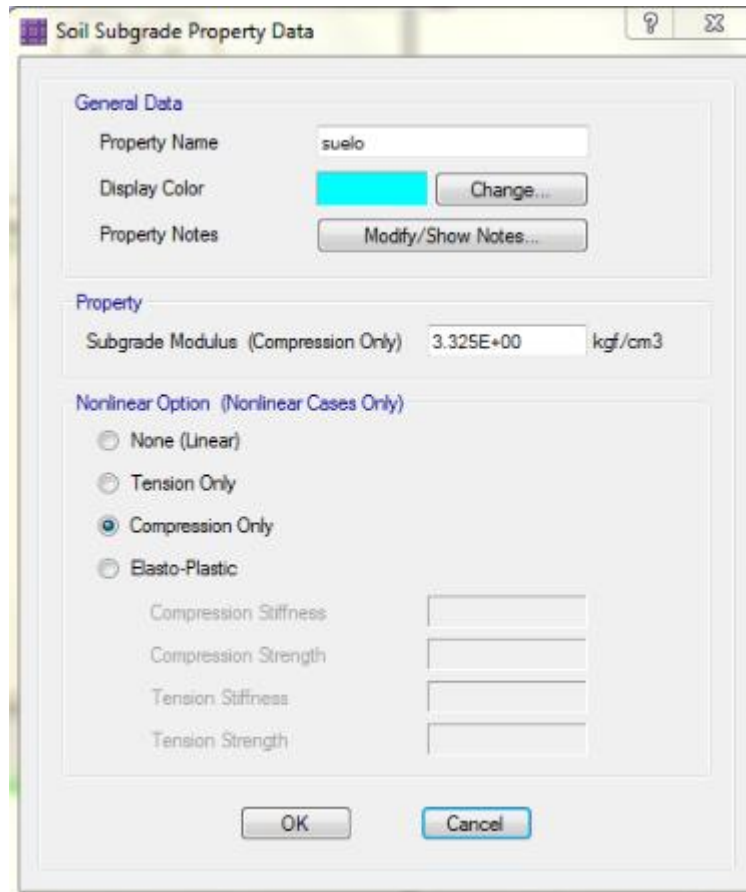


Figura 121. Coeficiente de Winkler en SAFE

Fuente propia

- El siguiente paso es colocar las franjas de diseño en ambos sentidos. Mientras más franjas se coloque el programa indicará con más precisión cuantos cm<sup>2</sup> de acero de refuerzo será necesario. Estas franjas deben ocupar la base en su totalidad, para que al analizar pueda considerar todas las cargas exportadas y realizar un mejor cálculo.

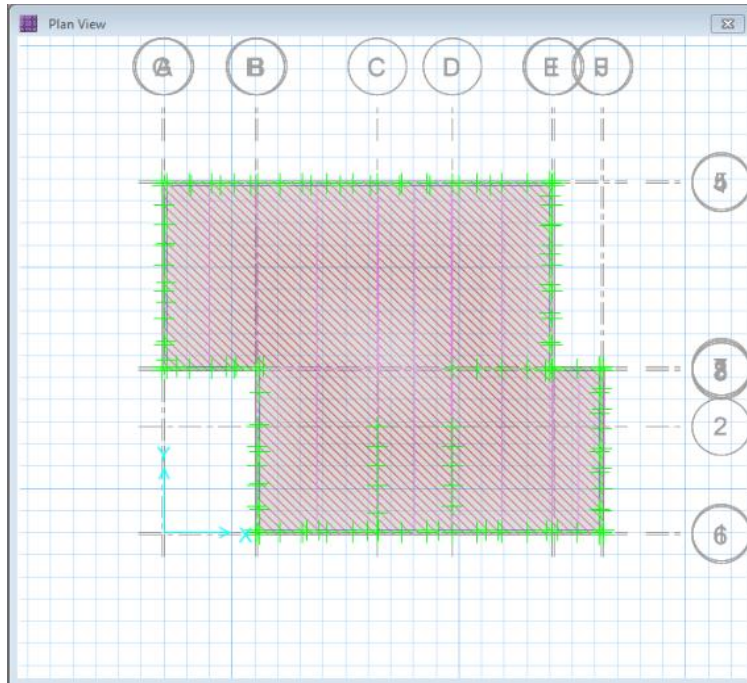


Figura 122. Franja de diseño en eje "Y"

Fuente propia

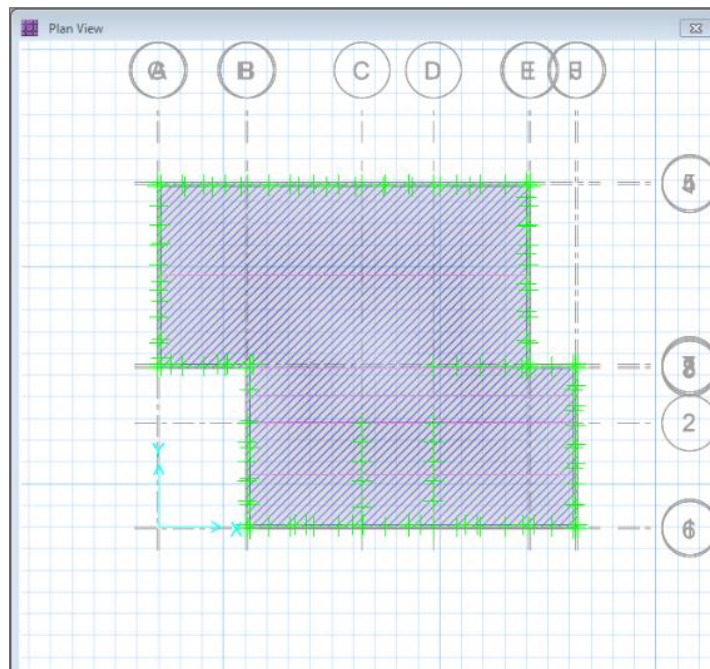


Figura 123. Franja de diseño en eje "X"

Fuente propia

- Una vez dibujado las franjas de diseño se introducen las combinaciones de cargas. Para el caso de plateas de cimentación la carga predominante y la que más se utiliza es la carga de servicio, la cual es la suma de la carga muerta y carga viva al 100 %. Al ser ambas cargas de gravedad, serán estas las que más esfuerzos provocarán.

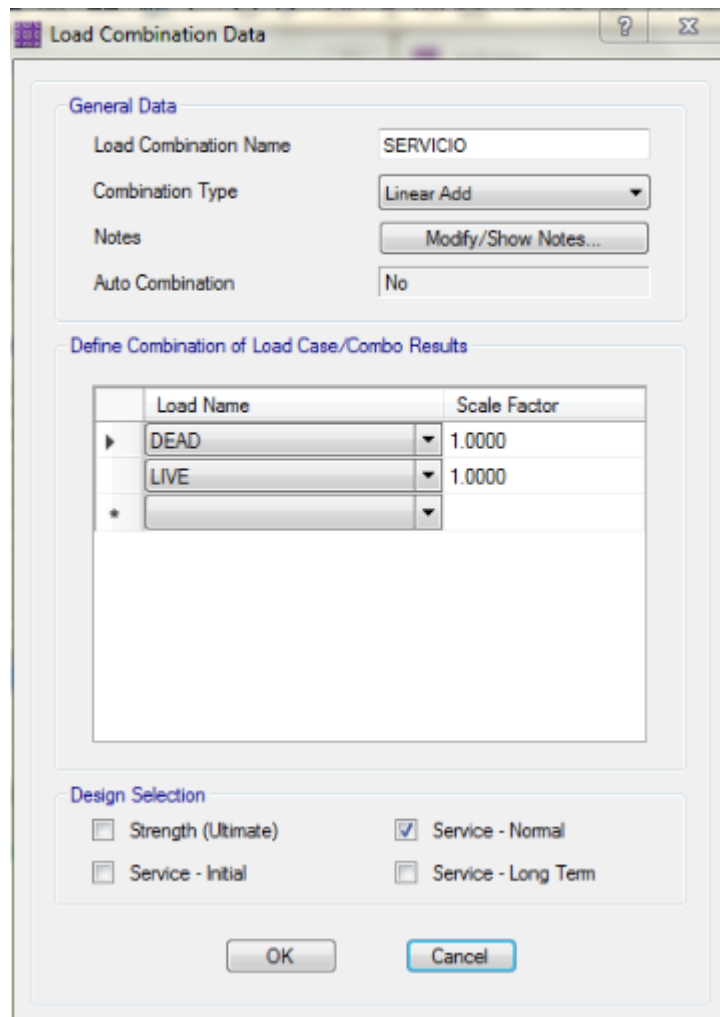


Figura 124. Carga de servicio

Fuente propia

- A continuación, se corre el programa y se realiza ciertas verificaciones a la platea de cimentación.

○ **Presión en el suelo**

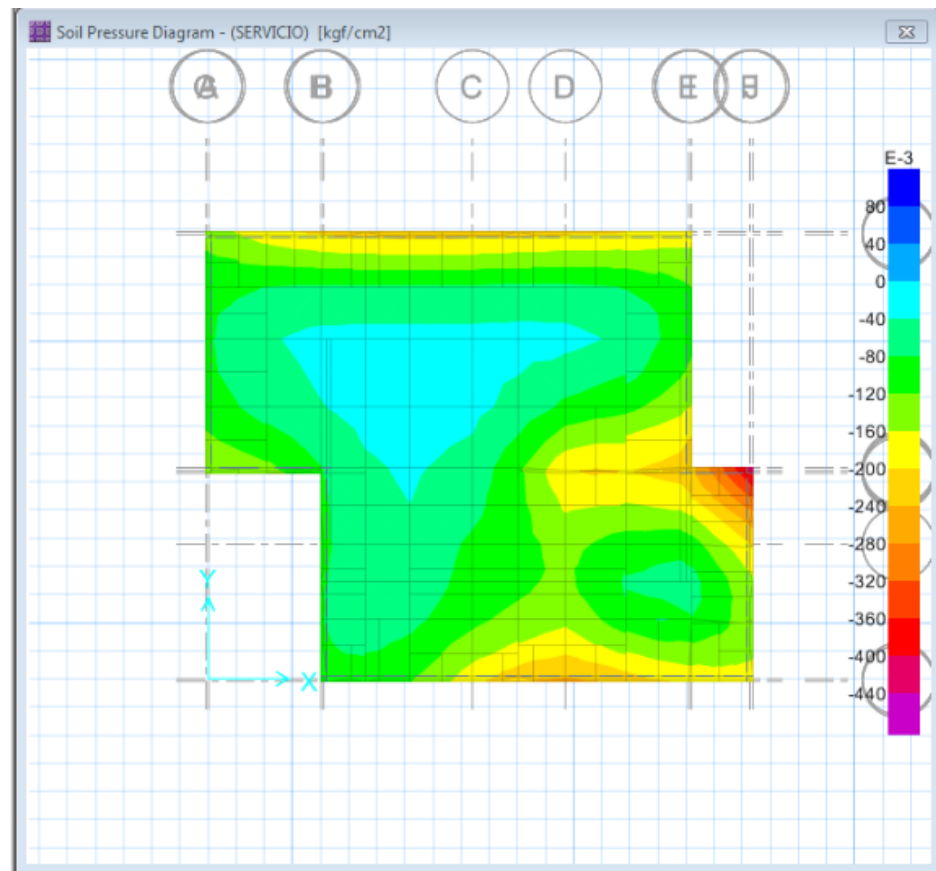


Figura 125. Presión en el suelo de la platea

Fuente propia

La presión en el suelo no debe superar el esfuerzo admisible de 1.61 kg/cm<sup>2</sup>. En este caso la presión máxima ocurre en una esquina de la edificación, donde se concentra más carga debido a la cantidad de paneles. Esta presión es de 0.428 kg/cm<sup>2</sup>, siendo cuatro veces menos que la carga admisible.



- **Punzonamiento**

Para el caso de estructuras de acero liviano no es necesario hacer la verificación de punzonamiento, debido al poco peso de la edificación.

- **Asentamiento de la estructura**

El asentamiento en el suelo es casi nulo, siendo el más crítico en la misma esquina anterior. El máximo asentamiento es de 1.29 mm.

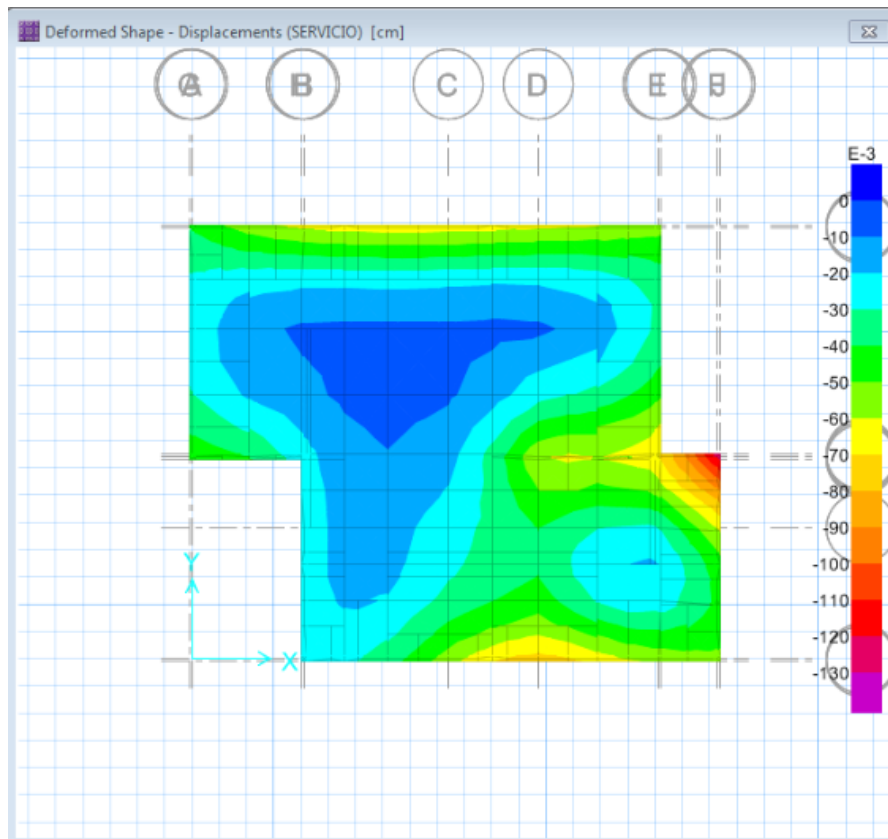


Figura 126. Asentamiento en el suelo

Fuente propia

- Ya realizado las verificaciones de la platea y ver que esta cumple correctamente, se procede a calcular la malla de acero de refuerzo en ambas direcciones, tanto arriba como abajo. Para esto el SAFE ofrece dos alternativas: utilizar la cantidad de cm<sup>2</sup> que cada franja de diseño indica para calcular la cantidad de acero requerido manualmente, o colocar diámetros de acero con un cierto espaciamiento para que el mismo programa calcule si con esa distribución es suficiente o requiere más refuerzo. Cabe indicar que si aparece “FAILED” quiere decir que no es necesario refuerzo.

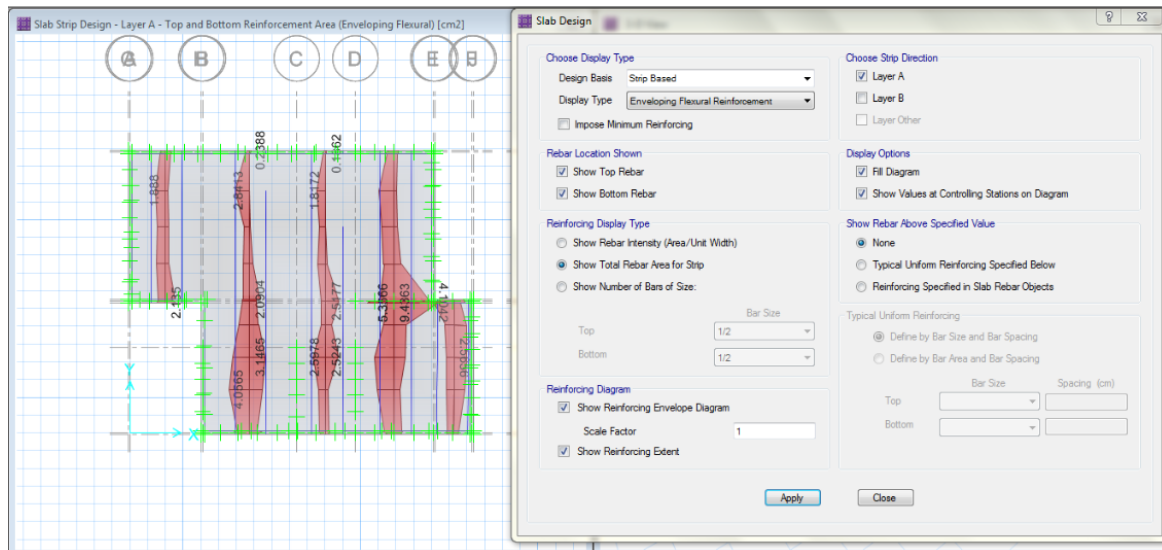
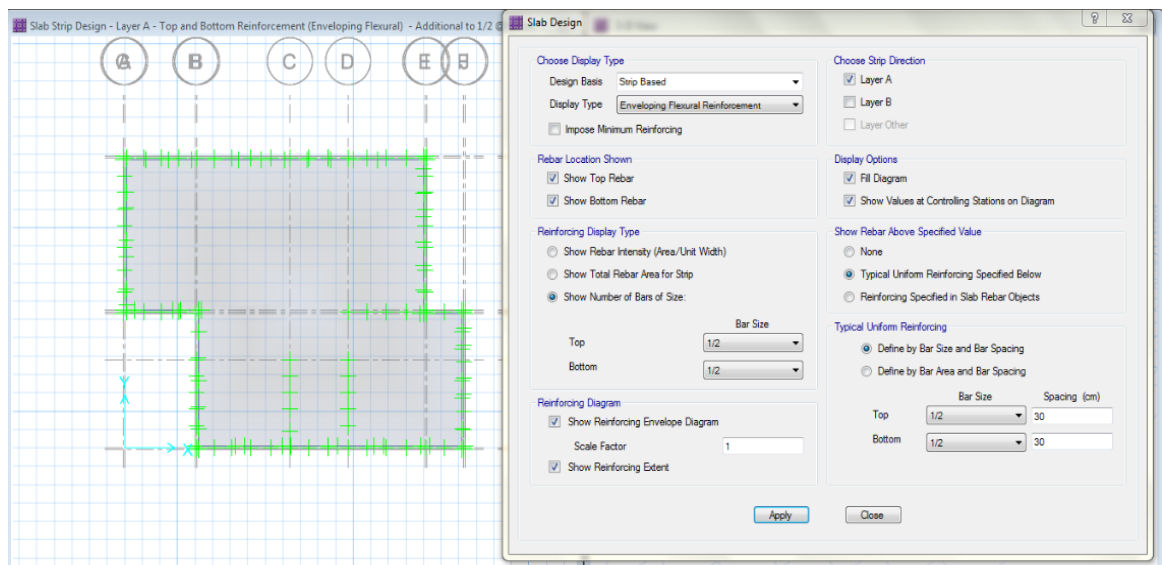


Figura 127. Diámetro de acero en eje "Y"

Figura 128. Cantidad de acero en cm<sup>2</sup> en eje "Y"

Fuente propia

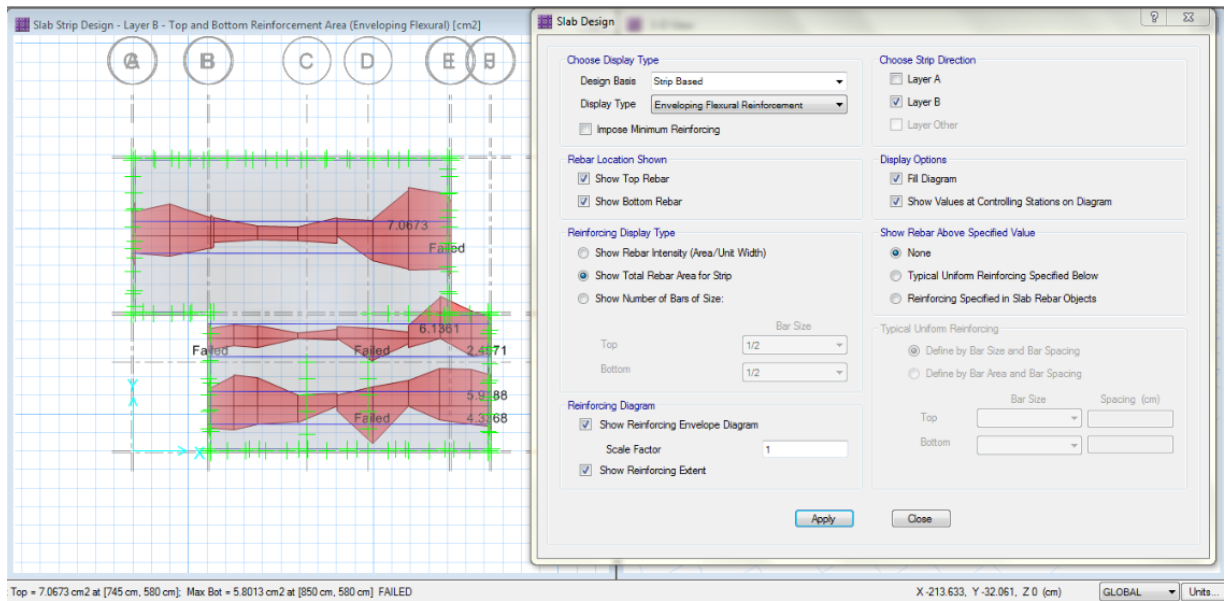
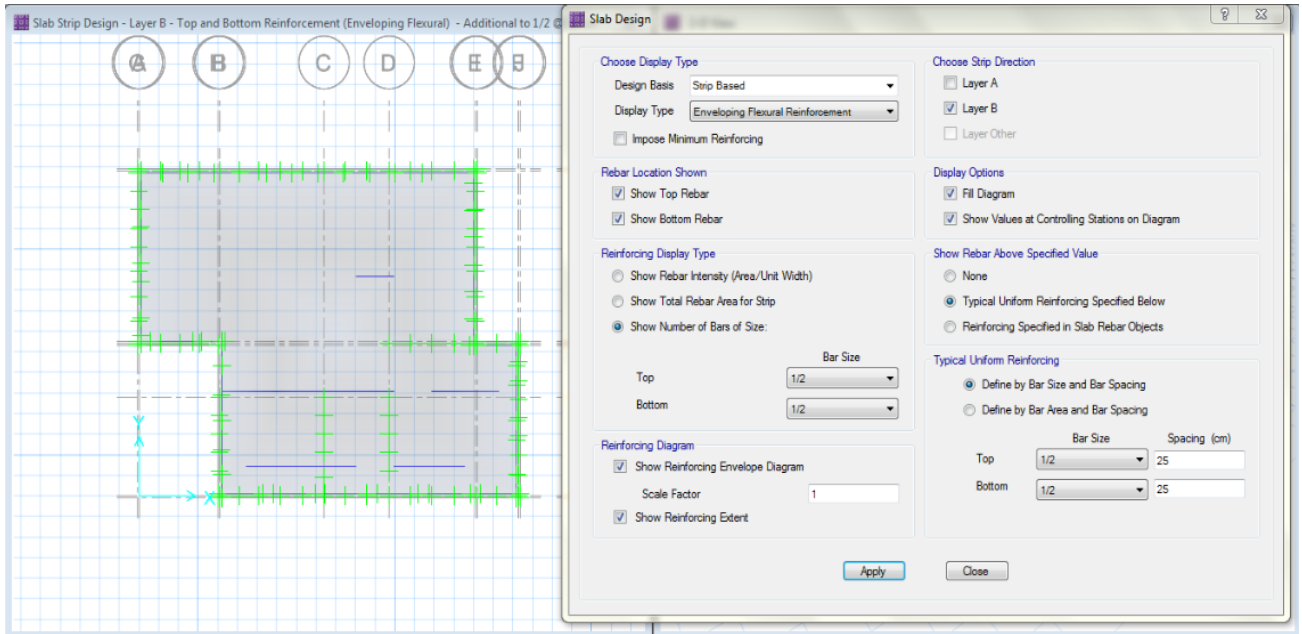


Figura 129. Diámetro de acero en eje "X"

Figura 130. Cantidad de acero en cm<sup>2</sup> en eje "X"

Fuente propia

- Se decidió la segunda opción de diseño, por lo cual tenemos que:

### Eje x

Malla de ½" arriba y abajo, con una separación de 25 cm.

### Eje y

Malla de ½" arriba y abajo, con una separación de 30 cm.

No será necesario barras de refuerzo adicionales.

- Para el diseño de la viga perimetral se utilizó el mismo SAFE para indicar cuantos cm<sup>2</sup> de acero será necesario para luego calcular manualmente la cantidad y diámetro de las barras. Para ello se utilizó la viga más desfavorable, la cual está ubicada en la esquina más esforzada de la estructura. El programa indicó que es necesario un área de acero de 2.186 cm<sup>2</sup> arriba y 1.058 cm<sup>2</sup> abajo.

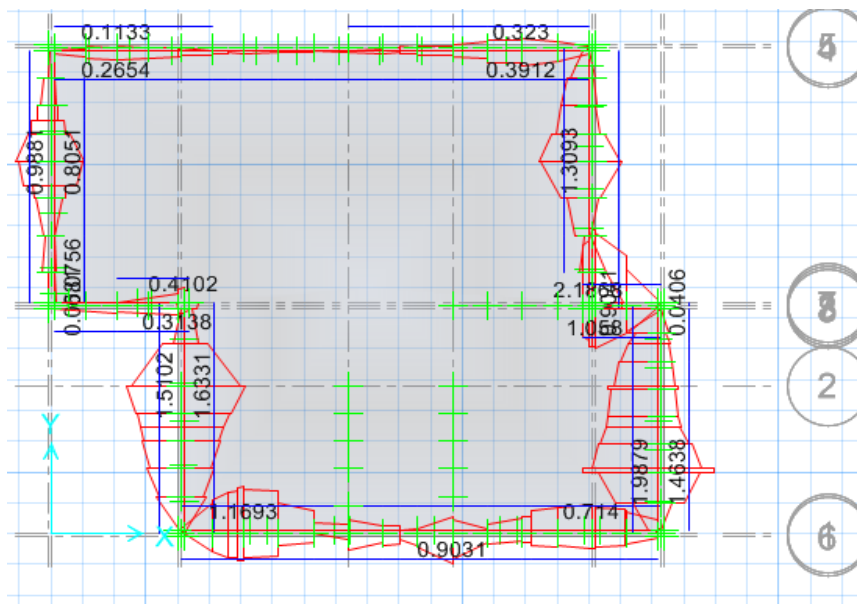


Figura 131. Áreas de acero de las vigas perimetrales

Fuente propia

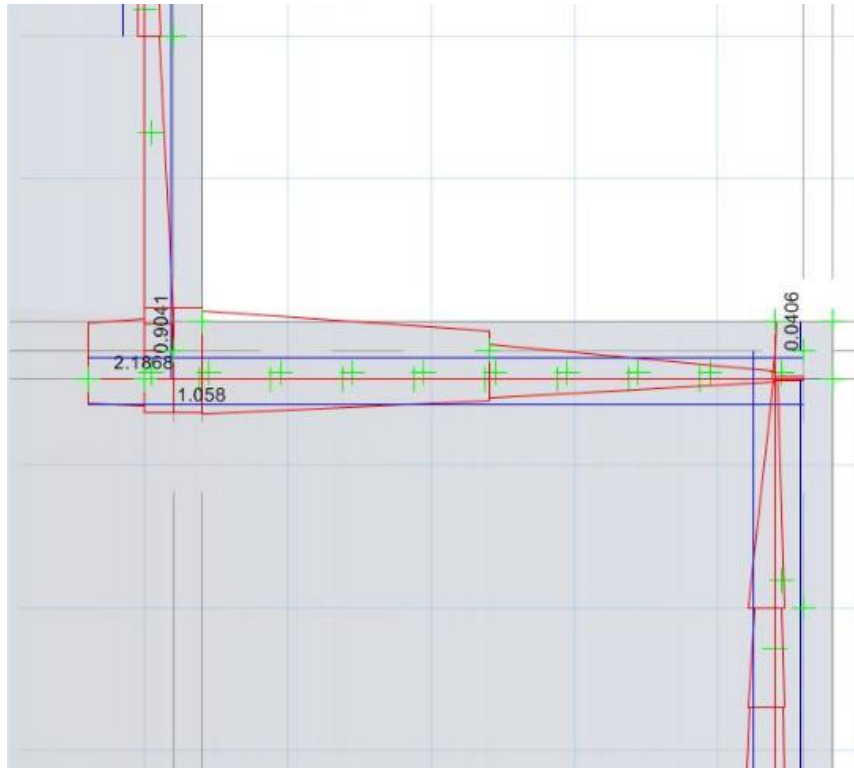


Figura 132. Área de acero de la viga más desfavorable

Fuente propia

#### 4.2.2.5 Diseño de la viga perimetral

Para un área de acero de 2.1868 cm<sup>2</sup> se le colocó dos barras de ½".

$$A_s (2\emptyset 1/2") = 2 \cdot (1.267) = 2.53 \text{ cm}^2$$

Para un área de acero de 1.058 cm<sup>2</sup> se le colocó de igual forma dos barras de ½".

Por lo cual se tendría:

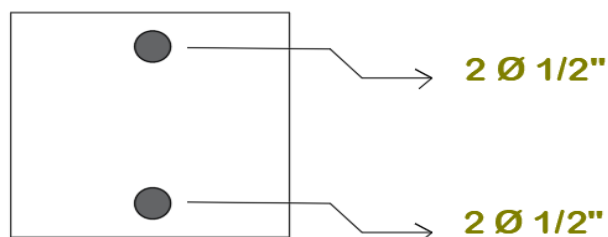


Figura 133. Barras de refuerzo en viga perimetral

Fuente propia

Para el diseño de los estribos se consideró la viga de la parte inferior derecha, debido a que tiene los cortantes más desfavorables: 1.1165 ton y 0.3026 ton.

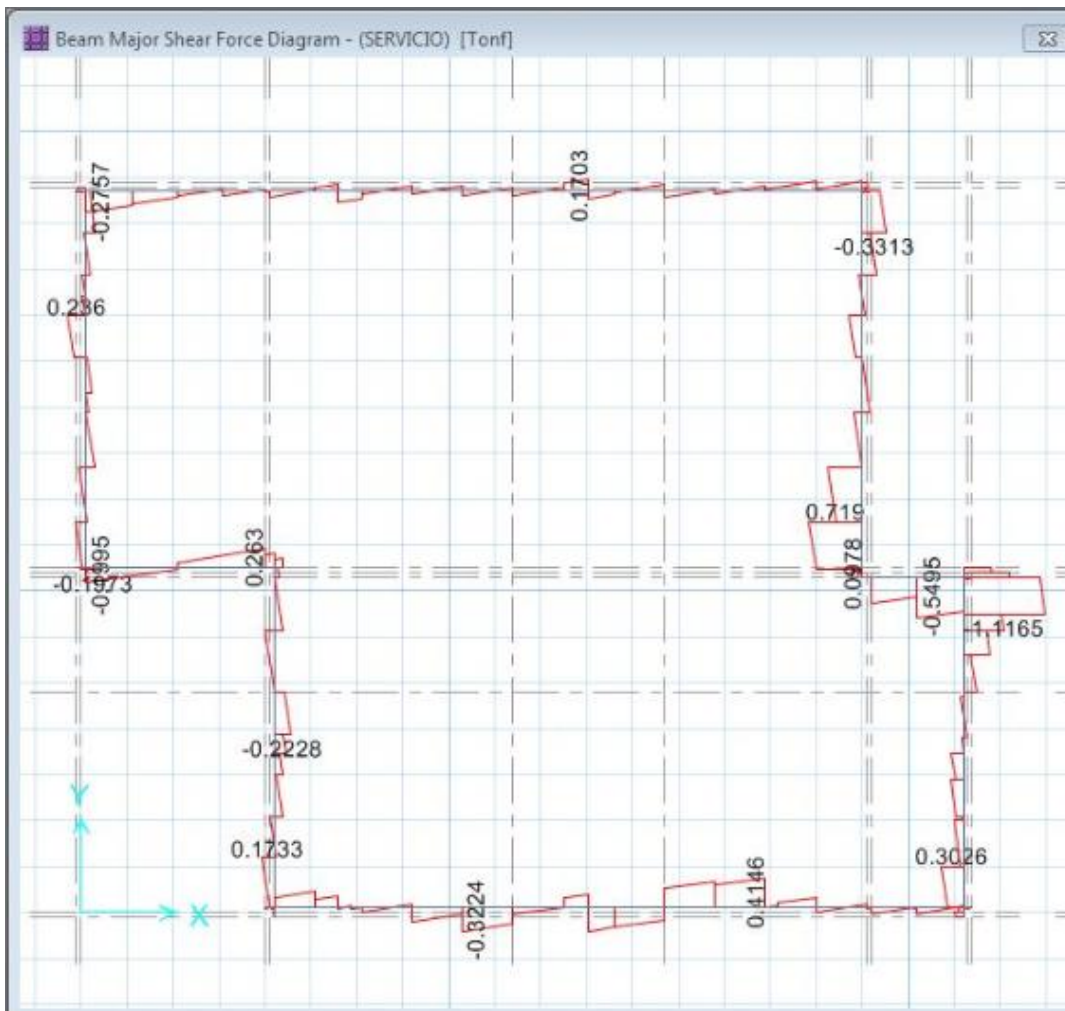


Figura 134. Cortantes en las vigas perimetrales

Fuente propia

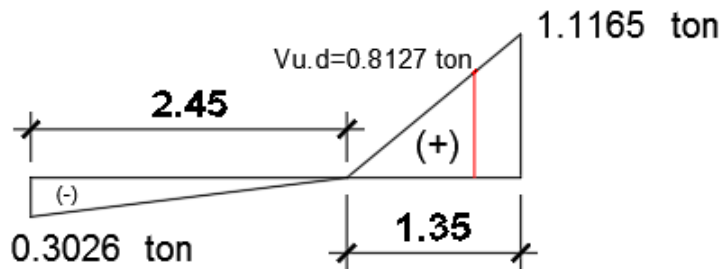


Figura 135. Diagrama de cortante de la viga perimetral

Fuente propia

$$Vu.d = (1.1165 \cdot 0.99) / 1.35$$

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 20 \times \frac{36}{1000} = 4.70 \text{ ton}; b = 20 \text{ cm}; d = 36 \text{ cm}$$

$$Vu.d \leq \phi Vc \quad OK!$$

Ya que  $Vu.d \leq \phi Vc$  serán necesarios estribos mínimos

**Se requiere estribos mínimos**

Según el artículo 21.4.4.4 de la E0.60 para barras longitudinales de hasta 5/8" se puede usar estribos de 8mm. Sin embargo, se decidió usar estribos de 3/8".

### Zona de Confinamiento

Artículo 21.4.4.4 será igual a  $2d = 72 \text{ cm} = 70 \text{ cm}$

- $d/4$  ó  $15 \text{ cm} \rightarrow 9 \text{ cm} \text{ ó } 15 \text{ cm} \Rightarrow 15 \text{ cm}$
- $10 \text{ db confinada} \rightarrow 10 \times 1.27 \left( \phi \frac{1}{2} \right) \Rightarrow 12.67 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$
- $24 \text{ db estribo} \rightarrow 24 \times 0.71 \left( \phi \frac{3}{8} \right) \Rightarrow 17.1 \text{ cm} = 15 \text{ cm}$
- $30 \text{ cm}$

$$S_{\text{máx}} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{Se usó } S = 15 \text{ cm}$$

### **Fuera de la zona de confinamiento**

*Art. 21.4.4.4 será igual a  $S = d/2$*

$S = d/2 = 36/2 = 18 \text{ cm} \sim \text{Se colocará con una separación de } 25 \text{ cm}$

Según el art. 21.4.4.4 el primer estribo debe estar a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo  $\rightarrow 5 \text{ cm}$

**$\therefore$  Estribos:  $\emptyset 3/8$  ", 1@0.05m, 5@0.15m, resto @0.25m**



## V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

### 5.1 COMPARACIÓN ESTRUCTURAL

Con el fin de demostrar un efectivo comportamiento estructural durante los posibles sismos que se presenten, se realizó una comparación de los principales parámetros que deben cumplir ambos sistemas según el RNE. Esto nos demostrará cuál de los dos es la mejor opción al momento de construir una vivienda.

#### 1. Carga muerta

Para determinar el porcentaje de diferencia de carga muerta por pisos se muestra a continuación unos cuadros de barras y otro lineal, donde muestra claramente que el sistema de albañilería confinada tiene mayor carga a comparación con el Steel Framing cumpliéndose una de sus características mencionada anteriormente: que es un material liviano con flexibilidad de diseño.

Tabla 111. Carga muerta por piso

<b>CARGA MUERTA ALBAÑILERIA</b>		
<b>PISO</b>	<b>CARGA</b>	<b>CARGA EN (%)</b>
<b>1er Piso</b>	967.13 kg/m <sup>2</sup>	25.16%
<b>2do Piso</b>	1106.50 kg/m <sup>2</sup>	28.78%
<b>3er Piso</b>	1770.70 kg/m <sup>2</sup>	46.06%
<b>TOTAL</b>	<b>3844.33 kg/m<sup>2</sup></b>	<b>100.00%</b>

Fuente Propia

Tabla 112. Carga muerta total

<b>CARGA MUERTA STEEL FRAMING</b>		
<b>PISO</b>	<b>CARGA</b>	<b>CARGA EN (%)</b>
<b>1er Piso</b>	80.00 kg/m <sup>2</sup>	16.67%
<b>2do Piso</b>	200.00 kg/m <sup>2</sup>	41.67%
<b>3er Piso</b>	200.00 kg/m <sup>2</sup>	41.67%
<b>TOTAL</b>	<b>480.00 kg/m<sup>2</sup></b>	<b>100.00%</b>

Fuente Propia

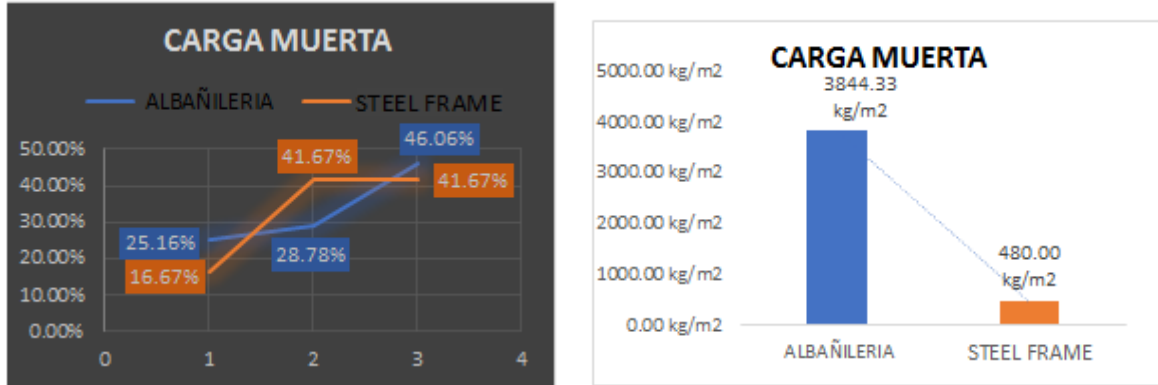


Figura 136. Comparación de carga muerta

*Fuente Propia*

## 2. Carga viva

Para determinar el porcentaje de diferencia de carga viva por pisos se muestra a continuación unos cuadros de barras y otro lineal, donde se muestra la carga viva considerada para ambos casos según lo que se especifica en el RNE.

Tabla 113. Carga viva por piso

CARGA VIVA ALBAÑILERIA		
PISO	CARGA	FRECUENCIA RELATIVA
<b>1er Piso</b>	100.00 kg/m <sup>2</sup>	20.00%
<b>2do Piso</b>	200.00 kg/m <sup>2</sup>	40.00%
<b>3er Piso</b>	200.00 kg/m <sup>2</sup>	40.00%
<b>TOTAL</b>	<b>500.00 kg/m<sup>2</sup></b>	<b>100.00%</b>

*Fuente Propia*

Tabla 114. Carga viva total

CARGA VIVA STEEL FRAMING		
PISO	CARGA	FRECUENCIA RELATIVA
1er Piso	100.00 kg/m <sup>2</sup>	20.00%
2do Piso	200.00 kg/m <sup>2</sup>	40.00%
3er Piso	200.00 kg/m <sup>2</sup>	40.00%
<b>TOTAL</b>	<b>500.00 kg/m<sup>2</sup></b>	<b>100.00%</b>

Fuente Propia



Figura 137. Comparación de carga viva

Fuente Propia

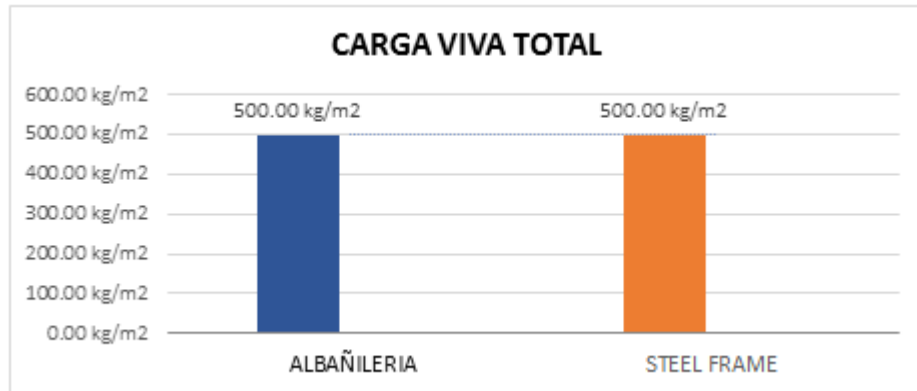


Figura 138. Carga viva total

Fuente Propia

### 3. Peso de la edificación (100 % CM + 25 % CV)

Para ambos sistemas se consideró según norma el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, donde se muestra que el peso de la edificación del sistema de Albañilería confinada es mayor a comparación con el sistema Steel Framing.

- Albañilería: 197.25 Ton
- Steel Framing: 18.215 Ton

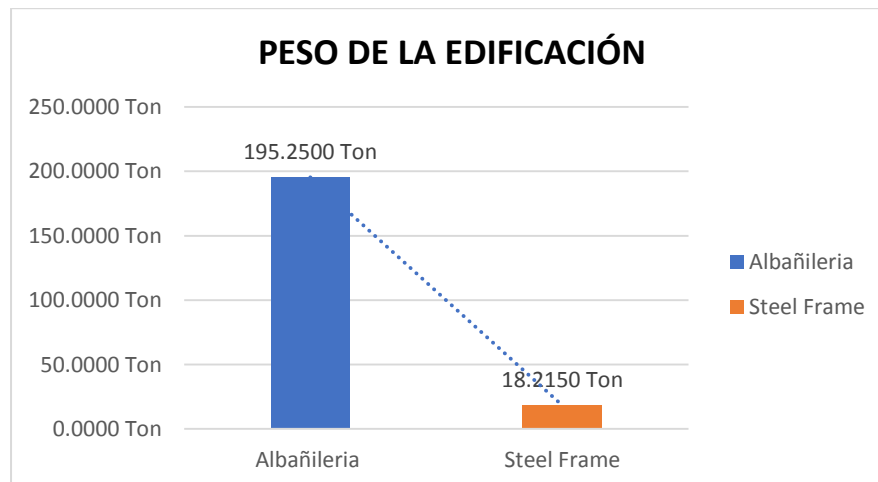


Figura 139. Peso de la edificación

Fuente Propia

#### 4. Espectros de diseño

Considerando la irregularidad de la estructura tanto en altura como en planta como se mencionó en el diseño estructural, el espectro de diseño para ambos sistemas es diferente debido al coeficiente de reducción de resistencia sísmica “R”, ya que para el sistema de albañilería confinada su coeficiente de reducción sísmica es:  $R= 5.4$  y para el sistema Steel Framing su coeficiente de reducción sísmica en “X” es:  $R= 2.7$  y su coeficiente de reducción sísmica en “Y” es:  $R= 2.43$ .

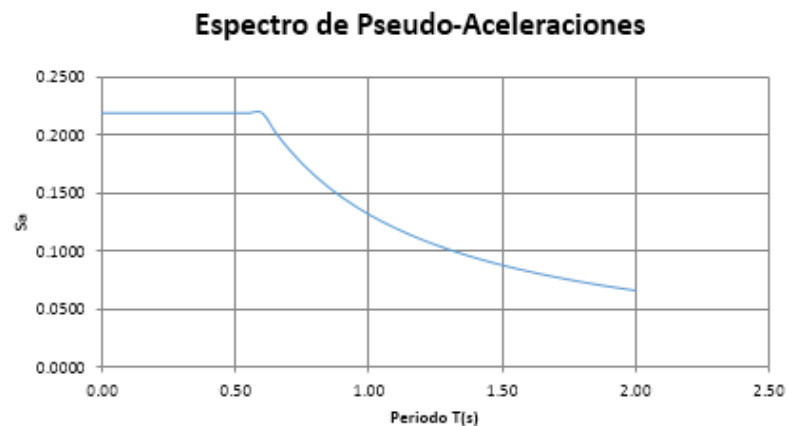


Figura 140. Espectro de diseño de albañilería

Fuente Propia

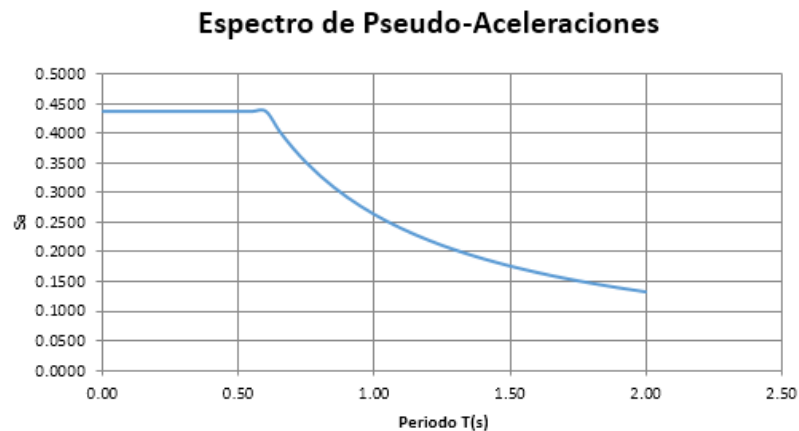


Figura 141. Espectro de diseño Steel Framing en "X"

Fuente Propia

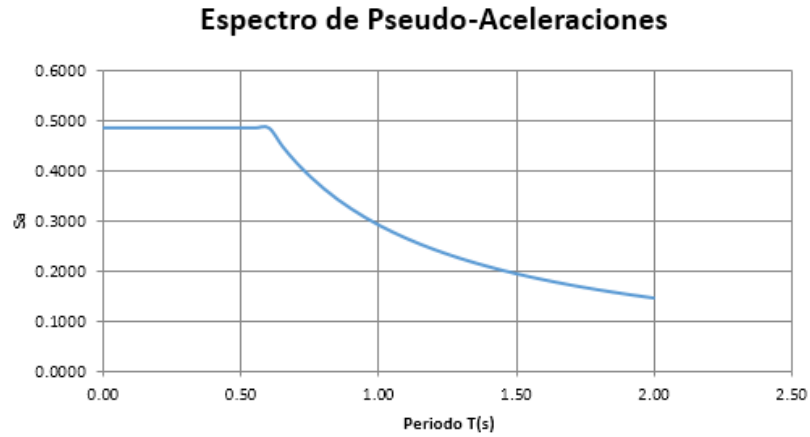


Figura 142. Espectro de diseño Steel Framing en "Y"

Fuente Propia

### 5. Cortante basal

- Albañilería:

<b>18.42</b>		<b>Piso 3</b>
<b>35.59</b>		<b>Piso 2</b>
<b>43.15</b>		<b>Piso 1</b>

Figura 143. Cortante basal de albañilería

*Fuente Propia*

- Steel Framing:

Tabla 115. Cortante basal en eje "x"

Z:	0.45
U:	1
S:	1.05
C:	2.5
P (kg):	18215.260
R:	2.43
<b>Vy (kg):</b>	<b>8854.64</b>
<b>Vy (ton):</b>	<b>8.854</b>

Fuente Propia

Tabla 116. Cortante basal en eje "y"

Z:	0.45
U:	1
S:	1.05
C:	2.5
P (kg):	18215.260
R:	2.7
<b>Vx (kg):</b>	<b>7969.18</b>
<b>Vx (ton):</b>	<b>7.969</b>

*Fuente Propia*

## 6. Periodo fundamental

La comparación del periodo fundamental se realiza principalmente para verificar el modo de vibración de ambos sistemas estructurales y obtener el periodo más alto para que estos vibren. En los cuadros se muestra que el periodo del sistema Steel Framing es mayor, lo cual indica que se requiere un periodo mayor para que vibre.

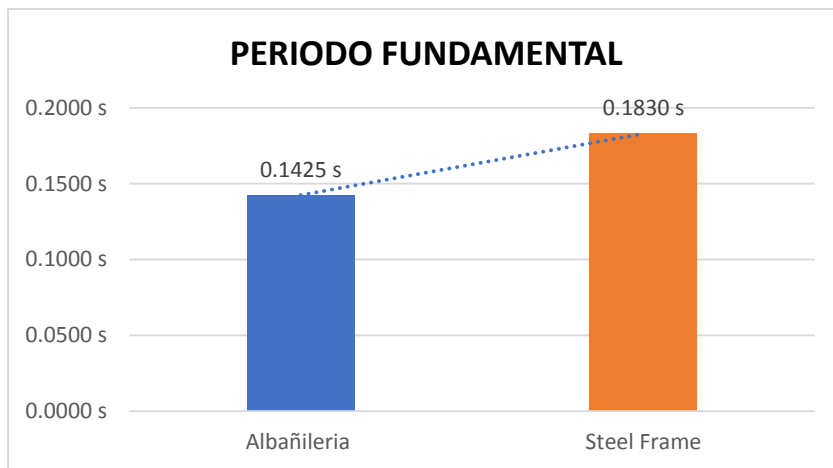


Figura 144. Periodo fundamental

*Fuente Propia*

## 7. Desplazamientos máximos entrepiso

La comparación de los desplazamientos se realiza con el fin de mostrar si ambos sistemas tienen el desplazamiento suficiente y necesario para que cumplan los rangos establecidos en el RNE. Se puede apreciar que los desplazamientos en ambas direcciones del sistema Steel Framing son mayores a la de Albañilería.

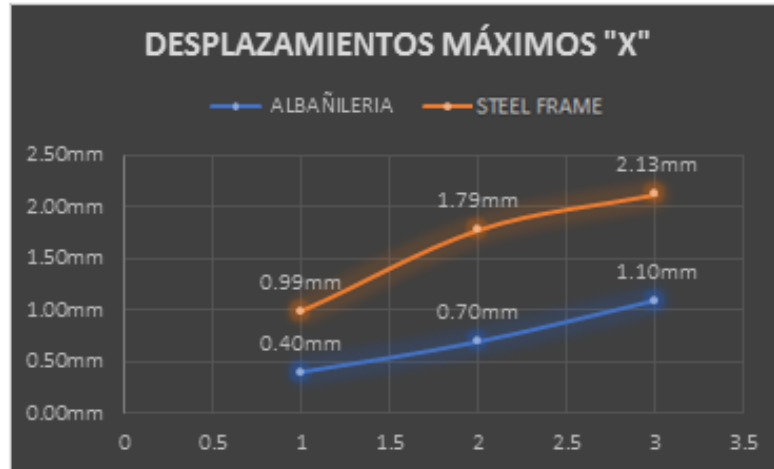


Figura 145. Comparación de desplazamiento máximo en "X"

Fuente Propia

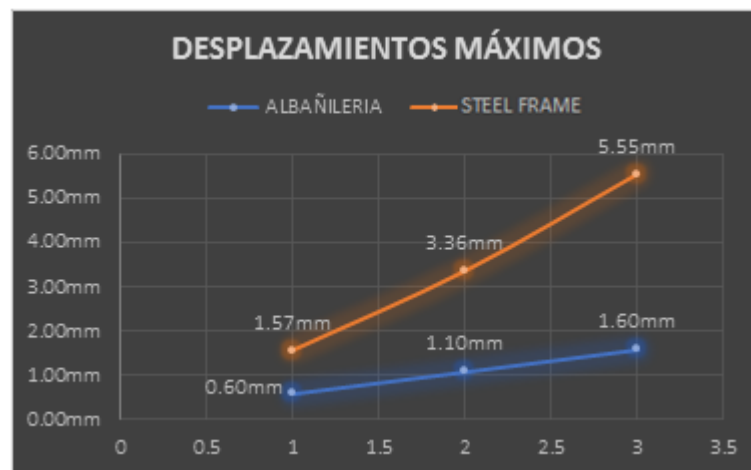


Figura 146. Comparación de desplazamiento máximo en "Y"

Fuente Propia



## 8. Derivas entrepiso

Las comparaciones de las derivas de entrepiso no se realizan con el fin de demostrar que una cumple y la otra no, si no para demostrar que ambas cumplen con el mínimo requerido. La diferencia fundamental se puede apreciar en las figuras n° 147 y 148, donde se muestra que las derivas del sistema Steel Framing son mayores a la de Albañilería debido a que tiene mayores desplazamientos en ambas direcciones. Esto demuestra que, a pesar de tener mayores derivas, el sistema de acero liviano tiene la resistencia ampliamente competente como para cumplir con los límites de deriva.

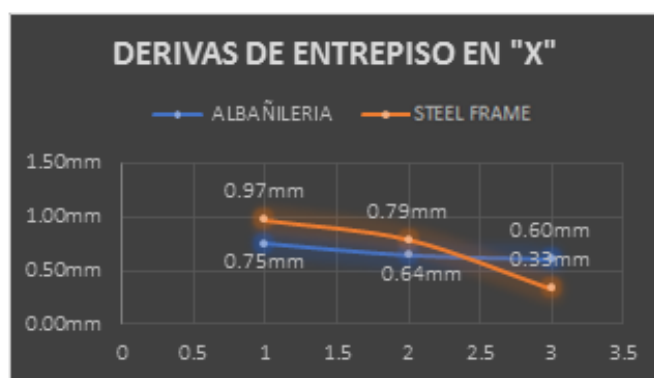


Figura 147. Comparación de derivas de entrepiso en "X"

Fuente Propia

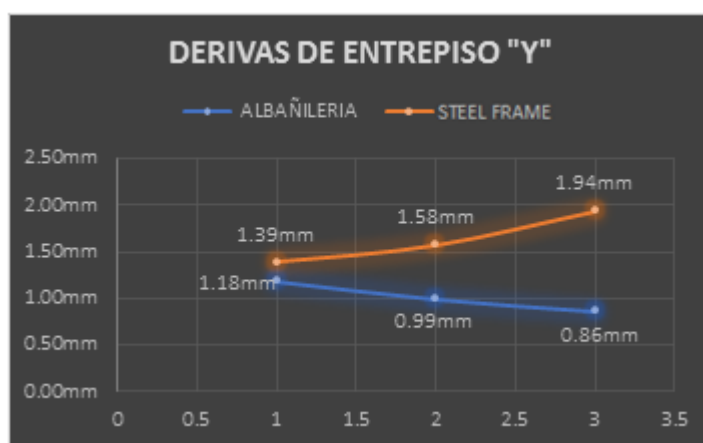


Figura 148. Comparación de derivas de entrepiso en "Y"

Fuente Propia

## 5.2 COMPARACIÓN ECONÓMICA

La comparación económica se realizó para determinar en qué medida el sistema de acero liviano es más económico a comparación del sistema de albañilería confinada, para esto se realizó el metrado y presupuesto de ambos sistemas. Para el presupuesto de acero liviano, se tuvo que recurrir a la empresa Steel Framing Perú, la cual nos proporcionó el costo para ejecución de este método constructivo.

A continuación, se detallará de manera resumida ambos presupuestos, considerando la estructura y arquitectura de ambos.

Tabla 117. Resumen de presupuesto de Albañilería Confinada

<b>PRESUPUESTO TOTAL DE ALBAÑILERÍA CONFINADA</b>		
<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>COSTO DIRECTO (USD)</b>	<b>COSTO DIRECTO S/</b>
PREUPUESTO DE ESTRUCTURAS	-	S/78,082.84
PRESUPUESTO DE ARQUITECTURA	-	S/73,462.45
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>		<b>S/151,545.29</b>
<b>GASTOS GENERALES (10%)</b>		<b>S/15,154.53</b>
<b>UTILIDAD (5%)</b>		<b>S/7,577.26</b>
<b>SUBTOTAL</b>		<b>S/174,277.08</b>
<b>IMPUESTO IG V (18%)</b>		<b>S/31,369.88</b>
<b>PRESUPUESTO TOTAL</b>		<b>S/205,646.96</b>

*Fuente Propia*

Tabla 118. Resumen de presupuesto de Steel Framing

<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>COSTO DIRECTO (USD)</b>	<b>COSTO DIRECTO S/</b>
PREUPUESTO DE ESTRUCTURAS	USD 35,498	S/117,144.38
PRESUPUESTO DE ARQUITECTURA	-	S/8,164.00
<b>COSTO DIRECTO TOTAL</b>		<b>S/125,308.38</b>
<b>GASTOS GENERALES (10%)</b>		<b>S/12,530.84</b>
<b>UTILIDAD (5%)</b>		<b>S/6,265.42</b>
<b>SUBTOTAL</b>		<b>S/144,104.63</b>
<b>IMPUESTO IG V (18%)</b>		<b>S/25,938.83</b>
<b>PRESUPUESTO TOTAL</b>		<b>S/170,043.47</b>

*Fuente Propia*

### 5.3 COMPARACIÓN ECONÓMICA ENTRE AMBOS SISTEMAS

Tabla 119. Comparación de presupuestos total

<b>PRESUPUESTO</b>	<b>TOTAL</b>	<b>PORCENTAJE (%)</b>
<b>ALBAÑILERÍA CONFINADA</b>	<i>S/</i> 205,646.96	120.94%
<b>STEEL FRAMING</b>	<i>S/</i> 170,043.47	100.00%

*Fuente Propia*

## VI. CONCLUSIONES

- Se comprobó que el sistema de albañilería confinada resulta más factible tanto para los profesionales como para la mano de obra, debido a que existen diversas normas estipuladas en el Reglamento Nacional de Edificaciones, además de un método convencional y preciso para el diseño estructural. De la misma manera la ejecución de este tipo de proyectos no presentan inconvenientes debido a que el proceso constructivo es tradicional a nivel local.
- Se verificó que el diseño del sistema de acero liviano resulta más novedoso a nivel local, por lo cual carece de normativas estipuladas por el Reglamento Nacional de Edificaciones. Debido a esto, se tuvo que utilizar la norma americana AISI S100-2007 y el manual de Alacero, los cuales están especializados en el diseño de elementos de acero en frío. En cuanto a este tipo de proyectos, el tiempo de ejecución y la mano de obra calificada se reduce considerablemente.
- El presupuesto del sistema de albañilería confinada no presentó inconvenientes en cuanto al alcance de los precios de los materiales y equipos, dado que en Trujillo existen muchas empresas proveedoras de este tipo de insumos. En cuanto a la mano de obra esta resulta más solicitada, haciendo que el presupuesto resulte más elevado.
- Para el presupuesto del sistema de acero liviano se tuvo que recurrir a una empresa de Lima especializada en el suministro, fabricación y montaje de perfiles de acero en frío, debido a que en la ciudad de Trujillo no existen empresas dedicadas a este rubro. De esta forma se pudo obtener un monto más asequible.

- En cuanto al comportamiento sísmico ambos sistemas cumplen con los parámetros de diseño. Sin embargo, lo más resaltante es que, a pesar de que la estructura de acero liviano tenga un peso menor que el de la albañilería confinada, este obtuvo mayores desplazamientos, principalmente debido a cargas de viento. Para esto fue necesario el uso de riostras para mejorar la rigidez lateral.
- En cuanto al aspecto económico, el sistema de acero liviano resultó un 21 % menos que el sistema de albañilería confinada en cuanto al costo total, puesto que la cantidad de insumos del presupuesto del Steel Framing es menor debido al diseño estructural establecido, a comparación del sistema de albañilería confinada, donde sus insumos, así como la mano de obra son de costo elevado.

## VII. RECOMENDACIONES

- La recomendación primordial es fomentar el diseño estructural y la construcción del sistema de acero liviano a través de capacitaciones en diferentes instituciones, para lograr que esta sea una opción más al momento de construir una vivienda a nivel local.
- Para el sistema de acero liviano se recomienda la elaboración de un reglamento especializado en el diseño estructural de acero en frío, basándose principalmente en la norma AISI “American Iron and Steel Institute”.
- Teniendo en cuenta todos los beneficios del sistema de acero liviano, tales como: exactitud al momento de construir, diversidad para cualquier diseño arquitectónico, menores tiempos de ejecución y costos, y cumplimiento de la demanda sísmica; se recomienda su uso al momento de construir una vivienda para beneficio tanto del contratista como de la población.
- Teniendo en cuenta lo desarrollado en la tesis, se recomienda investigar la factibilidad del uso y diseño de acero liviano para edificaciones de 4 o más pisos.

## VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Acedur. (2018). *¿Cuánto costaría construir hoy esta casa con Steel Frame, llave en mano?* Obtenido de <http://www.acedur.com/precio-por-metro-cuadrado-de-steel-framing-llave-en-mano/>
- Aceros Arequipa S.A. (s.f.). *Manual del Maestro Constructor*. Obtenido de <http://www.acerosarequipa.com/manual-del-maestro-constructor/muros/preparacion-de-los-materiales.html>
- American Iron and Steel Institute. (2007). North American Specification for the design of cold-formed steel structural members.
- Cáceres, C. (2018). Análisis comparativo técnico-económico de un sistema tradicional aporticado y un sistema estructural liviano para la construcción de viviendas. (*Tesis de pregrado*). Pontificia Universidad Católica del Ecuador, Ecuador.
- Carpio, M., & Gamón, R. (2014). Diseño estructural de una vivienda aplicando el sistema constructivo STEEL FRAMING. (*Tesis de pregrado*). Universidad de Azuay, Ecuador.
- Cementos INKA. (9 de Febrero de 2018). *Todo sobre la albañilería confinada*. Obtenido de <http://www.cementosinka.com.pe/blog/todo-sobre-la-albanileria-confinada/>
- Constructor Civil. (Junio de 2013). *Cargas en los edificios*. Obtenido de <http://www.elconstructorcivil.com/2013/06/cargas-en-los-edificios.html>
- Consulsteel. (19 de Junio de 2013). *Construcción con Acero Liviano*. Obtenido de <http://consulsteel.com/aceroliviano-rigidizacion/>
- Danneman, R. (2007). Manual de Ingeniería de Steel Framing. Chile: Asociación Latinoamericana del Acero
- El Comercio. (26 de Febrero de 2018). *El alto riesgo de las viviendas informales*. Obtenido de El Comercio: <https://elcomercio.pe/especial/construyebien/noticias/alto-riesgo-viviendas-informales-noticia-1993016?datasection=customURL2>

- Jorajuría, M., & Servente, F. (2015). Steel Framing y sus principales usos en Uruguay. (*Tesina de pregrado*). Universidad de la República, Uruguay.
- Martínez, D., & Cueto, G. (2012). Steel Framing. (*Tesina de pregrado*). Universidad de la República Uruguay, Uruguay.
- Melquiades, D. (2013). Predicción de la respuesta sísmica de muros de albañilería confinada empleando redes neuronales artificiales. (*Tesis de maestría*). Universidad Nacional de Ingeniería, Perú.
- Pérez, Y. (2013). Aplicabilidad del sistema Steel-Frame en viviendas económicas de República Dominicana. (*Tesis de maestría*). Universidad Politécnica de Cataluña, España.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). NTE E.020 Cargas.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). NTE E.030 Diseño Sismorresistente.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). NTE E.060 Concreto Armado
- Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). NTE E.070 Albañilería
- Romero, H., & Soto, L. (2013). Análisis de factibilidad para la construcción de viviendas unifamiliares utilizando el SEL (Sistema Estructural Liviano). (*Tesis de pregrado*). Universidad Politécnica Salesiana, Ecuador.
- Sarmanho, A., & Moraes, R. (2007). *Steel Framing: Arquitectura*. Chile: Asociación Latinoamericana del Acero.
- Shaquihuanga, D. (2014). . Evaluación del estado actual de los muros de albañilería confinada en las viviendas del sector Fila Alta – Jaén. (*Tesis de pregrado*). Universidad Nacional de Cajamarca, Perú.
- Steel Framing Alliance. (2007). A builder's guide to steel frame construction. *Steel Framing Guide*.



## **IX. ANEXOS**

A continuación se presentan los presupuestos, costos unitarios y planos elaborados para tanto el sistema de albañilería confinada como de acero liviano.

## Presupuesto

Presupuesto 0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA  
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS  
 Cliente TESISTAS UPAO  
 Lugar LA LIBERTAD - TRUJILLO - LAREDO

Costo al 08/06/2019

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
01	<b>ESTRUCTURAS</b>				<b>78,082.84</b>
01.01	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>				<b>538.00</b>
01.01.01	LIMPIEZA DEL TERRENO	m2	65.45	5.67	371.10
01.01.02	TRAZO, NIVEL Y REPLANTEO	m2	65.45	2.55	166.90
01.02	<b>MOVIMIENTO DE TIERRAS</b>				<b>2,782.46</b>
01.02.01	EXCAVACIÓN MANUAL DE CIMENTACIONES	m3	28.38	38.01	1,078.72
01.02.02	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO	m3	5.94	29.02	172.38
01.02.03	NIVELACION Y COMPACTACION DE INTERIORES	m2	57.79	6.10	352.52
01.02.04	ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE ACARREADO	m3	26.93	25.33	682.14
01.02.05	NIVELACIÓN Y COMPACTACIÓN DE FONDO DE EXCAVACION	m2	29.46	16.86	496.70
01.03	<b>CONCRETO SIMPLE</b>				<b>11,801.68</b>
01.03.01	<b>SOLADOS</b>				<b>816.34</b>
01.03.01.01	SOLADO f'c=100 kg/cm2 (e= 4")	m2	29.46	27.71	816.34
01.03.02	<b>CIMIENTOS CORRIDOS</b>				<b>7,258.62</b>
01.03.02.01	CIMIENTO CORRIDO: CONCRETO f'c= 140 kg/cm2	m3	22.75	319.06	7,258.62
01.03.03	<b>SOBRECIMENTOS</b>				<b>2,049.65</b>
01.03.03.01	SOBRECIMENTOS : CONCRETO f'c= 140 kg/cm2	m3	3.05	305.48	931.71
01.03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO ENSOBRECIMENTOS	m2	31.85	35.10	1,117.94
01.03.04	<b>FALSO PISO e=4"</b>				<b>1,677.07</b>
01.03.04.01	FALSO PISO h=10 cm, C:H 1:8	m2	57.79	29.02	1,677.07
01.04	<b>CONCRETO ARMADO</b>				
01.05	<b>COLUMNAS</b>				<b>11,718.43</b>
01.05.01	CONCRETO EN COLUMNAS f'c=210 kg/cm2	m3	7.56	480.14	3,629.86
01.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS	m2	88.91	53.36	4,744.24
01.05.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNA GRADO 60, fy=4200 Kg/cm2	kg	861.94	3.88	3,344.33
01.06	<b>COLUMNETAS</b>				<b>681.30</b>
01.06.01	CONCRETO EN COLUMNETAS F'C= 175 kg/cm2	m3	0.46	359.59	165.41
01.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNETAS	m2	3.55	50.99	181.01
01.06.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNETAS, GRADO 60, fy= 4200 kg/cm2	kg	86.31	3.88	334.88
01.07	<b>VIGAS</b>				<b>9,319.34</b>
01.07.01	CONCRETO EN VIGAS f'c=210 kg/cm2	m3	8.32	407.44	3,389.90
01.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS	m2	40.23	75.69	3,045.01
01.07.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS, GRADO 60, fy= 4200 kg/cm2	kg	743.41	3.88	2,884.43
01.08	<b>VIGAS DE AMARRE</b>				<b>475.83</b>
01.08.01	CONCRETO EN VIGAS DE AMARRE f'c=175 kg/cm2	m3	0.24	346.43	83.14
01.08.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE AMARRE	m2	3.80	71.34	271.09
01.08.03	ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE AMARRE, GRADO 60, fy= 4200 kg/cm2	kg	31.34	3.88	121.60
01.09	<b>LOSA ALIGERADA</b>				<b>15,963.24</b>
01.09.01	CONCRETO EN LOSA ALIGERADA F'C= 210 kg/cm2	m3	10.52	411.99	4,334.13
01.09.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSA ALIGERADA	m2	120.23	48.97	5,887.66
01.09.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSA ALIGERADA , GRADO 60, fy= 4200 kg/cm2	kg	693.75	3.88	2,691.75
01.09.04	LOSA ALIGERADA - LADRILLO HUECO 15X30X30	und	1,051.62	2.90	3,049.70
01.10	<b>ESCALERA</b>				<b>5,867.75</b>
01.10.01	CONCRETO EN ESCALERA F'C= 210 kg/cm2	m3	3.19	411.99	1,314.25
01.10.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN ESCALERA	m2	50.35	74.56	3,754.10
01.10.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNA GRADO 60, fy=4200 Kg/cm2	kg	206.03	3.88	799.40
01.11	<b>ESTRUCTURAS DE MADERA</b>				<b>18,934.81</b>
01.11.01	CORREAS DE MADERA DE 6"x 6" EN COBERTURA	p2	186.02	19.75	3,673.90
01.11.02	CORREAS DE MADERA DE 6"x 8" EN COBERTURA	p2	688.98	22.15	15,260.91
	<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>78,082.84</b>
	<b>GASTOS GENERALES (10%)</b>				<b>7,808.28</b>

**Presupuesto**

Presupuesto 0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA  
 Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS  
 Cliente TESISTAS UPAO  
 Lugar LA LIBERTAD - TRUJILLO - LAREDO

Costo al 08/06/2019

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
	UTILIDAD (5%)				3,904.14
					-----
	SUBTOTAL				89,795.26
	IMPUESTO IGV (18%)				16,163.15
					=====
	PRESUPUESTO TOTAL				105,958.41

SON : SETENTIOCHO MIL OCHENTIDOS Y 84/100 SOLES

## Presupuesto

Presupuesto 0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA  
 Subpresupuesto 002 ARQUITECTURA  
 Cliente TESISTAS UPAO  
 Lugar LA LIBERTAD - TRUJILLO - LAREDO

Costo al 08/06/2019

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
01	<b>ARQUITECTURA Y ACABADOS</b>				<b>73,462.45</b>
01.01	<b>ALBAÑILERIA</b>				<b>19,735.62</b>
01.01.01	MURO LADRILLO K.K.DE ARCILLA 18 H ( 0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	163.69	62.58	10,243.72
01.01.02	MURO LADRILLO K.K DE ARCILLA 18H ( 09x013x0.24) AMARRE DE CABEZA, JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	103.28	84.07	8,682.75
01.01.03	JUNTA DE TECKNOPOR e=1"	m	55.65	14.54	809.15
01.02	<b>REVOQUES, ENLUCIDOS Y MOLDURAS</b>				<b>17,701.51</b>
01.02.01	TARRAJEO DE MUROS	m3	454.21	28.16	12,790.55
01.02.02	TARRAJEO DE COLUMNAS	m2	46.56	40.19	1,871.25
01.02.03	TARRAJEO DE VIGAS	m2	13.15	40.19	528.50
01.02.04	VESTIDURAS DE DERRAMES	m	15.76	15.22	239.87
01.02.05	TARRAJEO DE DUCTOS	m2	39.14	14.42	564.40
01.02.06	TARRAJEO FONDO DE ESCALERAS	m2	5.13	40.70	208.79
01.02.07	GRADAS	m2	15.41	35.57	548.13
01.02.08	DESCANSO	m2	1.84	35.57	65.45
01.02.09	BRUÑAS DE 1 X 1 cm	m	90.17	9.81	884.57
01.03	<b>CIELORRASOS</b>				<b>5,674.00</b>
01.03.01	TARRAJEO DE CIELORRASO	m2	114.28	49.65	5,674.00
01.04	<b>PISOS</b>				<b>11,283.09</b>
01.04.01	PISO DE PORCELANATO	m2	21.49	104.01	2,235.17
01.04.02	PISO DE LOSETA VENECIANA 40x40 cm	m2	102.41	88.35	9,047.92
01.05	<b>CONTRAZOCALOS</b>				<b>1,309.27</b>
01.05.01	CONTRAZOCALO H=0.25m	m	90.17	14.52	1,309.27
01.06	<b>ZOCALOS</b>				<b>1,904.86</b>
01.06.01	ZOCALO DE PORCELANATO 30X30 cm	m2	21.91	86.94	1,904.86
01.07	<b>CARPINTERIA DE MADERA</b>				<b>2,219.58</b>
01.07.01	CARPINTERIA DE MADERA	und	33.00	67.26	2,219.58
01.08	<b>CARPINTERIA METALICA</b>				<b>245.86</b>
01.08.01	ESCALERA TIPO GATO	und	1.00	245.86	245.86
01.09	<b>CERRAJERIA</b>				<b>630.30</b>
01.09.01	BISAGRAS ALUMINIO CAPUCHINO 4"X4"	und	33.00	19.10	630.30
01.10	<b>CERRADURAS</b>				<b>2,107.29</b>
01.10.01	CERRADURA PARA PUERTAS	und	11.00	178.68	1,965.48
01.10.02	TIRADOR DE BRONCE PARA PUERTAS EN SS.HH	und	3.00	47.27	141.81
01.11	<b>VIDRIOS, CRISTALES Y SIMILARES</b>				<b>1,782.03</b>
01.11.01	MAMPARA DE INGRESO INC. PUERTAS CON CRISTAL TEMPLADO DE 10 mm	m2	4.21	352.61	1,484.49
01.11.02	VIDRIO TRANSPARENTE INCOLORO	m2	48.46	6.14	297.54
01.12	<b>PINTURA</b>				<b>8,288.41</b>
01.12.01	PINTURA LATEX EN CIELORRASOS, VIGAS, COLUMNAS Y MUROS	m2	672.47	11.07	7,444.24
01.12.02	BARNIZ EN PUERTAS DE MADERA	m2	48.46	17.42	844.17
01.13	<b>TRABAJOS DE JARDINERIA</b>				<b>580.63</b>
01.13.01	TRABAJOS DE JARDINERIA	m2	160.84	3.61	580.63
	<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>73,462.45</b>
	<b>GASTOS GENERALES (10%)</b>				<b>7,346.25</b>
	<b>UTILIDAD (5%)</b>				<b>3,673.12</b>
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>84,481.82</b>
	<b>IMPUESTO IGV (18%)</b>				<b>15,206.73</b>
	<b>PRESUPUESTO TOTAL</b>				<b>99,688.55</b>

Fecha : 09/06/2019 11:08:38a.m.

**Presupuesto**

Presupuesto 0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA  
Subpresupuesto 002 ARQUITECTURA  
Cliente TESISTAS UPAO  
Lugar LA LIBERTAD - TRUJILLO - LAREDO

Costo al 08/06/2019

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
------	-------------	------	---------	-----------	------------

SON : SETENTITRES MIL CUATROCIENTOS SESENTIDOS Y 45/100 SOLES

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA  
Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS

Fecha presupuesto

08/06/2019

Partida 01.01.01 LIMPIEZA DEL TERRENO

Rendimiento m2/DIA MO. 30.0000 EQ. 30.0000 Costo unitario directo por : m2 **5.67**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	0.1000	0.0267	21.90	0.58
0147010002	PEON	hh	1.0000	0.2667	15.82	4.22
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0267	26.28	0.70
<b>5.50</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	5.50	0.17
<b>0.17</b>						

Partida 01.01.02 TRAZO, NIVEL Y REPLANTEO

Rendimiento m2/DIA MO. 500.0000 EQ. 500.0000 Costo unitario directo por : m2 **2.55**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	PEON	hh	3.0000	0.0480	15.82	0.76
0147010005	TOPOGRAFO	hh	1.0000	0.0160	22.74	0.36
0147010006	CAPATAZ	hh	1.0000	0.0160	26.28	0.42
<b>1.54</b>						
<b>Materiales</b>						
0230010035	BOLSA DE YESO 28 KG	bol		0.0500	11.78	0.59
0243170001	MADERA TORNILLO	p2		0.0200	5.51	0.11
<b>0.70</b>						
<b>Equipos</b>						
0330010002	TEODOLITO	hm	1.0000	0.0160	12.71	0.20
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.54	0.05
0337010002	MIRAS, JALONES	hm	4.0000	0.0640	1.00	0.06
<b>0.31</b>						

Partida 01.02.01 EXCAVACIÓN MANUAL DE CIMENTACIONES

Rendimiento m3/DIA MO. 4.0000 EQ. 4.0000 Costo unitario directo por : m3 **38.01**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	PEON	hh	1.0000	2.0000	15.82	31.64
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.2000	26.28	5.26
<b>36.90</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	36.90	1.11
<b>1.11</b>						

Partida 01.02.02 RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL PROPIO

Rendimiento m3/DIA MO. 20.0000 EQ. 20.0000 Costo unitario directo por : m3 **29.02**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	21.90	8.76
0147010002	PEON	hh	2.0000	0.8000	15.82	12.66
<b>21.42</b>						
<b>Equipos</b>						
0349010006	COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO PLANCHA 4 HP	hm	1.0000	0.4000	19.00	7.60
<b>7.60</b>						

Partida 01.02.03 NIVELACION Y COMPACTACION DE INTERIORES

Fecha :

09/06/2019 11:09:00a.m.

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA 001 ESTRUCTURAS	Fecha presupuesto	08/06/2019			
<b>Partida 01.02.04 ELIMINACIÓN DE MATERIAL EXCEDENTE ACARREADO</b>						
Rendimiento	m2/DIA MO. 80.0000 EQ. 80.0000	Costo unitario directo por : m2 <b>6.10</b>				
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	PEON	hh	2.0000	0.2000	15.82	3.16
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.1000	17.63	1.76
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0100	26.28	0.26
<b>5.18</b>						
<b>Materiales</b>						
0202020001	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.0100	4.15	0.04
0243170005	MADERA CORRIENTE	p2		0.0300	4.67	0.14
<b>0.18</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	5.18	0.16
0349010006	COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO PLANCHA 4 HP	hm	0.3030	0.0303	19.00	0.58
<b>0.74</b>						
<b>Partida 01.02.05 NIVELACIÓN Y COMPATACTACIÓN DE FONDO DE EXCAVACION</b>						
Rendimiento	m3/DIA MO. 6.0000 EQ. 6.0000	Costo unitario directo por : m3 <b>25.33</b>				
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	PEON	hh	1.0000	1.3333	15.82	21.09
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1333	26.28	3.50
<b>24.59</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	24.59	0.74
<b>0.74</b>						
<b>Partida 01.03.01.01 SOLADO f'c=100 kg/cm2 (e= 4")</b>						
Rendimiento	m2/DIA MO. 120.0000 EQ. 120.0000	Costo unitario directo por : m2 <b>16.86</b>				
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
<b>Mano de Obra</b>						
0147010002	PEON	hh	0.1000	0.0080	15.82	0.13
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	0.1600	17.63	2.82
0147010006	CAPATAZ	hh	2.0000	0.1600	26.28	4.20
<b>7.15</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	7.15	0.21
0349010011	COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO PLANCHA 5.8 HP	hm	6.2500	0.5000	19.00	9.50
<b>9.71</b>						
<b>Partida 01.03.01.01 SOLADO f'c=100 kg/cm2 (e= 4")</b>						
Rendimiento	m2/DIA MO. 120.0000 EQ. 120.0000	Costo unitario directo por : m2 <b>27.71</b>				
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	3.0000	0.2000	21.90	4.38
0147010002	PEON	hh	6.0000	0.4000	15.82	6.33
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0667	17.63	1.18
<b>11.89</b>						
<b>Materiales</b>						
0204310001	ARENA GRUESA	m3		0.0540	50.00	2.70
0205310004	PIEDRA CHANCADA DE 1/2 "	m3		0.0700	63.90	4.47
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.2943	22.92	6.75
0230010027	AGUA	m3		0.0420	5.68	0.24
0237180001	REGLA DE MADERA	p2		0.1000	3.00	0.30
<b>14.46</b>						

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA**  
 Subpresupuesto **001 ESTRUCTURAS** Fecha presupuesto **08/06/2019**

<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	11.89	0.36
0348010006	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP, 11-12 p3	hm	1.0000	0.0667	15.00	1.00
						<b>1.36</b>

Partida **01.03.02.01 CIMIENTO CORRIDO: CONCRETO f'c= 140 kg/cm2**

Rendimiento **m3/DIA MO. 15.0000 EQ. 15.0000** Costo unitario directo por : m3 **319.06**

<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	0.1000	0.0533	21.90	1.17
0147010002	PEON	hh	1.0000	0.5333	15.82	8.44
0147010003	OFICIAL	hh	0.5000	0.2667	17.63	4.70
0147010006	CAPATAZ	hh	4.0000	2.1333	26.28	56.06
						<b>70.37</b>
<b>Materiales</b>						
0204310001	ARENA GRUESA	m3		0.5000	50.00	25.00
0205310004	PIEDRA CHANCADA DE 1/2 "	m3		0.8000	63.90	51.12
0221010002	CEMENTO PORTLAND TIPO MS (42.5 kg)	bol		7.0000	22.92	160.44
0230010027	AGUA	m3		0.1800	5.68	1.02
						<b>237.58</b>
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	70.37	2.11
0348010006	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP, 11-12 p3	hm	1.1250	0.6000	15.00	9.00
						<b>11.11</b>

Partida **01.03.03.01 SOBRECIMENTOS : CONCRETO f'c= 140 kg/cm2**

Rendimiento **m3/DIA MO. 18.0000 EQ. 18.0000** Costo unitario directo por : m3 **305.48**

<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	0.0999	0.0444	21.90	0.97
0147010002	PEON	hh	0.9999	0.4444	15.82	7.03
0147010003	OFICIAL	hh	0.5000	0.2222	17.63	3.92
0147010006	CAPATAZ	hh	4.0001	1.7778	26.28	46.72
						<b>58.64</b>
<b>Materiales</b>						
0204310001	ARENA GRUESA	m3		0.5000	50.00	25.00
0205310004	PIEDRA CHANCADA DE 1/2 "	m3		0.8000	63.90	51.12
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		7.0000	22.92	160.44
0230010027	AGUA	m3		0.1800	5.68	1.02
						<b>237.58</b>
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	58.64	1.76
0348010006	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP, 11-12 p3	hm	1.1250	0.5000	15.00	7.50
						<b>9.26</b>

Partida **01.03.03.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO ENSOBRECIMENTOS**

Rendimiento **m2/DIA MO. 40.0000 EQ. 40.0000** Costo unitario directo por : m2 **35.10**

<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>
<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.2000	21.90	4.38
0147010002	PEON	hh	2.0000	0.4000	15.82	6.33
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.2000	17.63	3.53
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0200	26.28	0.53
						<b>14.77</b>
<b>Materiales</b>						



## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA 001 ESTRUCTURAS	Fecha presupuesto	08/06/2019
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg	0.2600 2.96 0.77
0202020001	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg	0.1600 4.15 0.66
0243170001	MADERA TORNILLO	p2	3.3500 5.51 18.46
	<b>Equipos</b>		<b>19.89</b>
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000 14.77 0.44
			<b>0.44</b>
<b>Partida</b>	<b>01.03.04.01 FALSO PISO h=10 cm, C:H 1:8</b>		
<b>Rendimiento</b>	<b>m2/DIA MO. 120.0000 EQ. 120.0000</b>		<b>Costo unitario directo por : m2 29.02</b>
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla Cantidad Precio S/ Parcial S/</b>
	<b>Mano de Obra</b>		
0147010001	OPERARIO	hh	2.0000 0.1333 21.90 2.92
0147010002	PEON	hh	8.0000 0.5333 15.82 8.44
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000 0.0667 17.63 1.18
0147010006	CAPATAZ	hh	0.2000 0.0133 26.28 0.35
			<b>12.89</b>
	<b>Materiales</b>		
0221010002	CEMENTO PORTLAND TIPO MS (42.5 kg)	bol	0.5080 22.92 11.64
0230010027	AGUA	m3	0.0180 5.68 0.10
0237180001	REGLA DE MADERA	p2	0.0900 3.00 0.27
0238020001	HORMIGON	m3	0.1200 20.00 2.40
0243170001	MADERA TORNILLO	p2	0.0600 5.51 0.33
			<b>14.74</b>
	<b>Equipos</b>		
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000 12.89 0.39
0348010006	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP, 11-12 p3	hm	1.0000 0.0667 15.00 1.00
			<b>1.39</b>
<b>Partida</b>	<b>01.05.01 CONCRETO EN COLUMNAS f<sub>c</sub>=210 kg/cm2</b>		
<b>Rendimiento</b>	<b>m3/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000</b>		<b>Costo unitario directo por : m3 480.14</b>
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla Cantidad Precio S/ Parcial S/</b>
	<b>Mano de Obra</b>		
0147010001	OPERARIO	hh	2.0000 1.6000 21.90 35.04
0147010002	PEON	hh	8.0000 6.4000 15.82 101.25
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000 0.8000 17.63 14.10
0147010006	CAPATAZ	hh	0.2000 0.1600 26.28 4.20
0147010007	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000 0.8000 22.66 18.13
			<b>172.72</b>
	<b>Materiales</b>		
0204310001	ARENA GRUESA	m3	0.5400 50.00 27.00
0205310004	PIEDRA CHANCADA DE 1/2 "	m3	0.5500 63.90 35.15
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	9.7300 22.92 223.01
0230010027	AGUA	m3	0.1860 5.68 1.06
			<b>286.22</b>
	<b>Equipos</b>		
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000 172.72 5.18
0348010006	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP, 11-12 p3	hm	1.0000 0.8000 15.00 12.00
0349010007	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40 "	hm	1.0000 0.8000 5.03 4.02
			<b>21.20</b>
<b>Partida</b>	<b>01.05.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNAS</b>		
<b>Rendimiento</b>	<b>m2/DIA MO. 10.0000 EQ. 10.0000</b>		<b>Costo unitario directo por : m2 53.36</b>
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla Cantidad Precio S/ Parcial S/</b>
	<b>Mano de Obra</b>		

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA				Fecha presupuesto	08/06/2019
	001 ESTRUCTURAS					
0147010001	OPERARIO	hh	0.1000	0.0800	21.90	1.75
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8000	17.63	14.10
0147010006	CAPATAZ	hh	1.0000	0.8000	26.28	21.02
						<b>36.87</b>
	<b>Materiales</b>					
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	2.96	0.89
0202020001	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.1700	4.15	0.71
0243170001	MADERA TORNILLO	p2		2.5000	5.51	13.78
						<b>15.38</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	36.87	1.11
						<b>1.11</b>

Partida	01.05.03 ACERO DE REFUERZO EN COLUMNA GRADO 60, fy=4200 Kg/cm2					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		3.88
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	21.90	0.70
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.63	0.56
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0032	26.28	0.08
						<b>1.34</b>
	<b>Materiales</b>					
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0500	2.96	0.15
0204020009	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.20	2.35
						<b>2.50</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.34	0.04
						<b>0.04</b>

Partida	01.06.01 CONCRETO EN COLUMNETAS F'C= 175 kg/cm2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m3		359.59
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.5714	21.90	12.51
0147010002	PEON	hh	6.0000	3.4286	15.82	54.24
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	17.63	10.07
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0571	26.28	1.50
0147010007	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.5714	22.66	12.95
						<b>91.27</b>
	<b>Materiales</b>					
0204310001	ARENA GRUESA	m3		0.5200	50.00	26.00
0205310004	PIEDRA CHANCADA DE 1/2 "	m3		0.5300	63.90	33.87
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		8.4300	22.92	193.22
0230010027	AGUA	m3		0.1850	5.68	1.05
						<b>254.14</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	91.27	2.74
0348010006	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP, 11-12 p3	hm	1.0000	0.5714	15.00	8.57
0349010007	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40 "	hm	1.0000	0.5714	5.03	2.87
						<b>14.18</b>

Partida	01.06.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN COLUMNETAS					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 14.0000	EQ. 14.0000	Costo unitario directo por : m2		50.99
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA 001 ESTRUCTURAS				Fecha presupuesto	08/06/2019
0147010001	OPERARIO	hh	0.1000	0.0571	21.90	1.25
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5714	17.63	10.07
0147010006	CAPATAZ	hh	1.0000	0.5714	26.28	15.02
						<b>26.34</b>
	<b>Materiales</b>					
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	2.96	0.89
0202020001	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.1700	4.15	0.71
0243170001	MADERA TORNILLO	p2		4.0400	5.51	22.26
						<b>23.86</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	26.34	0.79
						<b>0.79</b>

Partida	01.06.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNETAS, GRADO 60, fy= 4200 kg/cm2					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		3.88	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	21.90	0.70	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.63	0.56	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0032	26.28	0.08	
						<b>1.34</b>	
	<b>Materiales</b>						
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0500	2.96	0.15	
0204020009	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.20	2.35	
						<b>2.50</b>	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.34	0.04	
						<b>0.04</b>	

Partida	01.07.01	CONCRETO EN VIGAS f'c=210 kg/cm2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : m3		407.44	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	2.0000	1.0000	21.90	21.90	
0147010002	PEON	hh	8.0000	4.0000	15.82	63.28	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5000	17.63	8.82	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.2000	0.1000	26.28	2.63	
0147010007	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.5000	22.66	11.33	
						<b>107.96</b>	
	<b>Materiales</b>						
0204310001	ARENA GRUESA	m3		0.5400	50.00	27.00	
0205310004	PIEDRA CHANCADA DE 1/2 "	m3		0.5500	63.90	35.15	
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.7300	22.92	223.01	
0230010027	AGUA	m3		0.1860	5.68	1.06	
						<b>286.22</b>	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	107.96	3.24	
0348010006	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP, 11-12 p3	hm	1.0000	0.5000	15.00	7.50	
0349010007	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40 "	hm	1.0000	0.5000	5.03	2.52	
						<b>13.26</b>	

Partida	01.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : m2		75.69	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA				Fecha presupuesto	08/06/2019
	001 ESTRUCTURAS					
0147010001	OPERARIO	hh	0.1000	0.1000	21.90	2.19
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	1.0000	17.63	17.63
0147010006	CAPATAZ	hh	1.0000	1.0000	26.28	26.28
						<b>46.10</b>
	<b>Materiales</b>					
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	2.96	0.89
0202020001	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.1700	4.15	0.71
0243170001	MADERA TORNILLO	p2		4.8300	5.51	26.61
						<b>28.21</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	46.10	1.38
						<b>1.38</b>

Partida	01.07.03 ACERO DE REFUERZO EN VIGAS, GRADO 60, fy= 4200 kg/cm2					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		3.88
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	21.90	0.70
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.63	0.56
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0032	26.28	0.08
						<b>1.34</b>
	<b>Materiales</b>					
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0500	2.96	0.15
0204020009	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.20	2.35
						<b>2.50</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.34	0.04
						<b>0.04</b>

Partida	01.08.01 CONCRETO EN VIGAS DE AMARRE f'c=175 kg/cm2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 16.0000	EQ. 16.0000	Costo unitario directo por : m3		346.43
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.5000	21.90	10.95
0147010002	PEON	hh	6.0000	3.0000	15.82	47.46
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.5000	17.63	8.82
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0500	26.28	1.31
0147010007	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	1.0000	0.5000	22.66	11.33
						<b>79.87</b>
	<b>Materiales</b>					
0204310001	ARENA GRUESA	m3		0.5200	50.00	26.00
0205310004	PIEDRA CHANCADA DE 1/2 "	m3		0.5300	63.90	33.87
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		8.4300	22.92	193.22
0230010027	AGUA	m3		0.1850	5.68	1.05
						<b>254.14</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	79.87	2.40
0348010006	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP, 11-12 p3	hm	1.0000	0.5000	15.00	7.50
0349010007	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40 "	hm	1.0000	0.5000	5.03	2.52
						<b>12.42</b>

Partida	01.08.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN VIGAS DE AMARRE					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000	Costo unitario directo por : m2		71.34
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA				Fecha presupuesto	08/06/2019
	001 ESTRUCTURAS					
0147010001	OPERARIO	hh	0.1000	0.1000	21.90	2.19
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	1.0000	17.63	17.63
0147010006	CAPATAZ	hh	1.0000	1.0000	26.28	26.28
						<b>46.10</b>
	<b>Materiales</b>					
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	2.96	0.89
0202020001	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.1700	4.15	0.71
0243170001	MADERA TORNILLO	p2		4.0400	5.51	22.26
						<b>23.86</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	46.10	1.38
						<b>1.38</b>

Partida	01.08.03 ACERO DE REFUERZO EN VIGAS DE AMARRE, GRADO 60, fy= 4200 kg/cm2					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		3.88
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	21.90	0.70
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.63	0.56
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0032	26.28	0.08
						<b>1.34</b>
	<b>Materiales</b>					
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0500	2.96	0.15
0204020009	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.20	2.35
						<b>2.50</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.34	0.04
						<b>0.04</b>

Partida	01.09.01 CONCRETO EN LOSA ALIGERADA F'C= 210 kg/cm2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 11.0000	EQ. 11.0000	Costo unitario directo por : m3		411.99
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.3750	1.0000	21.90	21.90
0147010002	PEON	hh	5.5000	4.0000	15.82	63.28
0147010003	OFICIAL	hh	0.6875	0.5000	17.63	8.82
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1375	0.1000	26.28	2.63
0147010007	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.6875	0.5000	22.66	11.33
						<b>107.96</b>
	<b>Materiales</b>					
0204310001	ARENA GRUESA	m3		0.5400	50.00	27.00
0205310004	PIEDRA CHANCADA DE 1/2 "	m3		0.5500	63.90	35.15
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.7300	22.92	223.01
0230010027	AGUA	m3		0.1860	5.68	1.06
						<b>286.22</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	107.96	3.24
0348010006	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP, 11-12 p3	hm	1.0000	0.7273	15.00	10.91
0349010007	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40 "	hm	1.0000	0.7273	5.03	3.66
						<b>17.81</b>

Partida	01.09.02 ENCOFRADO Y DESENCOFRADO EN LOSA ALIGERADA					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m2		48.97
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA 001 ESTRUCTURAS				Fecha presupuesto	08/06/2019
0147010001	OPERARIO	hh	0.1000	0.0400	21.90	0.88
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.4000	17.63	7.05
0147010006	CAPATAZ	hh	1.0000	0.4000	26.28	10.51
						<b>18.44</b>
	<b>Materiales</b>					
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	2.96	0.89
0202020001	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.1700	4.15	0.71
0243170001	MADERA TORNILLO	p2		5.1500	5.51	28.38
						<b>29.98</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	18.44	0.55
						<b>0.55</b>

Partida	01.09.03	ACERO DE REFUERZO EN LOSA ALIGERADA , GRADO 60, fy= 4200 kg/cm2					
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000		Costo unitario directo por : kg	3.88	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	21.90	0.70	
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.63	0.56	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0032	26.28	0.08	
						<b>1.34</b>	
	<b>Materiales</b>						
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0500	2.96	0.15	
0204020009	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.20	2.35	
						<b>2.50</b>	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.34	0.04	
						<b>0.04</b>	

Partida	01.09.04	LOSA ALIGERADA - LADRILLO HUECO 15X30X30					
Rendimiento	und/DIA	MO. 1,600.0000	EQ. 1,600.0000		Costo unitario directo por : und	2.90	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.0050	21.90	0.11	
0147010002	PEON	hh	8.0000	0.0400	15.82	0.63	
0147010006	CAPATAZ	hh	1.0000	0.0050	26.28	0.13	
						<b>0.87</b>	
	<b>Materiales</b>						
0217030001	LADRILLO DE ARCILLA PARA TECHO 15x30x30 cm 8 HUECOS	und		1.0500	1.90	2.00	
						<b>2.00</b>	
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.87	0.03	
						<b>0.03</b>	

Partida	01.10.01	CONCRETO EN ESCALERA F'C= 210 kg/cm2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 11.0000	EQ. 11.0000		Costo unitario directo por : m3	411.99	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	1.3750	1.0000	21.90	21.90	
0147010002	PEON	hh	5.5000	4.0000	15.82	63.28	
0147010003	OFICIAL	hh	0.6875	0.5000	17.63	8.82	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1375	0.1000	26.28	2.63	
0147010007	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO	hh	0.6875	0.5000	22.66	11.33	
						<b>107.96</b>	
	<b>Materiales</b>						

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA 001 ESTRUCTURAS			Fecha presupuesto	08/06/2019
0204310001	ARENA GRUESA	m3		50.00	27.00
0205310004	PIEDRA CHANCADA DE 1/2 "	m3		63.90	35.15
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		22.92	223.01
0230010027	AGUA	m3		5.68	1.06
					<b>286.22</b>
	<b>Equipos</b>				
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		107.96	3.24
0348010006	MEZCLADORA DE CONCRETO TAMBOR 18 HP, 11-12 p3	hm	1.0000	15.00	10.91
0349010007	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 2.40 "	hm	1.0000	5.03	3.66
					<b>17.81</b>

Partida	01.10.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO EN ESCALERA				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 9.0000	EQ. 9.0000	Costo unitario directo por : m2		74.56
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	0.1000	0.0889	21.90	1.95
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.8889	17.63	15.67
0147010006	CAPATAZ	hh	1.0000	0.8889	26.28	23.36
						<b>40.98</b>
	<b>Materiales</b>					
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.1000	2.96	0.30
0202020001	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.1000	4.15	0.42
0243170001	MADERA TORNILLO	p2		5.7400	5.51	31.63
						<b>32.35</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	40.98	1.23
						<b>1.23</b>

Partida	01.10.03	ACERO DE REFUERZO EN COLUMNA GRADO 60, fy=4200 Kg/cm2				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : kg		3.88
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.0320	21.90	0.70
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0320	17.63	0.56
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0032	26.28	0.08
						<b>1.34</b>
	<b>Materiales</b>					
0202010002	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.0500	2.96	0.15
0204020009	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0700	2.20	2.35
						<b>2.50</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	1.34	0.04
						<b>0.04</b>

Partida	01.11.01	CORREAS DE MADERA DE 6"x 6" EN COBERTURA				
Rendimiento	p2/DIA	MO. 150.0000	EQ. 150.0000	Costo unitario directo por : p2		19.75
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.0533	21.90	1.17
0147010002	PEON	hh	1.0000	0.0533	15.82	0.84
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0053	26.28	0.14
						<b>2.15</b>
	<b>Materiales</b>					
0202020001	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.4000	4.15	1.66
0230010052	PRESERVANTE DE MADERA	gal		0.2000	29.58	5.92

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA 001 ESTRUCTURAS	Fecha presupuesto					08/06/2019
0243170006	CORREA DE MADERA DE 6" x 6" p2	1.2000	8.30				9.96
							<b>17.54</b>
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES %mo	3.0000	2.15				0.06
							<b>0.06</b>
<hr/>							
Partida	01.11.02 CORREAS DE MADERA DE 6"x 8" EN COBERTURA						
Rendimiento	p2/DIA	MO. 150.0000	EQ. 150.0000	Costo unitario directo por : p2			<b>22.15</b>
<hr/>							
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
<b>Mano de Obra</b>							
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.0533	21.90	1.17	
0147010002	PEON	hh	1.0000	0.0533	15.82	0.84	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0053	26.28	0.14	
							<b>2.15</b>
<b>Materiales</b>							
0202020001	CLAVOS CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.4000	4.15	1.66	
0230010052	PRESERVANTE DE MADERA	gal		0.2000	29.58	5.92	
0243170007	CORREA DE MADERA DE 6" x 8"	p2		1.2000	10.30	12.36	
							<b>19.94</b>
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES %mo			3.0000	2.15	0.06	
							<b>0.06</b>



## Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA**  
 Subpresupuesto **002 ARQUITECTURA**

Fecha presupuesto

08/06/2019

Partida **01.01.01 MURO LADRILLO K.K.DE ARCILLA 18 H ( 0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5**

Rendimiento **m2/DIA MO. 9.0000 EQ. 9.0000 Costo unitario directo por : m2 **62.58****

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
<b>Mano de Obra</b>						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.8889	21.90	19.47
0101010005	PEON	hh	0.5000	0.4444	15.82	7.03
<b>26.50</b>						
<b>Materiales</b>						
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.0289	50.00	1.45
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.2039	22.92	4.67
02130200020004	CAL HIDRATADA BOLSA 30 kg	bol		0.0636	6.00	0.38
0216010018	LADRILLO DE ARCILLA KK 23X12.5X9 CM, TIPO IV	und		39.0000	0.68	26.52
0230010027	AGUA	m3		0.0075	5.68	0.04
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		0.4030	5.51	2.22
<b>35.28</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	26.50	0.80
<b>0.80</b>						

Partida **01.01.02 MURO LADRILLO K.K DE ARCILLA 18H ( 09x013x0.24) AMARRE DE CABEZA, JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5**

Rendimiento **m2/DIA MO. 9.0000 EQ. 9.0000 Costo unitario directo por : m2 **84.07****

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
<b>Mano de Obra</b>						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.8889	21.90	19.47
0101010005	PEON	hh	0.5000	0.4444	15.82	7.03
<b>26.50</b>						
<b>Materiales</b>						
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.0289	50.00	1.45
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.2039	22.92	4.67
02130200020004	CAL HIDRATADA BOLSA 30 kg	bol		0.0636	6.00	0.38
0216010018	LADRILLO DE ARCILLA KK 23X12.5X9 CM, TIPO IV	und		70.6000	0.68	48.01
0230010027	AGUA	m3		0.0075	5.68	0.04
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		0.4030	5.51	2.22
<b>56.77</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	26.50	0.80
<b>0.80</b>						

Partida **01.01.03 JUNTA DE TECKNOPOR e=1"**

Rendimiento **m/DIA MO. 30.0000 EQ. 30.0000 Costo unitario directo por : m **14.54****

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
<b>Mano de Obra</b>						
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.2667	17.63	4.70
<b>4.70</b>						
<b>Materiales</b>						
0210040005	TECNOPOR DE E=1"	pln		1.0500	9.24	9.70
<b>9.70</b>						
<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	4.70	0.14
<b>0.14</b>						

Partida **01.02.01 TARRAJEO DE MUROS**

Rendimiento **m3/DIA MO. 15.0000 EQ. 15.0000 Costo unitario directo por : m3 **28.16****

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
--------	---------------------	--------	-----------	----------	-----------	------------

Fecha : 09/06/2019 11:10:20a.m.

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA**  
Subpresupuesto **002 ARQUITECTURA**

Fecha presupuesto

08/06/2019

Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.5333	21.90	11.68
0101010005	PEON	hh	0.7500	0.4000	15.82	6.33
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0533	26.28	1.40
						<b>19.41</b>
Materiales						
0204310003	ARENA FINA	m3		0.0167	42.37	0.71
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.1170	22.92	2.68
0230010027	AGUA	m3		0.0043	5.68	0.02
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		0.8500	5.51	4.68
0237180001	REGLA DE MADERA	p2		0.0250	3.00	0.08
						<b>8.17</b>
Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	19.41	0.58
						<b>0.58</b>

Partida **01.02.02 TARRAJEO DE COLUMNAS**

Rendimiento **m2/DIA MO. 9.0000 EQ. 9.0000** Costo unitario directo por : m2 **40.19**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.8889	21.90	19.47
0101010005	PEON	hh	0.7500	0.6667	15.82	10.55
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0889	26.28	2.34
						<b>32.36</b>
Materiales						
0204310003	ARENA FINA	m3		0.0167	42.37	0.71
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.1170	22.92	2.68
0230010027	AGUA	m3		0.0043	5.68	0.02
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		0.5800	5.51	3.20
0237180001	REGLA DE MADERA	p2		0.0250	3.00	0.08
						<b>6.69</b>
Equipos						
0330010003	ANDAMIO METALICO	día	1.0000	0.1111	1.50	0.17
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	32.36	0.97
						<b>1.14</b>

Partida **01.02.03 TARRAJEO DE VIGAS**

Rendimiento **m2/DIA MO. 9.0000 EQ. 9.0000** Costo unitario directo por : m2 **40.19**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.8889	21.90	19.47
0101010005	PEON	hh	0.7500	0.6667	15.82	10.55
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0889	26.28	2.34
						<b>32.36</b>
Materiales						
0204310003	ARENA FINA	m3		0.0167	42.37	0.71
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.1170	22.92	2.68
0230010027	AGUA	m3		0.0043	5.68	0.02
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		0.5800	5.51	3.20
0237180001	REGLA DE MADERA	p2		0.0250	3.00	0.08
						<b>6.69</b>
Equipos						
0330010003	ANDAMIO METALICO	día	1.0000	0.1111	1.50	0.17
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	32.36	0.97
						<b>1.14</b>

Partida **01.02.04 VESTIDURAS DE DERRAMES**

Fecha : 09/06/2019 11:10:20a.m.

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto  
Subpresupuesto

**0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA**  
**002 ARQUITECTURA**

Fecha presupuesto

**08/06/2019**

Rendimiento	m/DIA	MO. 18.0000	EQ. 18.0000	Costo unitario directo por : m			<b>15.22</b>
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
<b>Mano de Obra</b>							
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.4444	21.90	9.73	
0147010002	PEON	hh	0.3300	0.1467	15.82	2.32	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0444	26.28	1.17	
							<b>13.22</b>
<b>Materiales</b>							
0204310003	ARENA FINA	m3		0.0033	42.37	0.14	
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.0233	22.92	0.53	
0230010027	AGUA	m3		0.0010	5.68	0.01	
0237180001	REGLA DE MADERA	p2		0.0730	3.00	0.22	
0243170001	MADERA TORNILLO	p2		0.1270	5.51	0.70	
							<b>1.60</b>
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	13.22	0.40	
							<b>0.40</b>

Partida **01.02.05 TARRAJEO DE DUCTOS**

Rendimiento	m2/DIA	MO. 18.0000	EQ. 18.0000	Costo unitario directo por : m2			<b>14.42</b>
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
<b>Mano de Obra</b>							
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.4444	21.90	9.73	
0147010002	PEON	hh	0.3300	0.1467	15.82	2.32	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0444	26.28	1.17	
							<b>13.22</b>
<b>Materiales</b>							
0204310003	ARENA FINA	m3		0.0032	42.37	0.14	
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.0222	22.92	0.51	
							<b>0.65</b>
<b>Equipos</b>							
0330010003	ANDAMIO METALICO	día	1.0000	0.0556	1.50	0.08	
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	13.22	0.40	
0337010004	REGLA DE ALUMINIO 1" X 4" X 8"	und		0.0020	35.00	0.07	
							<b>0.55</b>

Partida **01.02.06 TARRAJEO FONDO DE ESCALERAS**

Rendimiento	m2/DIA	MO. 9.0000	EQ. 9.0000	Costo unitario directo por : m2			<b>40.70</b>
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
<b>Mano de Obra</b>							
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.8889	21.90	19.47	
0101010005	PEON	hh	0.7500	0.6667	15.82	10.55	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0889	26.28	2.34	
							<b>32.36</b>
<b>Materiales</b>							
0204310003	ARENA FINA	m3		0.0033	42.37	0.14	
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.1780	22.92	4.08	
0230010027	AGUA	m3		0.0010	5.68	0.01	
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		0.5000	5.51	2.76	
0237180001	REGLA DE MADERA	p2		0.1270	3.00	0.38	
							<b>7.37</b>
<b>Equipos</b>							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	32.36	0.97	
							<b>0.97</b>

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA**  
 Subpresupuesto **002 ARQUITECTURA**

Fecha presupuesto

08/06/2019

Partida	01.02.07	GRADAS					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000		Costo unitario directo por : m2		35.57
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	1.0000	21.90	21.90	
0147010002	PEON	hh	0.5000	0.5000	15.82	7.91	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1000	26.28	2.63	
							<b>32.44</b>
	<b>Materiales</b>						
0204310003	ARENA FINA	m3		0.0330	42.37	1.40	
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.0233	22.92	0.53	
0230010027	AGUA	m3		0.0010	5.68	0.01	
0237180001	REGLA DE MADERA	p2		0.0730	3.00	0.22	
							<b>2.16</b>
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	32.44	0.97	
							<b>0.97</b>

Partida	01.02.08	DESCANSO					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000		Costo unitario directo por : m2		35.57
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	1.0000	21.90	21.90	
0147010002	PEON	hh	0.5000	0.5000	15.82	7.91	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1000	26.28	2.63	
							<b>32.44</b>
	<b>Materiales</b>						
0204310003	ARENA FINA	m3		0.0330	42.37	1.40	
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.0233	22.92	0.53	
0230010027	AGUA	m3		0.0010	5.68	0.01	
0237180001	REGLA DE MADERA	p2		0.0730	3.00	0.22	
							<b>2.16</b>
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	32.44	0.97	
							<b>0.97</b>

Partida	01.02.09	BRUÑAS DE 1 X 1 cm					
Rendimiento	m/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000		Costo unitario directo por : m		9.81
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.3200	21.90	7.01	
0147010002	PEON	hh	0.3300	0.1056	15.82	1.67	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0320	26.28	0.84	
							<b>9.52</b>
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	9.52	0.29	
							<b>0.29</b>

Partida	01.03.01	TARRAJEO DE CIELORRASO					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 10.0000	EQ. 10.0000		Costo unitario directo por : m2		49.65
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.8000	21.90	17.52	
0101010005	PEON	hh	0.7500	0.6000	15.82	9.49	

Fecha : 09/06/2019 11:10:20a.m.

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA 002 ARQUITECTURA				Fecha presupuesto	08/06/2019
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0800	26.28	2.10
						<b>29.11</b>
	<b>Materiales</b>					
0204310003	ARENA FINA	m3		0.0330	42.37	1.40
0213010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.2670	22.92	6.12
0230010027	AGUA	m3		0.0043	5.68	0.02
0231010001	MADERA TORNILLO	p2		2.1600	5.51	11.90
0237180001	REGLA DE MADERA	p2		0.0270	3.00	0.08
						<b>19.52</b>
	<b>Equipos</b>					
0301340001	ANDAMIO METALICO	día	1.0000	0.1000	1.50	0.15
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	29.11	0.87
						<b>1.02</b>

Partida	01.04.01	PISO DE PORCELANATO					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 5.0000	EQ. 5.0000		Costo unitario directo por : m2		<b>104.01</b>
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	1.6000	21.90	35.04	
0147010002	PEON	hh	0.5000	0.8000	15.82	12.66	
0147010003	OFICIAL	hh	0.5000	0.8000	17.63	14.10	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1600	26.28	4.20	
							<b>66.00</b>
	<b>Materiales</b>						
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.2500	22.92	5.73	
0230010036	PORCELANATO VULCANO DE ZANNON 30 X 30 cm	m2		1.0300	28.00	28.84	
0230010045	PORCELANA	kg		0.2500	5.85	1.46	
							<b>36.03</b>
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	66.00	1.98	
							<b>1.98</b>

Partida	01.04.02	PISO DE LOSETA VENECIANA 40x40 cm					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 8.0000	EQ. 8.0000		Costo unitario directo por : m2		<b>88.35</b>
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	1.0000	21.90	21.90	
0147010002	PEON	hh	1.0000	1.0000	15.82	15.82	
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1000	26.28	2.63	
							<b>40.35</b>
	<b>Materiales</b>						
0204310003	ARENA FINA	m3		0.0400	42.37	1.69	
0216060002	LOSETA VENECIANA 40x40 cm	m2		1.0500	34.12	35.83	
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.4000	22.92	9.17	
0230010027	AGUA	m3		0.0100	5.68	0.06	
							<b>46.75</b>
	<b>Equipos</b>						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	40.35	1.21	
0337010004	REGLA DE ALUMINIO 1" X 4" X 8"	und		0.0010	35.00	0.04	
							<b>1.25</b>

Partida	01.05.01	CONTRAZOCALO H=0.25m					
Rendimiento	m/DIA	MO. 18.0000	EQ. 18.0000		Costo unitario directo por : m		<b>14.52</b>
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/	
	<b>Mano de Obra</b>						

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA			Fecha presupuesto		08/06/2019
	002 ARQUITECTURA					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.4444	21.90	9.73
0147010002	PEON	hh	0.3300	0.1467	15.82	2.32
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0444	26.28	1.17
						<b>13.22</b>
	<b>Materiales</b>					
0204310003	ARENA FINA	m3		0.0030	42.37	0.13
0221010001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		0.0310	22.92	0.71
0230010027	AGUA	m3		0.0100	5.68	0.06
						<b>0.90</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	13.22	0.40
						<b>0.40</b>

Partida	01.06.01 ZOCALO DE PORCELANATO 30X30 cm			Costo unitario directo por : m2		86.94
Rendimiento	m2/DIA	MO. 5.0000	EQ. 5.0000			
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	1.6000	21.90	35.04
0147010002	PEON	hh	0.5000	0.8000	15.82	12.66
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1600	26.28	4.20
						<b>51.90</b>
	<b>Materiales</b>					
0230010037	PEGAMENTO EN PASTA NOVACEL EN PARED	kg		2.5000	4.00	10.00
0230010038	PORCELANATO PULIDO CLARO 30 X 30 cm	m2		1.0300	22.80	23.48
						<b>33.48</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	51.90	1.56
						<b>1.56</b>

Partida	01.07.01 CARPINTERIA DE MADERA			Costo unitario directo por : und		67.26
Rendimiento	und/DIA	MO. 4.0000	EQ. 4.0000			
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	2.0000	21.90	43.80
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.2000	26.28	5.26
						<b>49.06</b>
	<b>Materiales</b>					
0202020003	CLAVOS DE 2"	kg		0.0520	4.15	0.22
0243170004	MADERA DE CEDRO	p2		1.0600	15.58	16.51
						<b>16.73</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	49.06	1.47
						<b>1.47</b>

Partida	01.08.01 ESCALERA TIPO GATO			Costo unitario directo por : und		245.86
Rendimiento	und/DIA	MO. 5.0000	EQ. 5.0000			
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	1.6000	21.90	35.04
0147010003	OFICIAL	hh	0.5000	0.8000	17.63	14.10
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1600	26.28	4.20
						<b>53.34</b>
	<b>Materiales</b>					
0204100001	ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-36	kg		12.5000	5.10	63.75
0204100002	PERNOS CON TUERCAS 3/8"	pza		16.0000	7.15	114.40

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA 002 ARQUITECTURA			Fecha presupuesto	08/06/2019	
0230010032	LIJA PARA FIERRO	und	0.5000	2.39	1.20	
0230010050	SOLDADURA	kg	0.3000	11.50	3.45	
0230010051	WAYPE	kg	0.5000	14.09	7.05	
					<b>189.85</b>	
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	5.0000	53.34	2.67	
					<b>2.67</b>	
<b>Partida</b>	<b>01.09.01</b>	<b>BISAGRAS ALUMINIO CAPUCHINO 4"X4"</b>				
<b>Rendimiento</b>	<b>und/DIA</b>	<b>MO. 20.0000</b>	<b>EQ. 20.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : und</b>	<b>19.10</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.4000	21.90	8.76
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0400	26.28	1.05
						<b>9.81</b>
	<b>Materiales</b>					
0230010049	BISAGRA CAPUCHINA ALUMINIZADA 3 1/2"x3 1/2"	und		1.0000	9.00	9.00
						<b>9.00</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	9.81	0.29
						<b>0.29</b>
<b>Partida</b>	<b>01.10.01</b>	<b>CERRADURA PARA PUERTAS</b>				
<b>Rendimiento</b>	<b>und/DIA</b>	<b>MO. 6.0000</b>	<b>EQ. 6.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : und</b>	<b>178.68</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	1.3333	21.90	29.20
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1333	26.28	3.50
						<b>32.70</b>
	<b>Materiales</b>					
0230010048	CERRADURA SCHLAGE ORBIT SERIE "A" EXTERIOR	und		1.0000	145.00	145.00
						<b>145.00</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	32.70	0.98
						<b>0.98</b>
<b>Partida</b>	<b>01.10.02</b>	<b>TIRADOR DE BRONCE PARA PUERTAS EN SS.HH</b>				
<b>Rendimiento</b>	<b>und/DIA</b>	<b>MO. 8.0000</b>	<b>EQ. 8.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : und</b>	<b>47.27</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	1.0000	21.90	21.90
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.1000	26.28	2.63
						<b>24.53</b>
	<b>Materiales</b>					
0230010040	CERRADURA GEO PUERTA INTERIOR Y DORMITORIO	und		1.0000	22.00	22.00
						<b>22.00</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	24.53	0.74
						<b>0.74</b>
<b>Partida</b>	<b>01.11.01</b>	<b>MAMPARA DE INGRESO INC. PUERTAS CON CRISTAL TEMPLADO DE 10 mm</b>				
<b>Rendimiento</b>	<b>m2/DIA</b>	<b>MO. 5.0000</b>	<b>EQ. 5.0000</b>	<b>Costo unitario directo por : m2</b>	<b>352.61</b>	
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>
	<b>Mano de Obra</b>					

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA 002 ARQUITECTURA	Fecha presupuesto	08/06/2019			
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000 1.6000 21.90 35.04			
0147010002	PEON	hh	2.0000 3.2000 15.82 50.62			
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000 1.6000 17.63 28.21			
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000 0.1600 26.28 4.20			
	<b>Materiales</b>					
0230010047	VIDRIO TEMPLADO INCOLORO DE E=10mm	m2	1.0500 220.00 231.00			
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo	3.0000 118.07 3.54			
			<b>118.07</b>			
			<b>231.00</b>			
			<b>3.54</b>			
Partida	<b>01.11.02 VIDRIO TRANSPARENTE INCOLORO</b>					
Rendimiento	<b>m2/DIA MO. 50.0000 EQ. 50.0000</b>		<b>Costo unitario directo por : m2 6.14</b>			
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.1600	21.90	3.50
0147010002	PEON	hh	0.2000	0.0320	15.82	0.51
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0160	26.28	0.42
						<b>4.43</b>
	<b>Materiales</b>					
0230010041	VIDRIO TRANSPARENTE CRUDO MEDIO DOBLE	p2		1.0500	1.50	1.58
						<b>1.58</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	4.43	0.13
						<b>0.13</b>
Partida	<b>01.12.01 PINTURA LATEX EN CIELORRASOS, VIGAS, COLUMNAS Y MUROS</b>					
Rendimiento	<b>m2/DIA MO. 30.0000 EQ. 30.0000</b>					<b>Costo unitario directo por : m2 11.07</b>
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.2667	21.90	5.84
0147010006	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0267	26.28	0.70
						<b>6.54</b>
	<b>Materiales</b>					
0230010042	LIJA PARA PARED	plg		0.2500	1.20	0.30
0230010043	IMPRIMANTE	kg		0.0400	22.00	0.88
0254050004	PINTURA LATEX LAVABLE	gal		0.0830	38.00	3.15
						<b>4.33</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	6.54	0.20
						<b>0.20</b>
Partida	<b>01.12.02 BARNIZ EN PUERTAS DE MADERA</b>					
Rendimiento	<b>m2/DIA MO. 18.0000 EQ. 18.0000</b>					<b>Costo unitario directo por : m2 17.42</b>
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/</b>	<b>Parcial S/</b>
	<b>Mano de Obra</b>					
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0444	26.28	1.17
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.4444	21.90	9.73
0101010005	PEON	hh	0.5000	0.2222	15.82	3.52
						<b>14.42</b>
	<b>Materiales</b>					
02380100010001	LIJA PARA MADERA #100	plg		0.2000	1.20	0.24
0240160001	BARNIZ MARINO	gal		0.0500	46.61	2.33
						<b>2.57</b>
	<b>Equipos</b>					



### Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON ALBAÑILERÍA CONFINADA				Fecha presupuesto	08/06/2019
Subpresupuesto	002 ARQUITECTURA					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	14.42	0.43
						<b>0.43</b>
Partida	<b>01.13.01</b>	<b>TRABAJOS DE JARDINERIA</b>				
Rendimiento	<b>m2/DIA</b>	<b>MO. 50.0000</b>	<b>EQ. 50.0000</b>	Costo unitario directo por : m2		<b>3.61</b>
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial S/
	<b>Mano de Obra</b>					
0147010001	OPERARIO	hh	1.0000	0.1600	21.90	3.50
						<b>3.50</b>
	<b>Equipos</b>					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	3.50	0.11
						<b>0.11</b>

## Presupuesto

Presupuesto 0102004 CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA UNIFAMILIAR DE TRES PISOS CON STEEL FRAME  
 Subpresupuesto 002 ARQUITECTURA  
 Cliente TESISTAS UPAO  
 Lugar LA LIBERTAD - TRUJILLO - LAREDO

Costo al 08/06/2019

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/	Parcial S/
01	<b>CARPINTERIA DE MADERA</b>				<b>2,219.58</b>
01.01	CARPINTERIA DE MADERA	und	33.00	67.26	2,219.58
02	<b>CERRAJERIA</b>				<b>630.30</b>
02.01	BISAGRAS ALUMINIO CAPUCHINO 4"X4"	und	33.00	19.10	630.30
03	<b>CERRADURAS</b>				<b>2,107.29</b>
03.01	CERRADURA PARA PUERTAS	und	11.00	178.68	1,965.48
03.02	TIRADOR DE BRONCE PARA PUERTAS EN SS.HH	und	3.00	47.27	141.81
04	<b>VIDRIOS, CRISTALES Y SIMILARES</b>				<b>1,782.03</b>
04.01	MAMPARA DE INGRESO INC. PUERTAS CON CRISTAL TEMPLADO DE 10 mm	m2	4.21	352.61	1,484.49
04.02	VIDRIO TRANSPARENTE INCOLORO	m2	48.46	6.14	297.54
05	<b>PINTURA</b>				<b>844.17</b>
05.01	BARNIZ EN PUERTAS DE MADERA	m2	48.46	17.42	844.17
06	<b>TRABAJOS DE JARDINERIA</b>				<b>580.63</b>
06.01	TRABAJOS DE JARDINERIA	m2	160.84	3.61	580.63
	<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>8,164.00</b>
	<b>GASTOS GENERALES (10%)</b>				<b>816.40</b>
	<b>UTILIDAD (5%)</b>				<b>408.20</b>
	<b>SUBTOTAL</b>				<b>9,388.60</b>
	<b>IMPUESTO IGV (18%)</b>				<b>1,689.95</b>
	<b>PRESUPUESTO TOTAL</b>				<b>11,078.55</b>

SON : OCHO MIL CIENTO SESENTICUATRO Y 00/100 SOLES

# PROPUESTA TÉCNICO- ECONÓMICA



Proyecto: Vivienda Unifamiliar Tres Niveles-Trujillo 2019  
 Cliente: Vannesa Avalos Rubio y Diego Fernandez Loyola  
 Código: 190101-COT-GE-001-REV01

Fecha: 27/01/2019 Elaboró: Daniel Reynoso  
 Revisó: Álvaro Ruiz

## 01. TRABAJOS PRELIMINARES USD 2,262.60

Item	Descripción	Unidad	Metrado	C.Unitario	C. Parcial	Total
<b>1.01</b>	<b>OBRAS PRELIMINARES</b>					<b>USD 2,262.60</b>
1.01.01	TRAZOS Y REPLANTEOS DURANTE LA EJECUCIÓN DE LA OBRA	Glb	1.00	USD 50.01	USD 50.01	
1.01.02	MOVILIZACIÓN Y DESMOVILIZACIÓN DE MATERIALES, EQUIPOS Y HERRAMIENTAS	Glb	1.00	USD 1,042.93	USD 1,042.93	
1.01.03	MOVIMIENTO DE MATERIAL EN OBRA(VERTICAL)	Glb	1.00	USD 1,047.50	USD 1,047.50	
1.01.04	EXCAVACIÓN PARA PLATEA DE CIMENTACIÓN	m3	11.59	USD 10.54	USD 122.16	

## 02. ESTRUCTURAS (\*) USD 16,367.22

Item	Descripción	Unidad	Metrado	C.Unitario	C. Parcial	Total
<b>2.01</b>	<b>PLATEA DE CIMENTACIÓN</b>					<b>USD 2,914.54</b>
2.01.01	CONCRETO F'c= 210 kg/cm2	m3	11.59	USD 124.19	USD 1,439.40	
2.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	m2	22.68	USD 12.99	USD 294.54	
2.01.03	ACERO DE REFUERZO Fy= 4200 kg/cm2	kg	1119.58	USD 1.05	USD 1,180.60	
<b>2.02</b>	<b>MONTANTES PARA MUROS Y ENTREPISOS</b>					<b>USD 12,095.85</b>
2.02.01	STEELFRAME ESTRUCTURAL PARA MUROS CON PERFILES A CADA 50 a 60 - C100x50x15x2 mm	m2	273.79	USD 25.84	USD 7,075.21	
2.02.02	STEELFRAME ESTRUCTURAL PARA ENTREPISOS CON PERFILES A CADA 50 a 60 -C200x50x15x2.5 mm	m2	0.74	USD 40.27	USD 29.79	
2.02.03	STEELFRAME ESTRUCTURAL PARA ENTREPISOS CON PERFILES A CADA 50 a 60 -C200x50x15x2 mm	m2	130.25	USD 37.91	USD 4,937.44	
2.02.04	STEELFRAME ESTRUCTURAL PARA ENTREPISOS CON PERFILES A CADA 50 a 60 - 2C250x50x20x2.5 mm	m2	1.075	USD 49.69	USD 53.42	
<b>2.03</b>	<b>SOLERAS Y DINTELES</b>					<b>USD 128.18</b>
2.03.01	STEELFRAME ESTRUCTURAL PARA SOLERAS CON PERFILES --U100x50x2 mm	m2	4.67	USD 25.23	USD 117.88	
2.03.02	STEELFRAME ESTRUCTURAL PARA DINTELES EN PUERTAS Y VENTANAS CON PERFILES -C90x35x12x0.9 mm	m2	0.63	USD 16.35	USD 10.30	
<b>2.04</b>	<b>CINTA PARA RIOSTRAS</b>					<b>USD 1,228.65</b>
2.04.01	CINTA FLEJE 120X1.5	m2	54.04	USD 3.69	USD 199.40	
2.04.02	CINTA FLEJE 150X1.5	m2	196.0475	USD 5.25	USD 1,029.25	

## 03. ARQUITECTURA USD 16,868.49

Item	Descripción	Unidad	Metrado	C.Unitario	C. Parcial	Total
<b>3.01</b>	<b>REVESTIMIENTO PAREDES</b>					<b>USD 5,197.82</b>
3.01.01	REVESTIMIENTO INTERIOR/EXTERIOR AMBOS LADOS CON PLANCHA de Óxido de Magnesio 10 mm 1.22 x 2.44m (MUXBOARD)	m2	274.53	USD 15.56	USD 4,271.97	
3.02.03	LANA DE VIDRIO 2.5 cm	m2	274.53	USD 3.37	USD 925.85	
<b>3.02</b>	<b>REVESTIMIENTO DE ENTREPISO</b>		<b>262.65</b>			<b>USD 11,670.67</b>
3.02.01	STEEL PANEL PARA LOSA DE ENTREPISO	m2	131.32	USD 42.75	USD 5,614.05	
3.02.02	ENTREPISO CON DOBLE PLACA DE OSB DE 18,1mm CON PLANCHA POLIESTIRENO EXPANDIDO 2" D=10kg/m3	m2	131.32	USD 42.75	USD 5,614.05	
3.02.03	LANA DE VIDRIO 2.5 cm	m2	131.32	USD 3.37	USD 442.56	

<b>COSTO DIRECTO</b>	<b>USD 35,498.30</b>
<b>GG(10%)</b>	<b>USD 3,549.83</b>
<b>UT (5%)</b>	<b>USD 1,774.91</b>
<b>TOTAL</b>	<b>USD 40,823.04</b>

**son: Cuarenta mil ochocientos veintitres y 04/100 dólares americanos**

(\*) Perfil industrializado importado ( USTM A653/A653M ) del tipo "U" con espesor indicado y recubrimiento AZ150 y resistencia SS50.

# CONDominio RESIDENCIAL VILLA UPAO

PROYECTO

PROPIETARIO:  
UNIVERSIDAD PRIVADA  
ANTENOR ORREGO

UBICACION:  
REGION: LA LIBERTAD  
PROVINCIA: TRUJILLO  
DISTRITO: LAREDO  
PREDIO: BARRAZA  
VALLE: MOCHE

TESISTAS:  
AVALOS RUBIO VANNESSA N.  
FERNANDEZ LOYOLA DIEGO A.

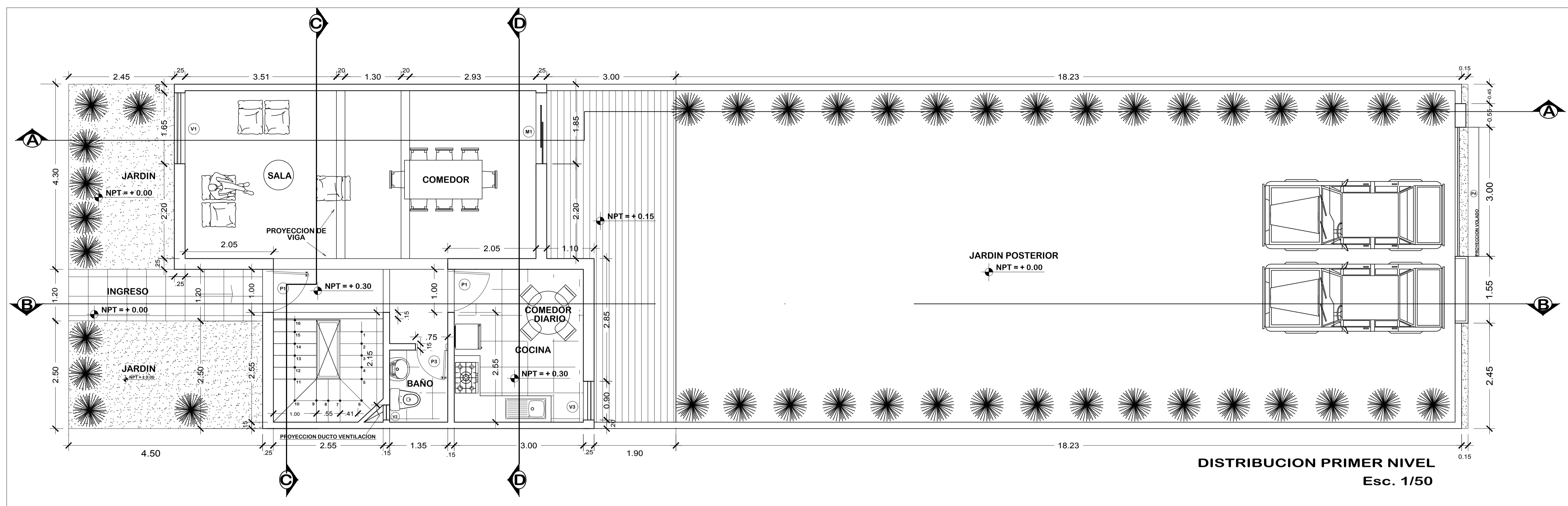
PLANO:  
DISTRIBUCION POR  
NIVELES DE VIVIENDA  
UNIFAMILIAR

ESCALA:  
INDICADA

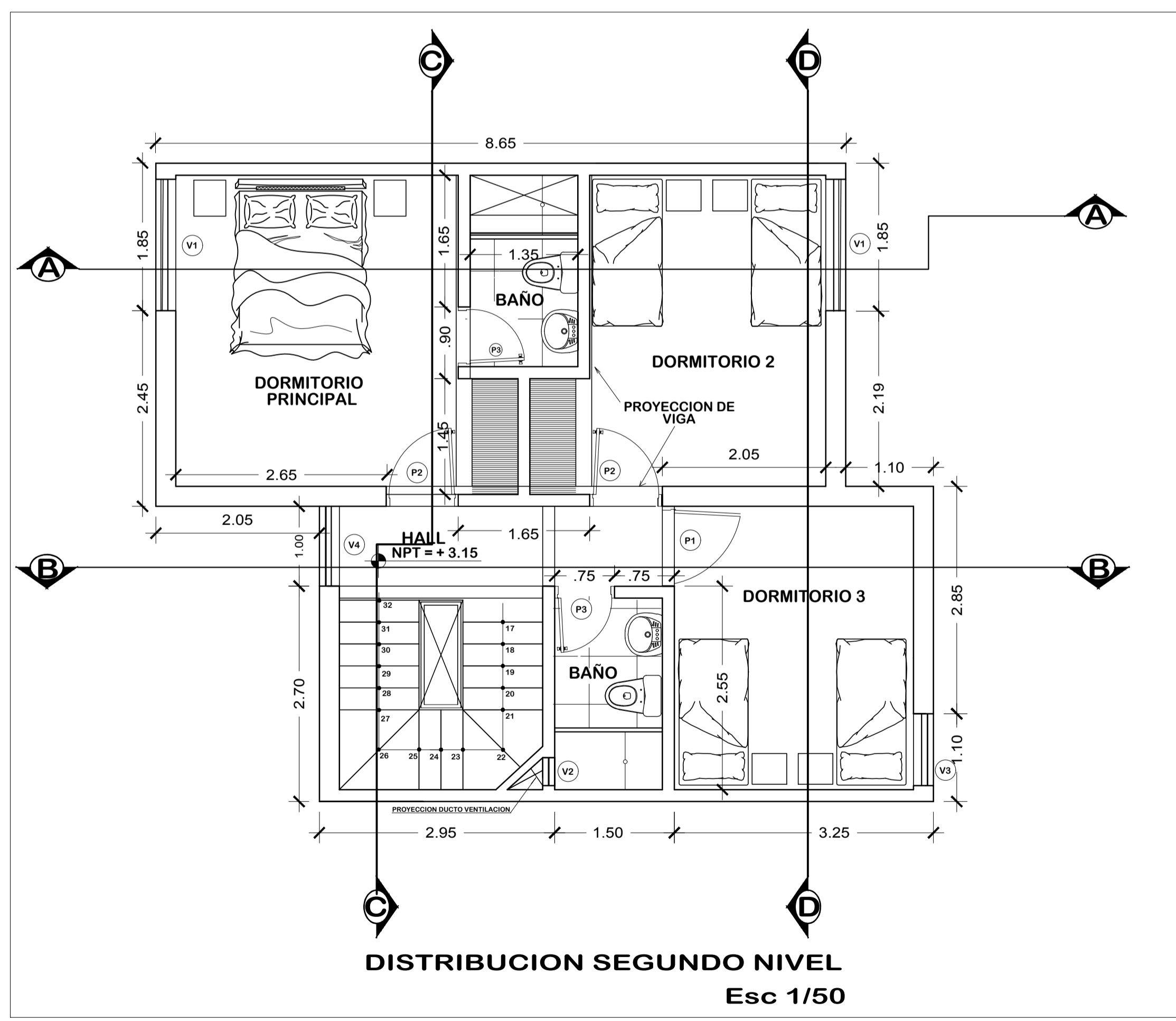
FECHA:  
OCTUBRE 2019

PLANO N°

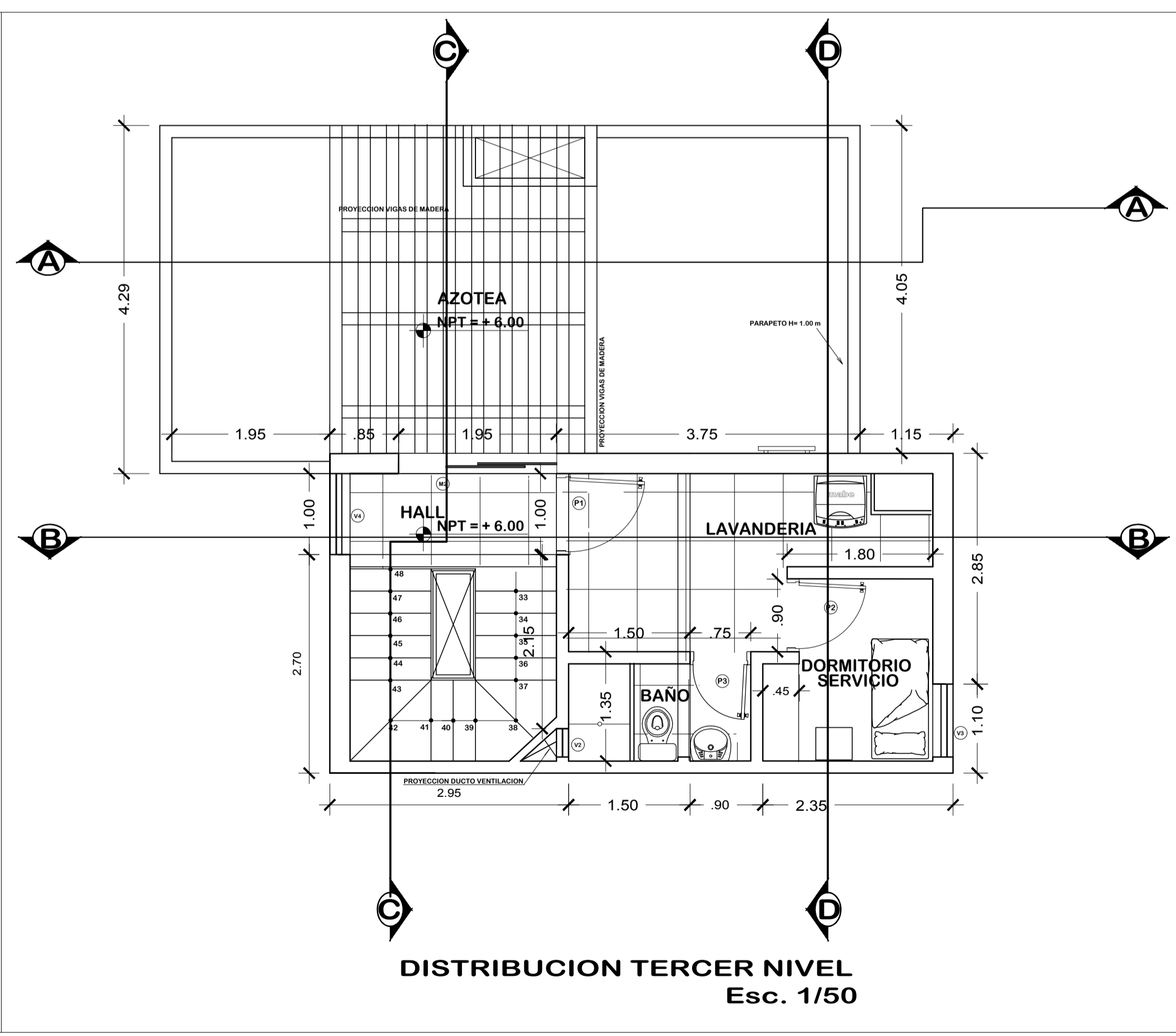
## A-01



**DISTRIBUCION PRIMER NIVEL**  
Esc. 1/50



**DISTRIBUCION SEGUNDO NIVEL**  
Esc. 1/50



**DISTRIBUCION TERCER NIVEL**  
Esc. 1/50

CUADRO DE VANOS				
TIPO	ANCHO	ALTO	ALFEIZAR	OBSERVACIONES
P1	1.00	2.10	—	PUERTA TABLERO MADERA
P2	0.90	2.10	—	PUERTA CONTRAPLACADA DE MADERA
P3	0.75	2.10	—	PUERTA CONTRAPLACADA DE MADERA
M1	1.65	2.55	—	MAMPARA VIDRIO FIJO Y/O CORREDIZO
M2	1.95	2.55	—	MAMPARA VIDRIO FIJO Y/O CORREDIZO
V1	1.65	1.55	1.00	VIDRIO FIJO - CORREDIZO
V2	0.35	0.40	2.15	VIDRIO FIJO - CORREDIZO
V3	0.90	1.45	1.10	VIDRIO FIJO - CORREDIZO
V4	1.00	1.35	1.20	VIDRIO FIJO - CORREDIZO

PROYECTO  
**CONDOMINIO RESIDENCIAL VILLA UPAO**

PROPIETARIO  
 UNIVERSIDAD PRIVADA  
 ANTENOR ORREGO

UBICACION  
 REGION: LA LIBERTAD  
 PROVINCIA: TRUJILLO  
 DISTRITO: LAREDO  
 PREDIO: BARRAZA  
 VALLE: MOCHE

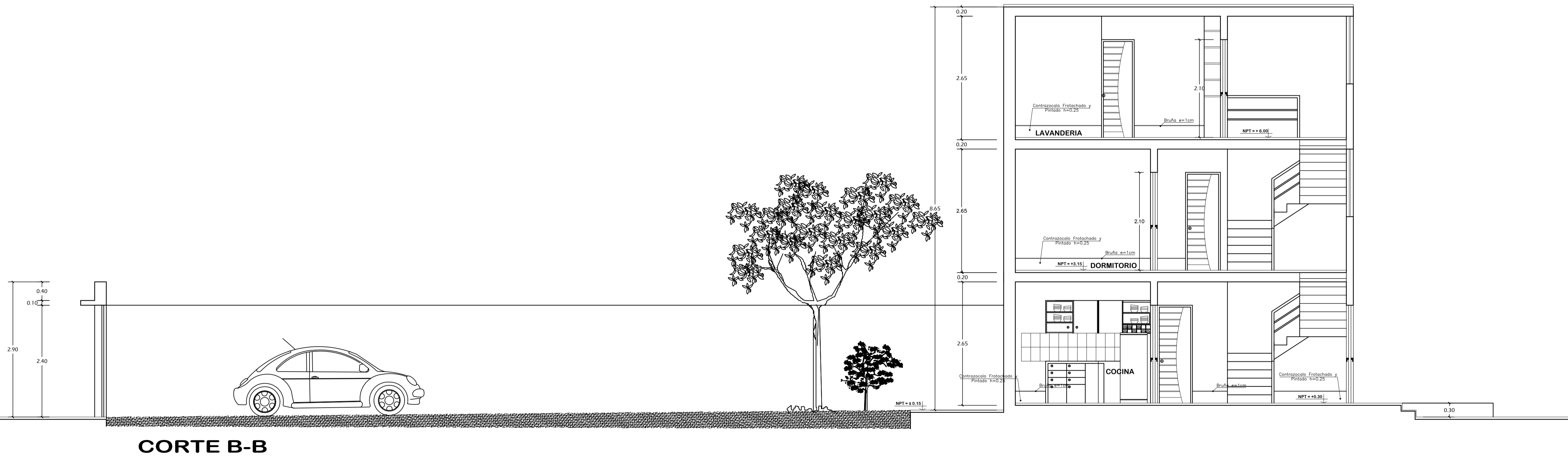
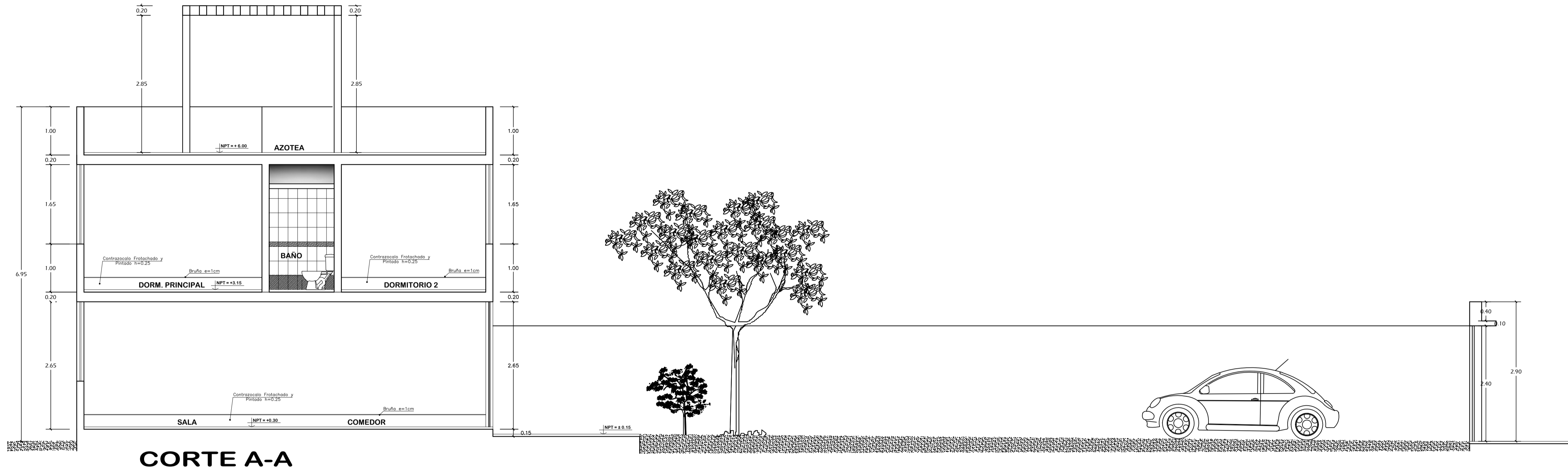
TESISTAS:  
 AVALOS RUBIO VANNESSA N.  
 FERNANDEZ LOYOLA DIEGO A.

PLANO:  
 CORTES Y ELEVACIONES

ESCALA:  
 1/50

FECHA:  
 OCTUBRE 2019

PLANO N°  
**A-02**



**PROYECTO**  
**CONDOMINIO RESIDENCIAL VILLA UPAO**

PROPIETARIO:  
**UNIVERSIDAD PRIVADA  
 ANTONOR ORREGO**

UBICACION:  
 REGION: LA LIBERTAD  
 PROVINCIA: TRUJILLO  
 DISTRITO: LAREDO  
 PREDIO: BARRAZA  
 VALLE: MOCHE

TESISTAS:  
 ÁVALOS RUBIO VANESSA N.  
 FERNÁNDEZ LOYOLA DIEGO A.

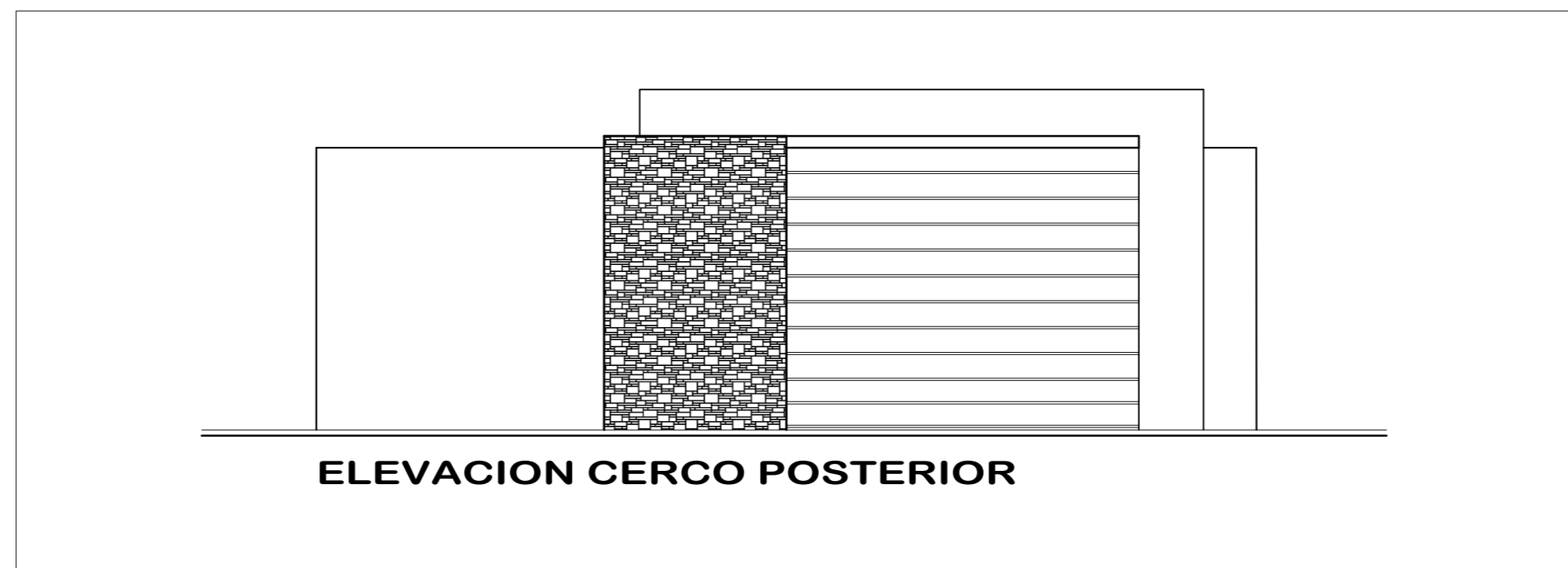
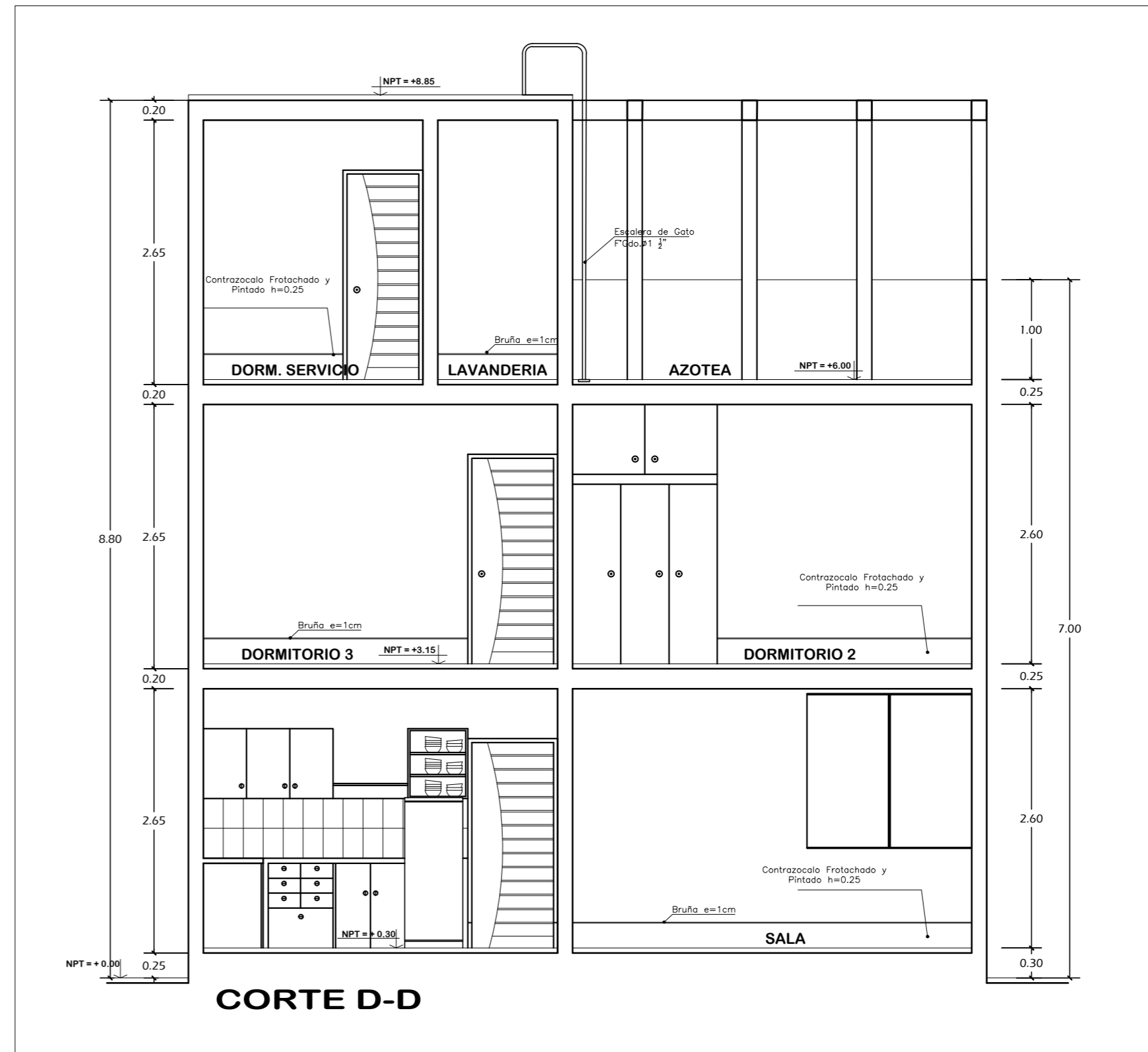
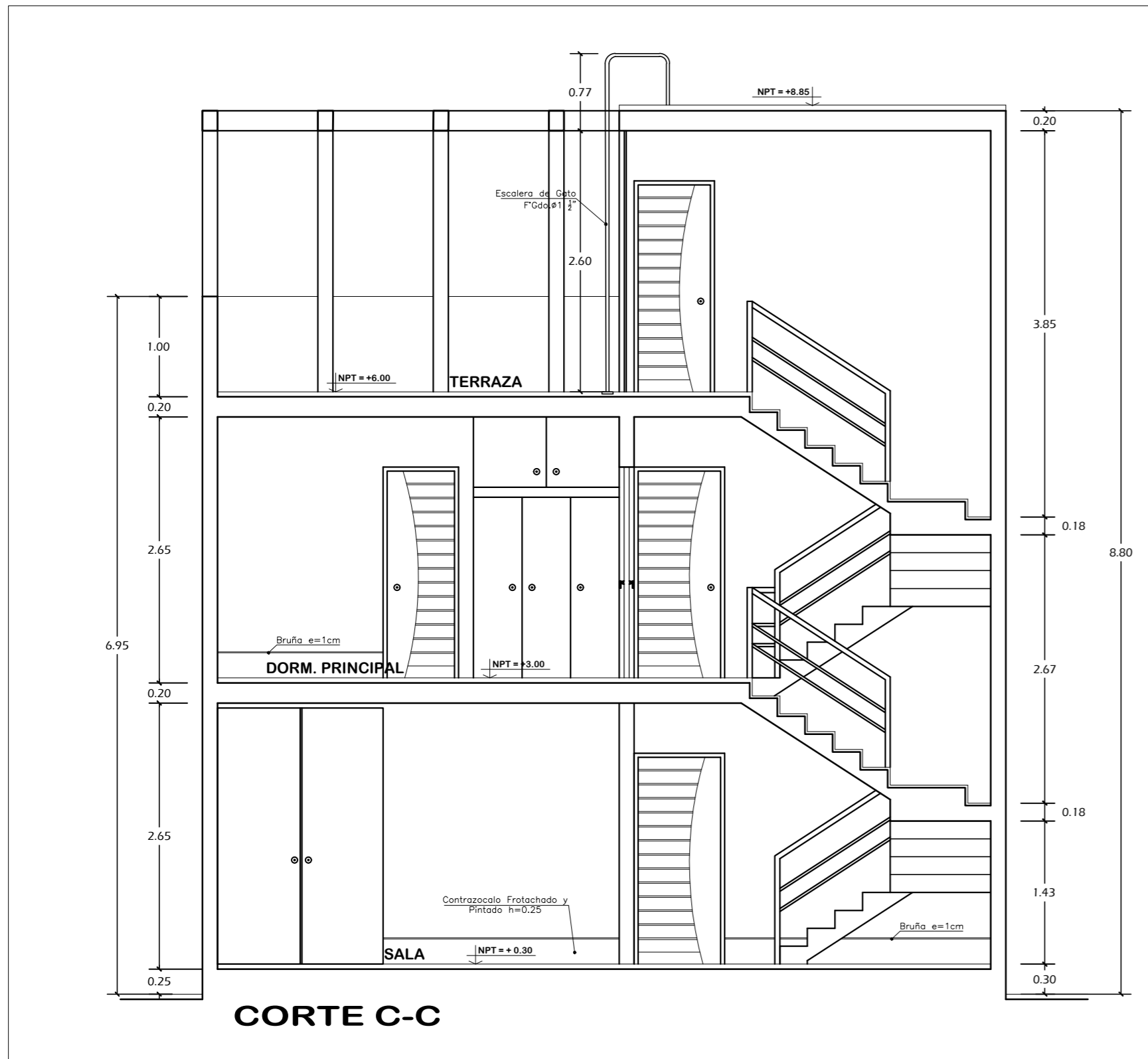
PLANO:  
**CORTES Y ELEVACIONES**

ESCALA:  
 1/50

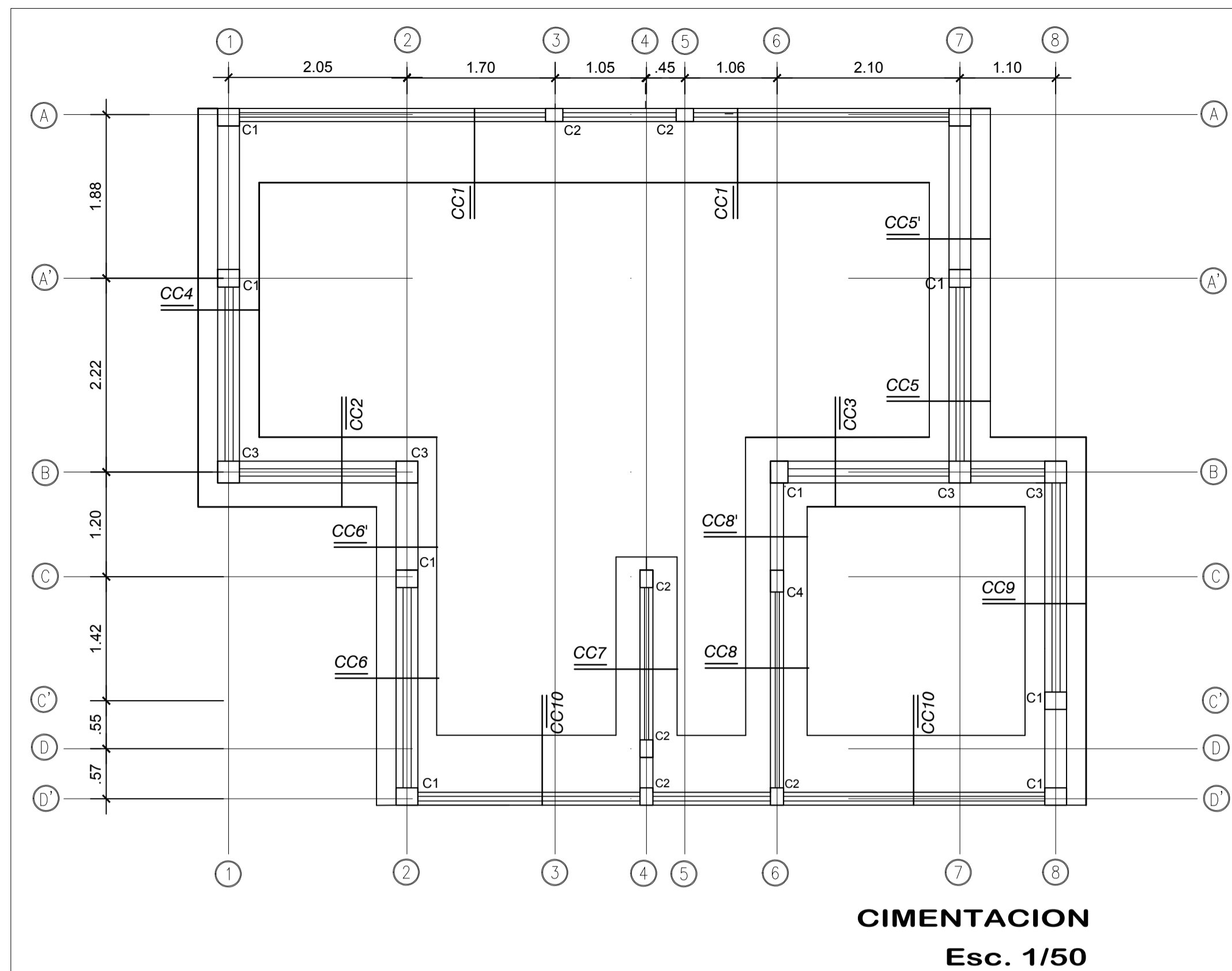
FECHA:  
 OCTUBRE 2019

PLANO N°

**A-03**

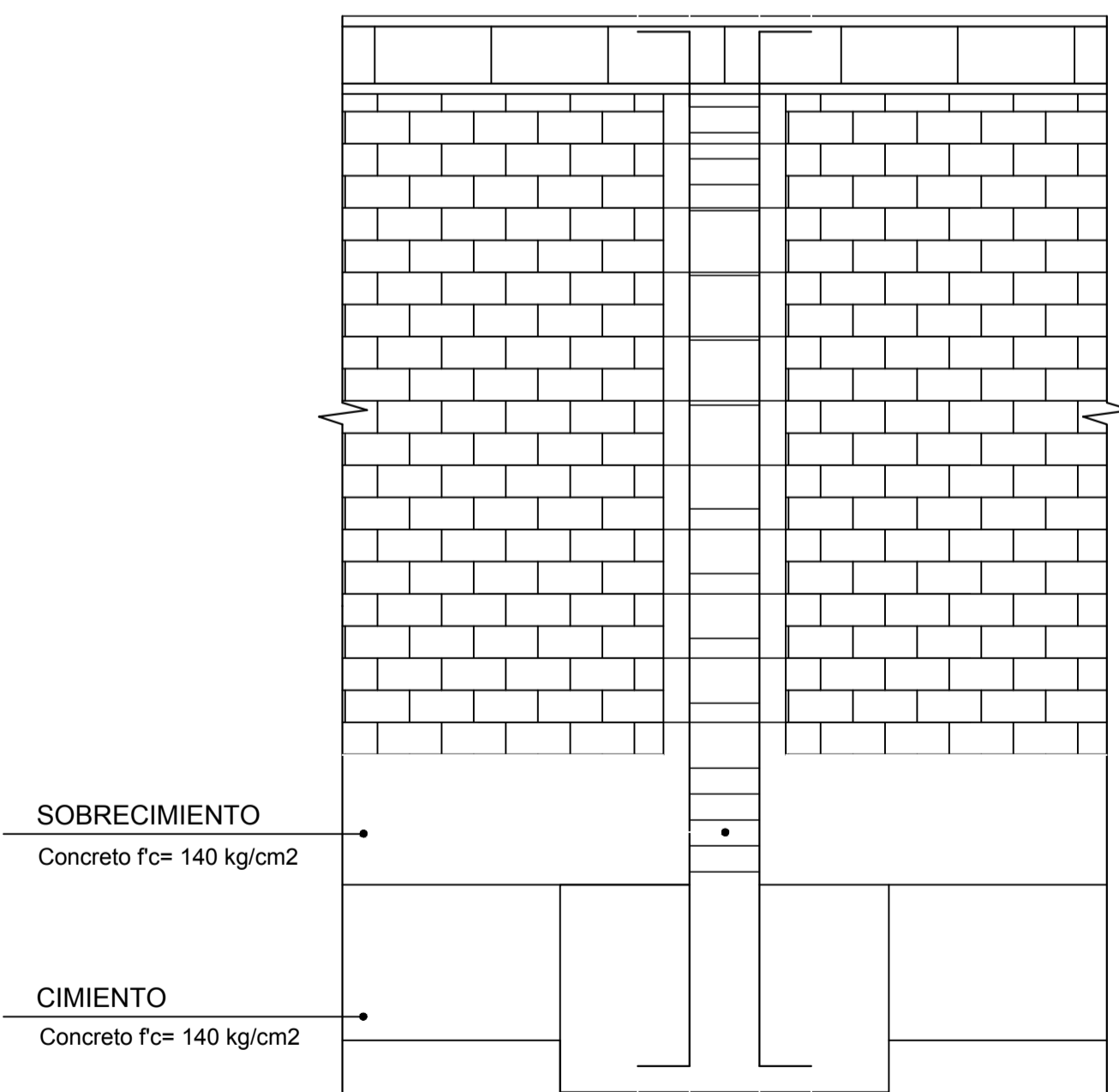


**ELEVACION CERCO POSTERIOR**



**CIMENTACION**  
Esc. 1/50

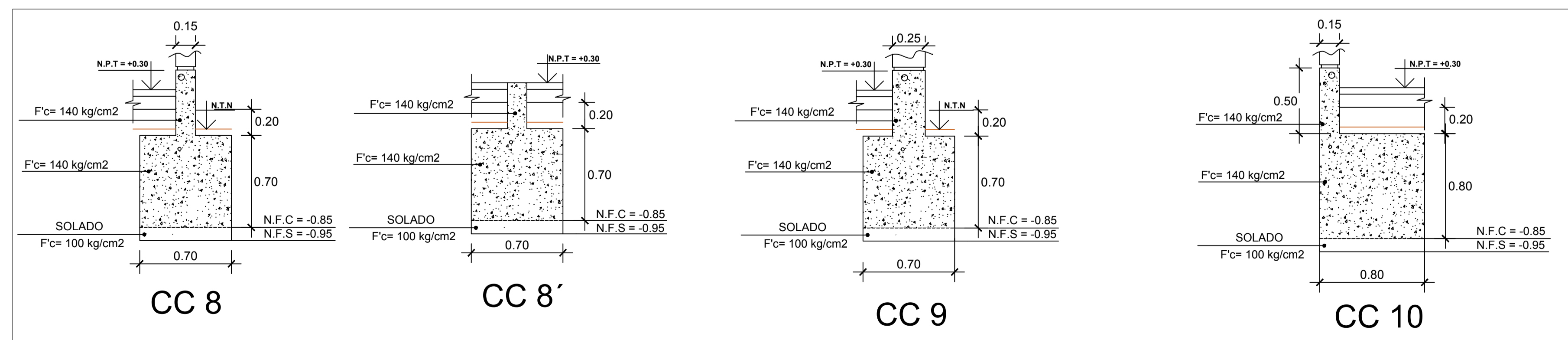
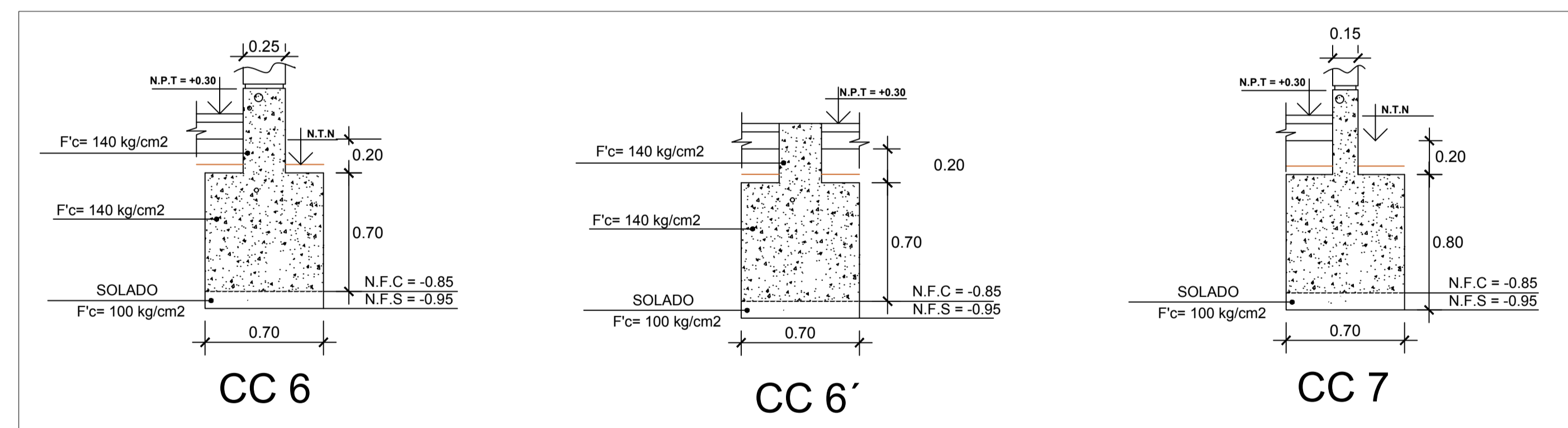
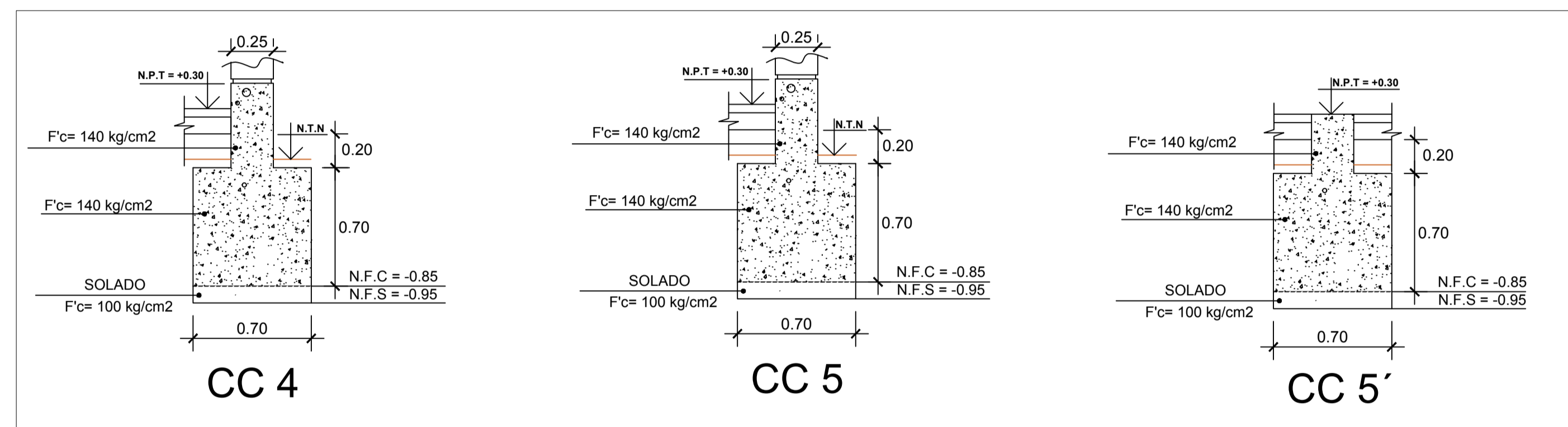
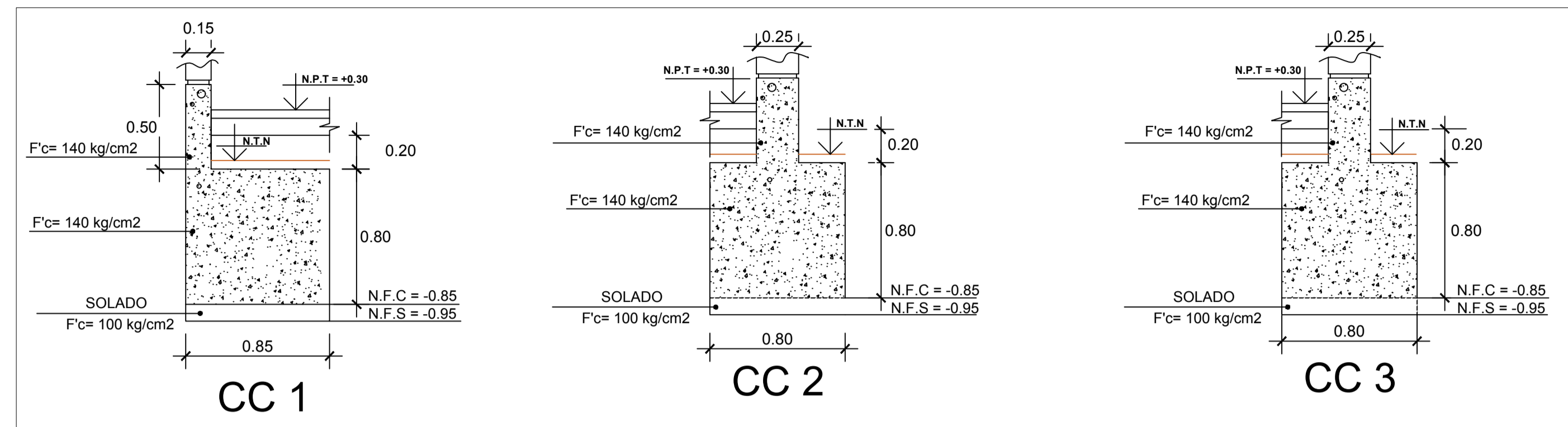
**DETALLE DE ANLAJE DE COLUMNAS Y COLUMNETAS AL CIMENTO CORRIDO**



SOBRECIMIENTO  
Concreto f'c= 140 kg/cm<sup>2</sup>

CIMENTO  
Concreto f'c= 140 kg/cm<sup>2</sup>

**DETALLE DE CIMENTACIONES Esc. 1/50**



PROYECTO

CONDOMINIO RESIDENCIAL VILLA UPAO

PROPIETARIO

UNIVERSIDAD PRIVADA  
ANTENOR ORREGO

UBICACION

REGION: LA LIBERTAD  
PROVINCIA: TRUJILLO  
DISTRITO: LAREDO  
PREDIO: BARRAZA  
VALLE: MOCHE

TESISTAS:

AVALOS RUBIO VANESSA N.  
FERNANDEZ LOYOLA DIEGO A.

PLANO:

CIMENTACION DE  
VIVIENDA UNIFAMILIAR

ESCALA:

INDICADA

FECHA:

OCTUBRE 2019

PLANO N°:

E-01

PROPIETARIO:  
**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO**  
 UBICACION:  
 REGION: LA LIBERTAD  
 PROVINCIA: TRUJILLO  
 DISTRITO: LAREDO  
 PREDIO: BARRAZA  
 VALLE: MOCHE

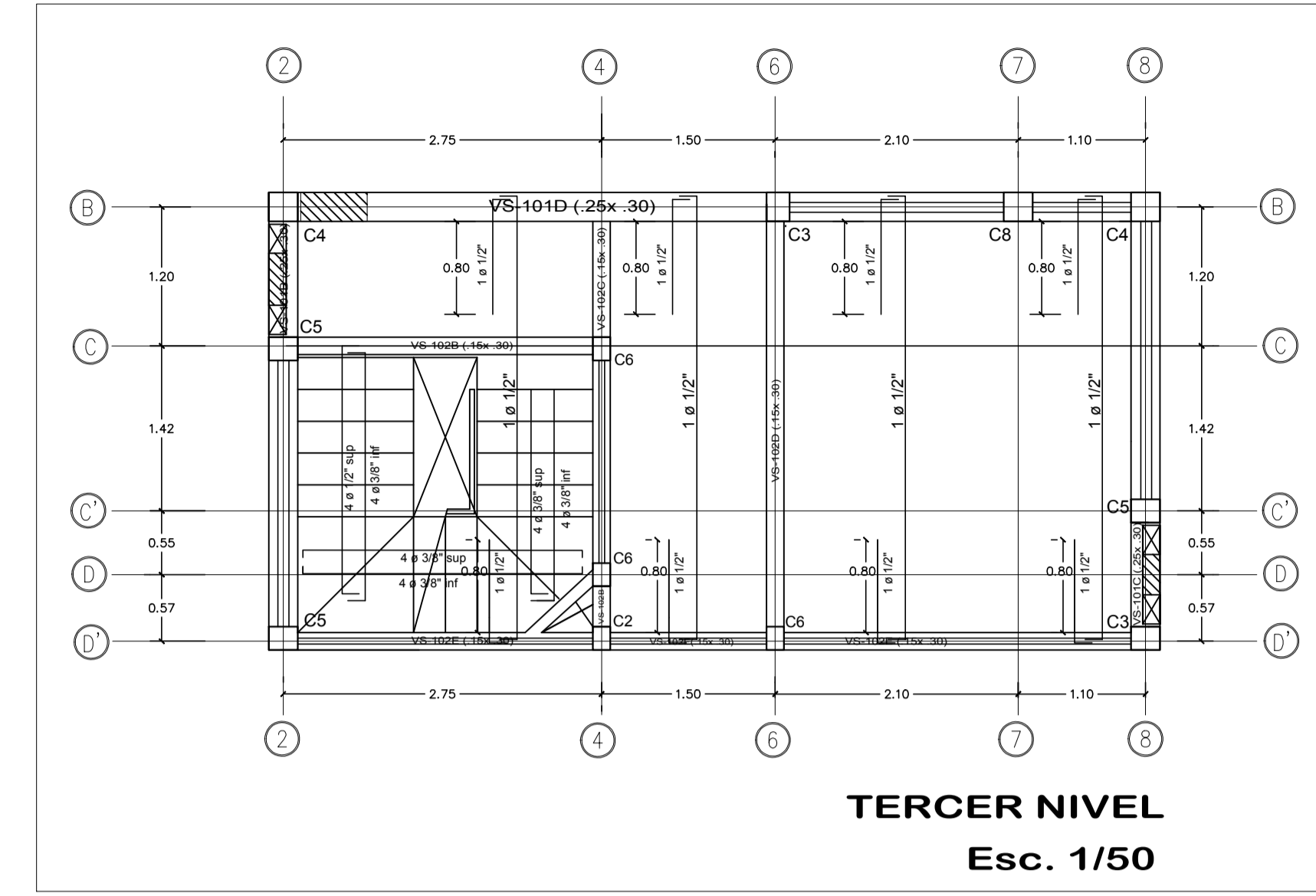
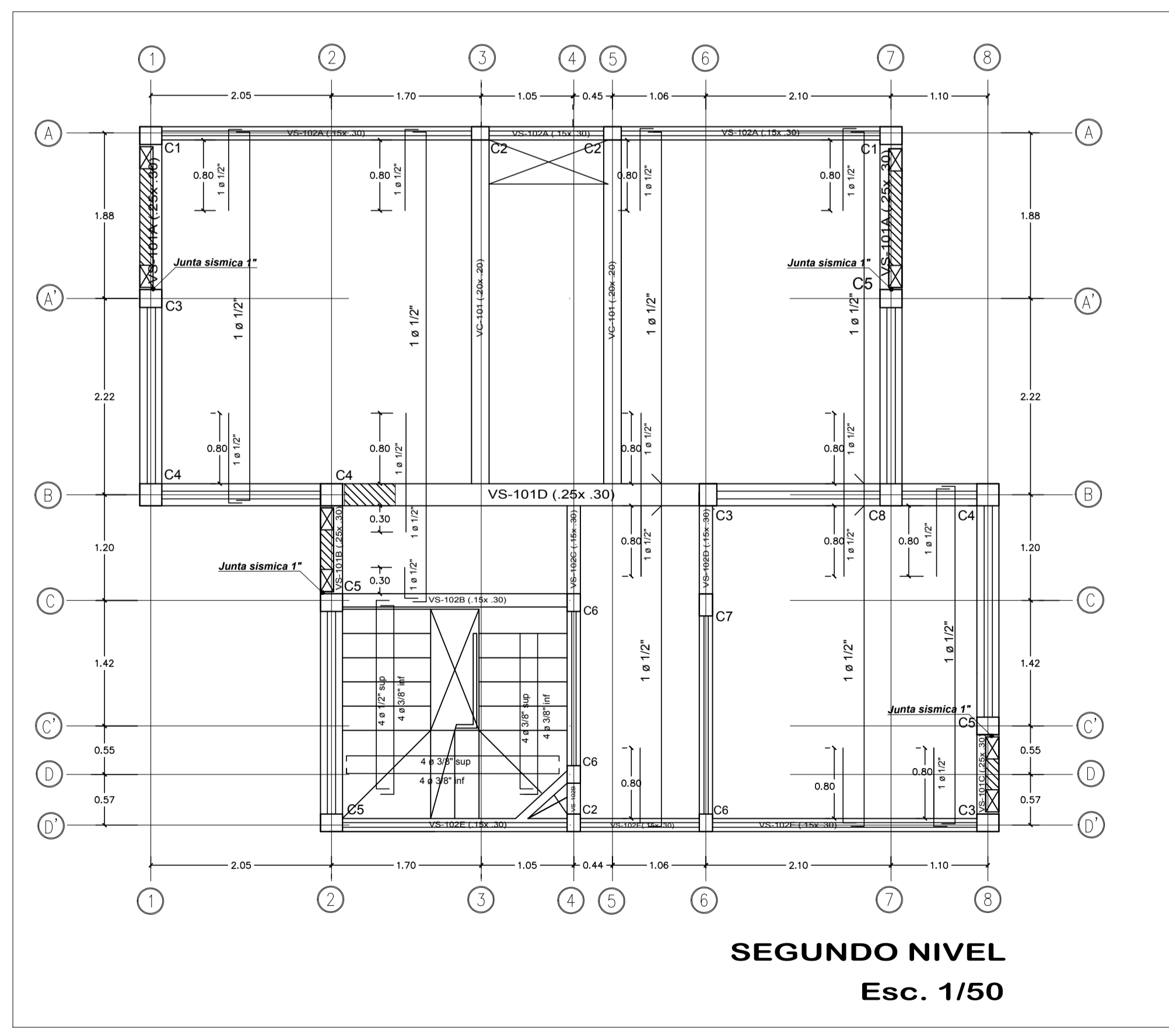
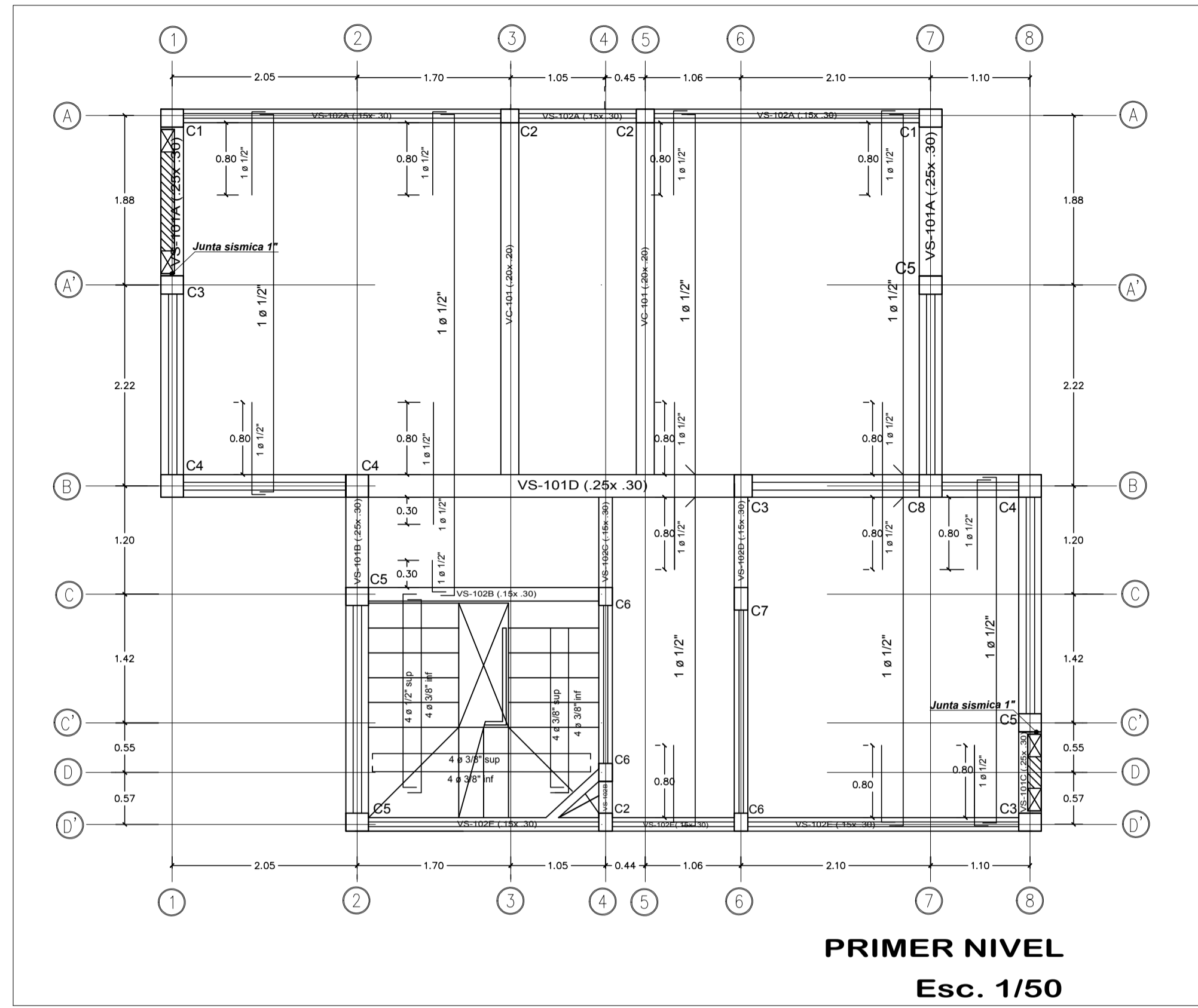
TESTISTAS:  
 ÁVALOS RUBIO VANNESSA N.  
 FERNÁNDEZ LOYOLA DIEGO A.

PLANO:  
**ALIGERADOS DE VIVIENDA UNIFAMILIAR**

ESCALA:  
 INDICADA

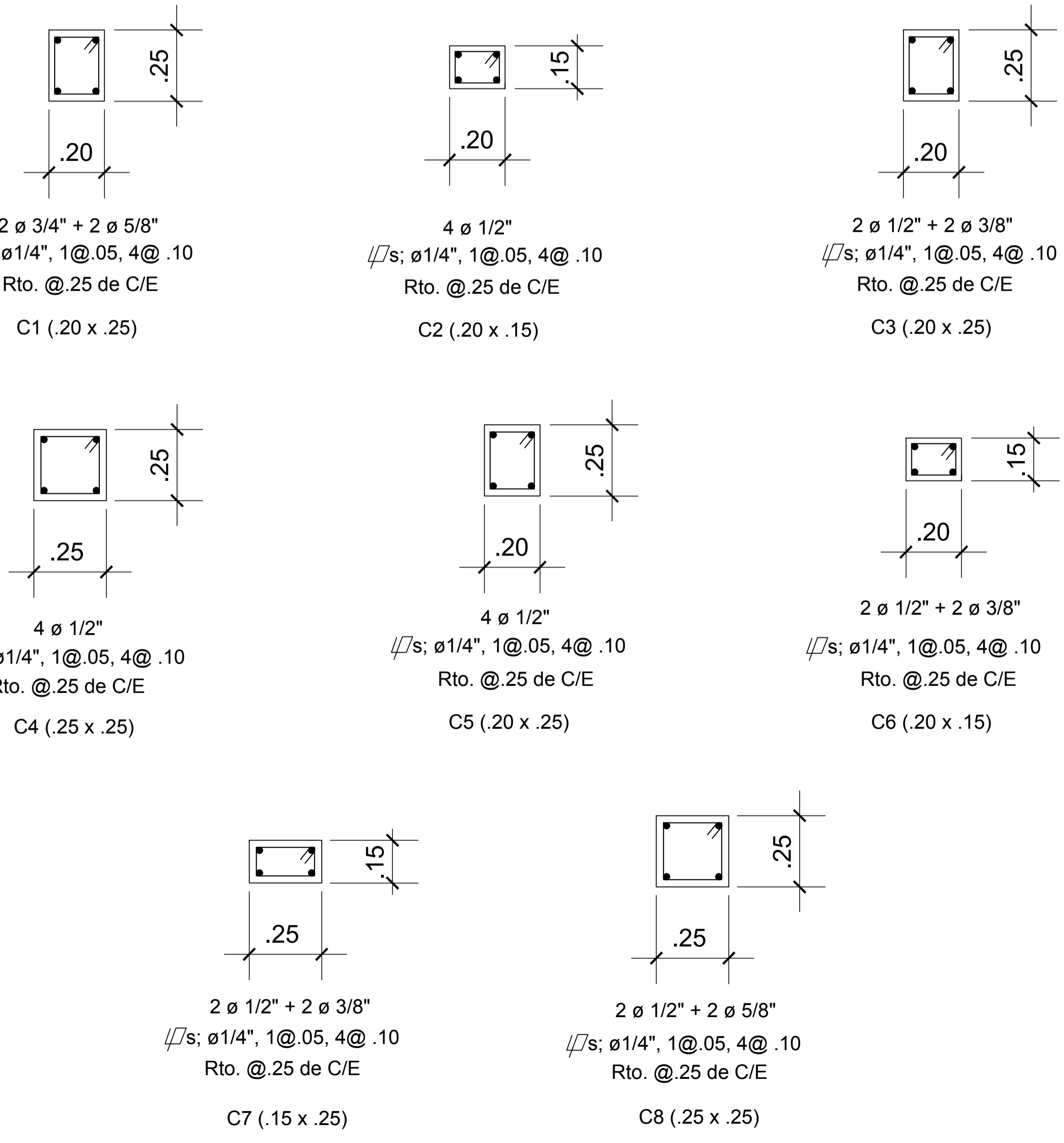
FECHA:  
 OCTUBRE 2019

PLANO N°:  
**E-02**



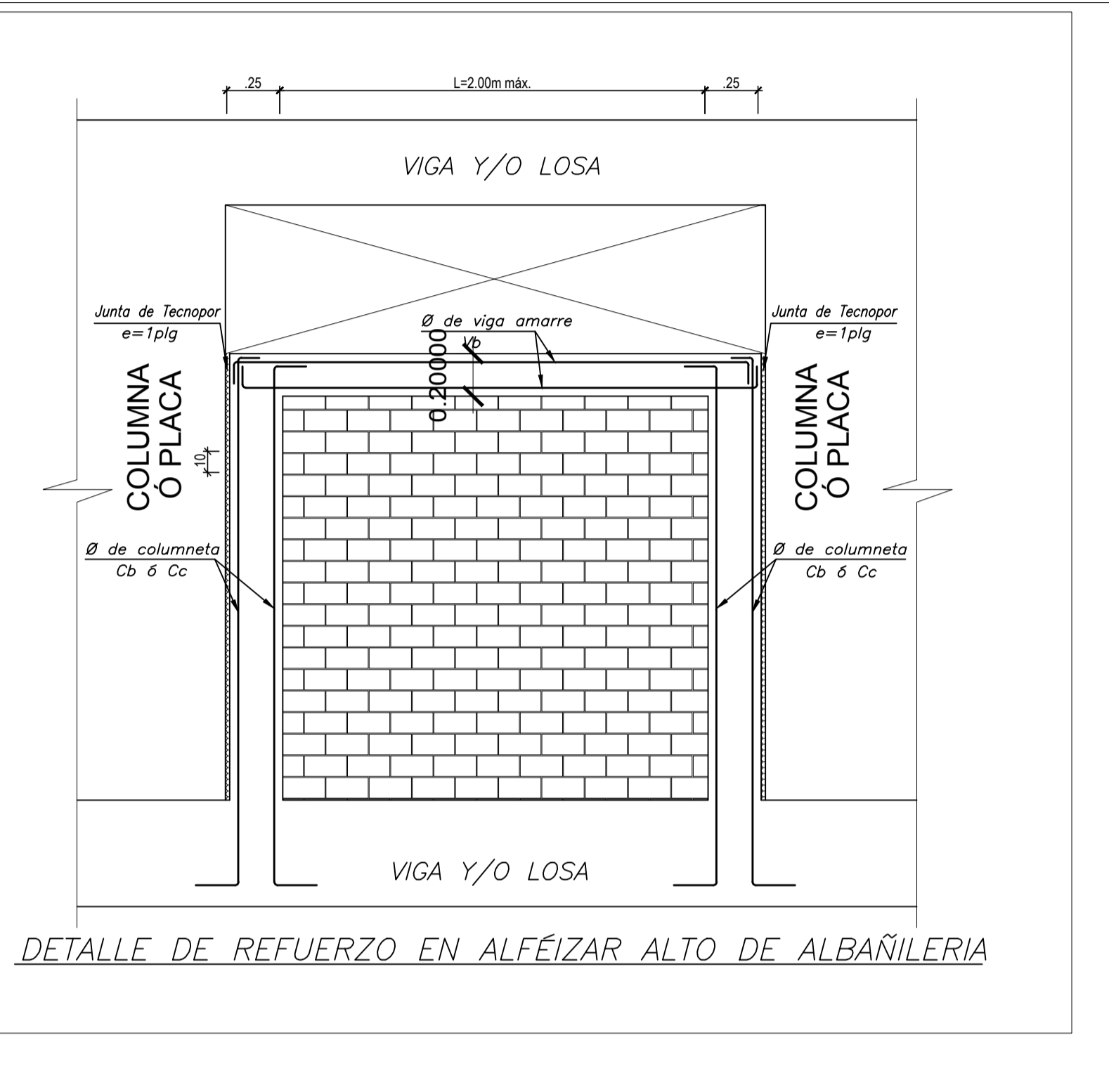
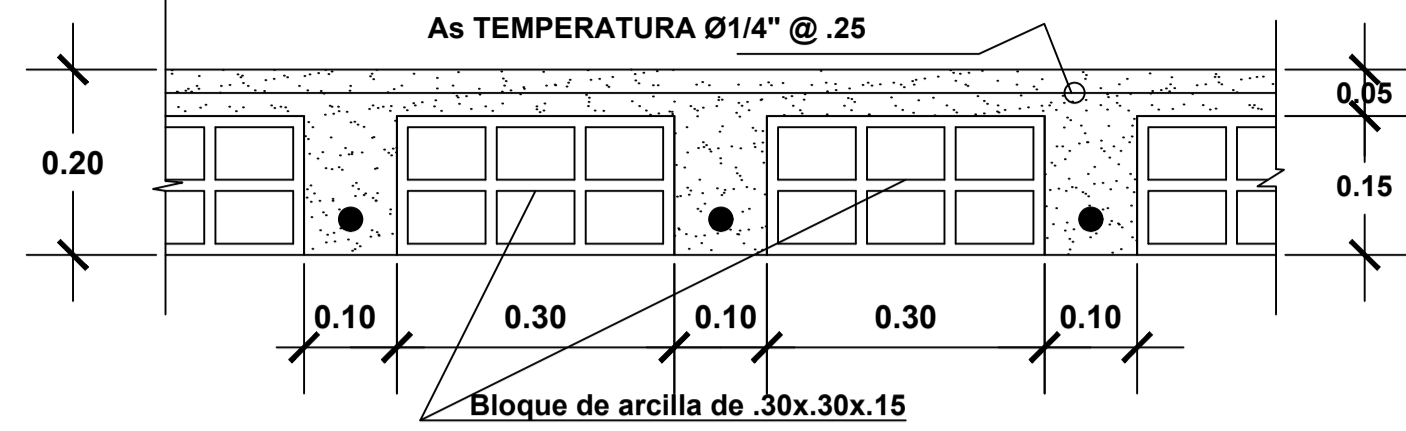
**DETALLE DE COLUMNAS**

ESC: 1/25





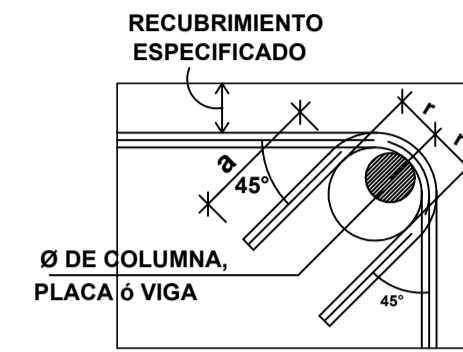
**DETALLE TIPICO DE ALIGERADO**  
ESC. 1/12.5



DETALLE DE REFUERZO EN ALFÉIZAR ALTO DE ALBAÑILERIA

LONGITUD DE DESARROLLO PARA GANCHO ESTÁNDAR. EXTENSIÓN MÍNIMA. RADIO MÍNIMO DE DOBLADO PARA BARRAS Fc=210 kg/cm<sup>2</sup>

Ø	long.(m)	12db (m)	r (cm)
3/8"	0.21	0.12	3.0
1/2"	0.28	0.15	4.0
5/8"	0.35	0.20	5.0
3/4"	0.42	0.25	6.0



Columneta	Viga de amarre

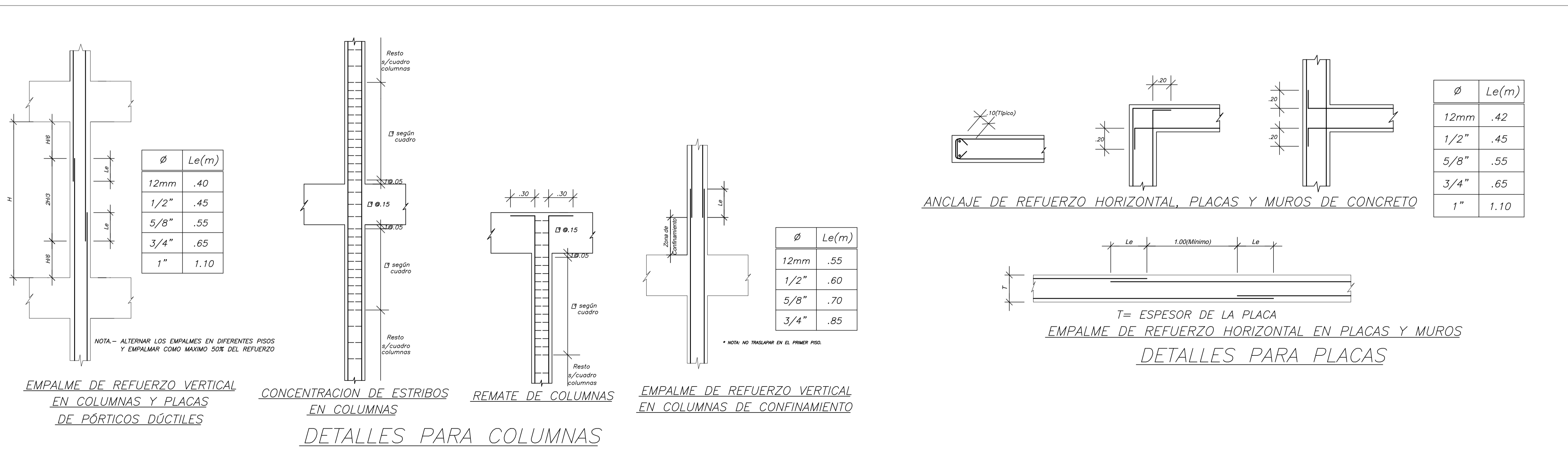
UBICACION DE EMPALMES POR TRASLAPE PARA VIGAS, LOSAS Y ESCALERAS

VALORES DE "E" EN VIGAS (cm)			VALORES DE "E" EN LOSAS Y ESCALERA (cm)	
Refuerzo Ø	RI	RS	Refuerzo Ø	RI y RS
8mm y 3/8"	40	55	8mm y 3/8"	40
1/2"	50	60	1/2"	50
5/8"	60	75	5/8"	60
3/4"	70	95	3/4"	70
1"	120	170		

RI = REFUERZO INFERIOR  
RS = REFUERZO SUPERIOR

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

Ø	r(cm.)	a(cm.)
1/4"	1.3	6.5
3/8"	2.0	10.0
1/2"	2.5	13.0



PROYECTO

CONDOMINIO RESIDENCIAL VILLA UPAO

PROPIETARIO

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTONOR ORREGO

UBICACION

REGION: LA LIBERTAD  
PROVINCIA: TRUJILLO  
DISTRITO: LAREDO  
PRECIO: BARRAZA  
VALLE: MOCHE

TESTISTAS:

ÁVALOS RUBIO VANNESSA N.

FERNÁNDEZ LOYOLA DIEGO A.

PLANO:

DETALLES GENERALES

ESCALA:

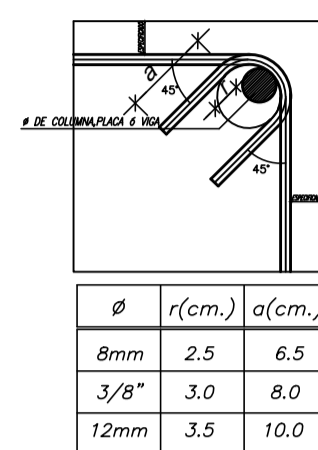
INDICADA

FECHA:

OCTUBRE 2019

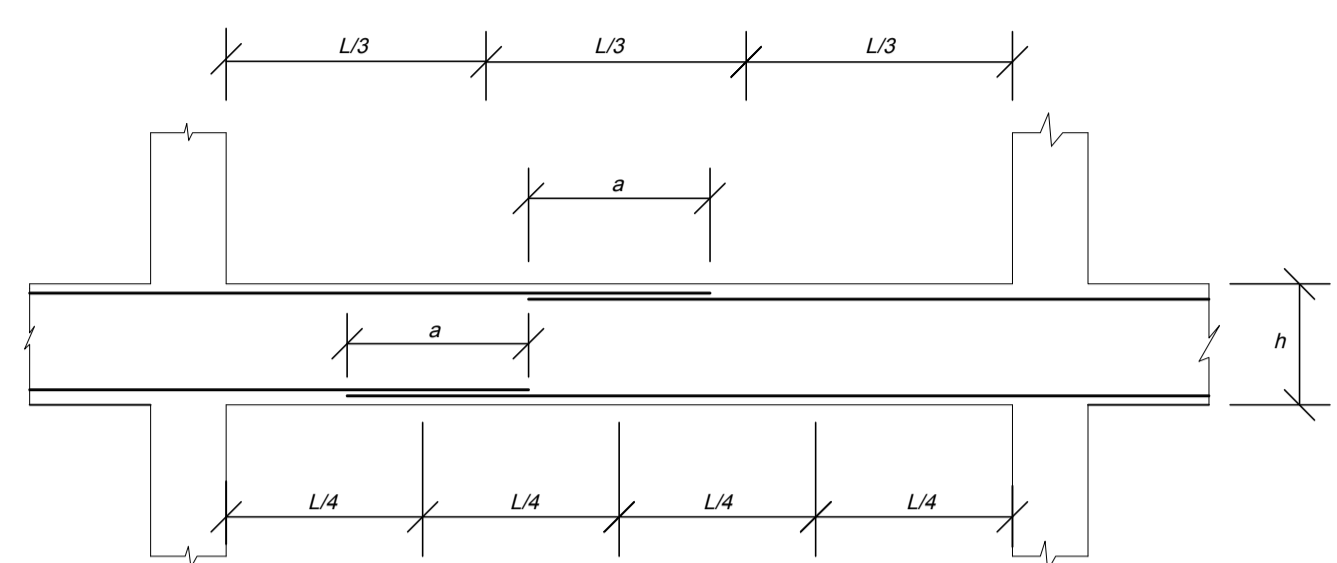
PLANO N°:

E-03



DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS EN COLUMNAS Y VIGAS

∅	r(cm.)	a(cm.)
8mm	2.5	6.5
3/8"	3.0	8.0
12mm	3.5	10.0

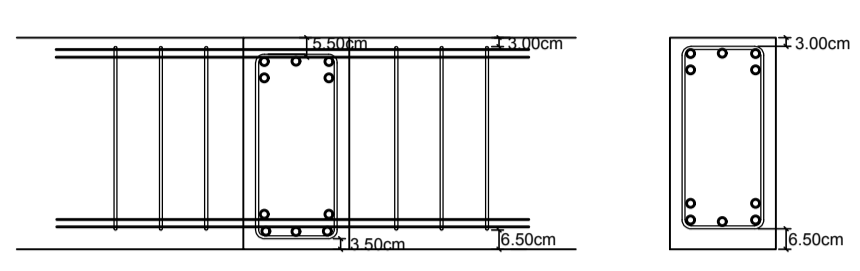


VALORES DE a ( mts )

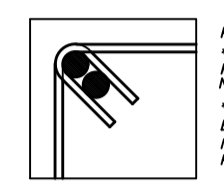
∅	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
12mm	.43	.55
1/2"	.45	.60
5/8"	.60	.75
3/4"	.80	0.90
1"	1.10	1.45

NOTA: (a).- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION

EMPALME DE ARMADURA DE VIGAS



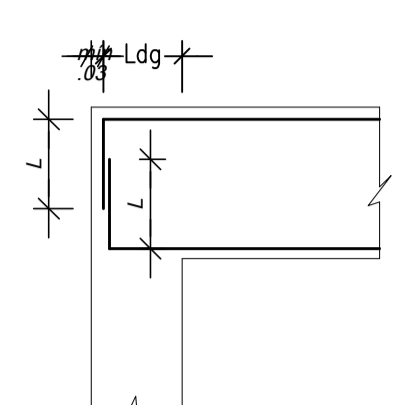
RECUBRIMIENTO VIGAS



PROCEDIMIENTO  
 \* LOS PAQUETES SERAN ENSAMBLADOS ANTES DEL MOQUEAR. AMARRANDO LAS VARILLAS CON ALAMBRE NÚMERO 16, CADA 30cm.  
 \* SE EMPALMARA SOLO UNA BARRA DE CADA PAQUETE EN CADA PUNTO CON LA LONGITUD DE TRASELAME INDICADA PARA COLUMNAS. LA SEPARACION ENTRE PUNTOS DE TRASELAME NO SERA MENOR QUE 1.50m.

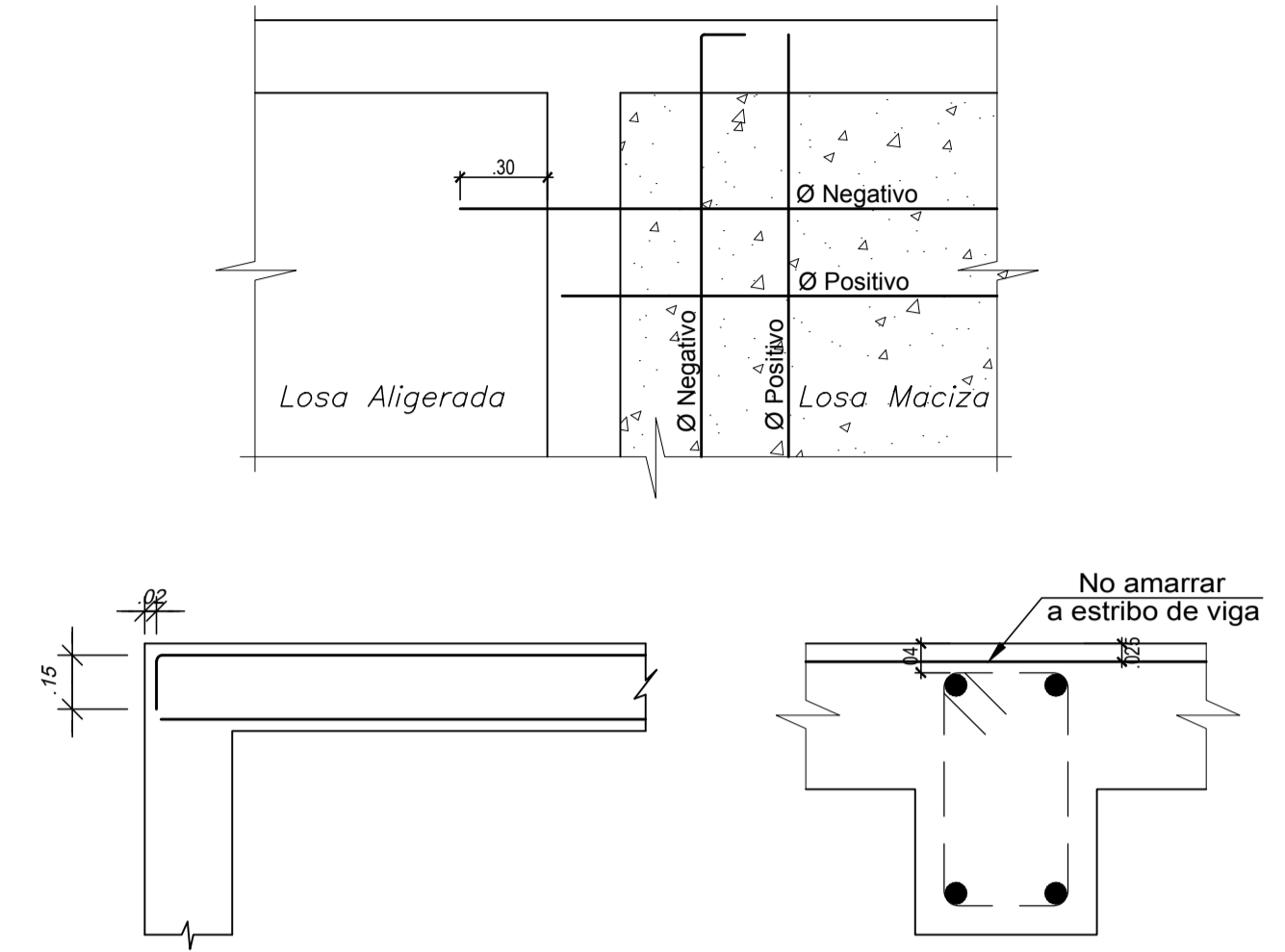
DETALLE DE PAQUETE DE VARILLAS (TÍPICO)

DETALLES PARA VIGAS



DETALLE DE GANCHO ESTANDAR

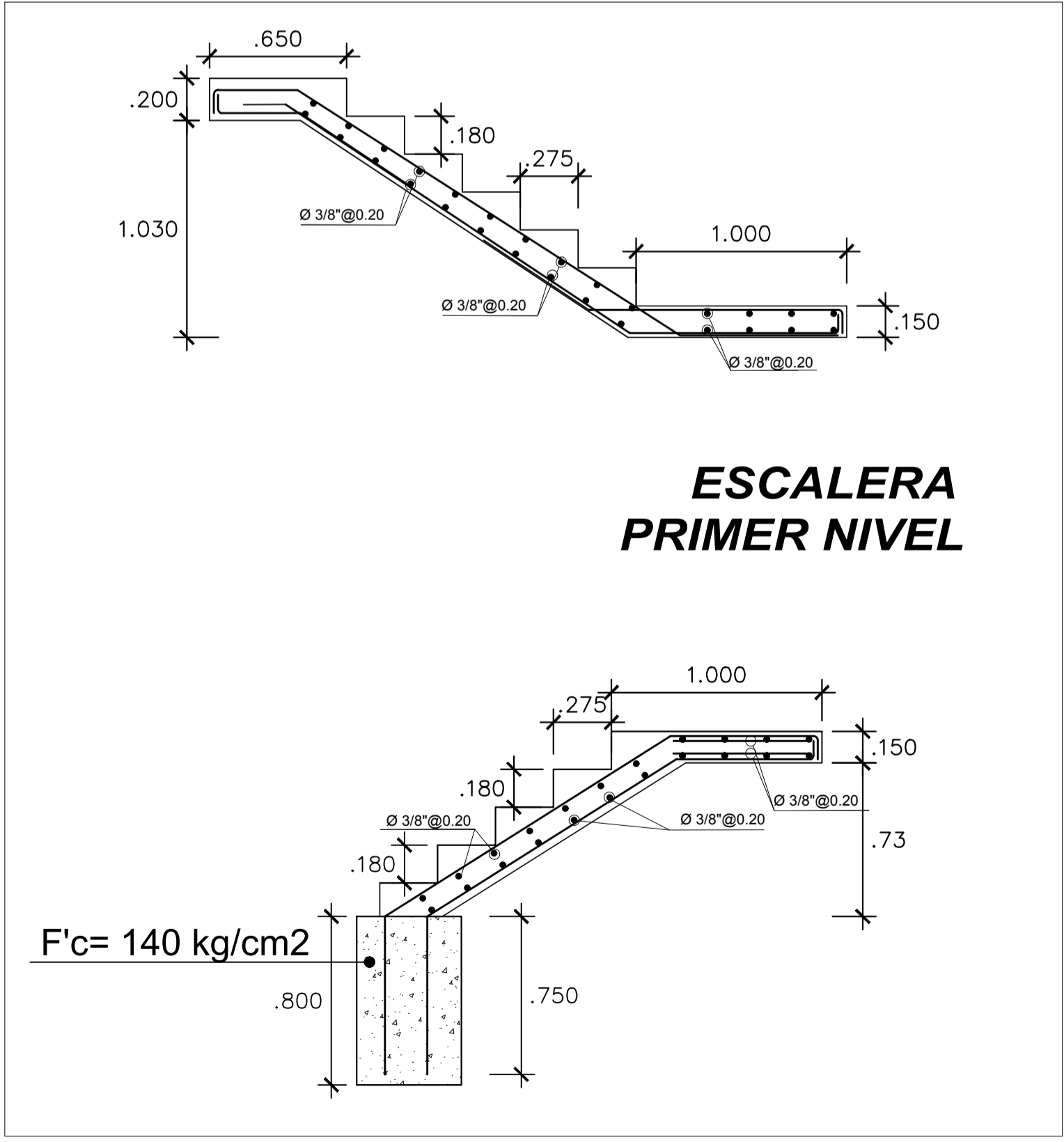
∅	L(m)	Ldg(m)
8mm	.10	.18
3/8"	.12	.21
12mm	.15	.25
1/2"	.15	.28
5/8"	.20	.35
3/4"	.25	.42
1"	.30	.56



ENTREGA DE ∅ DE LOSAS

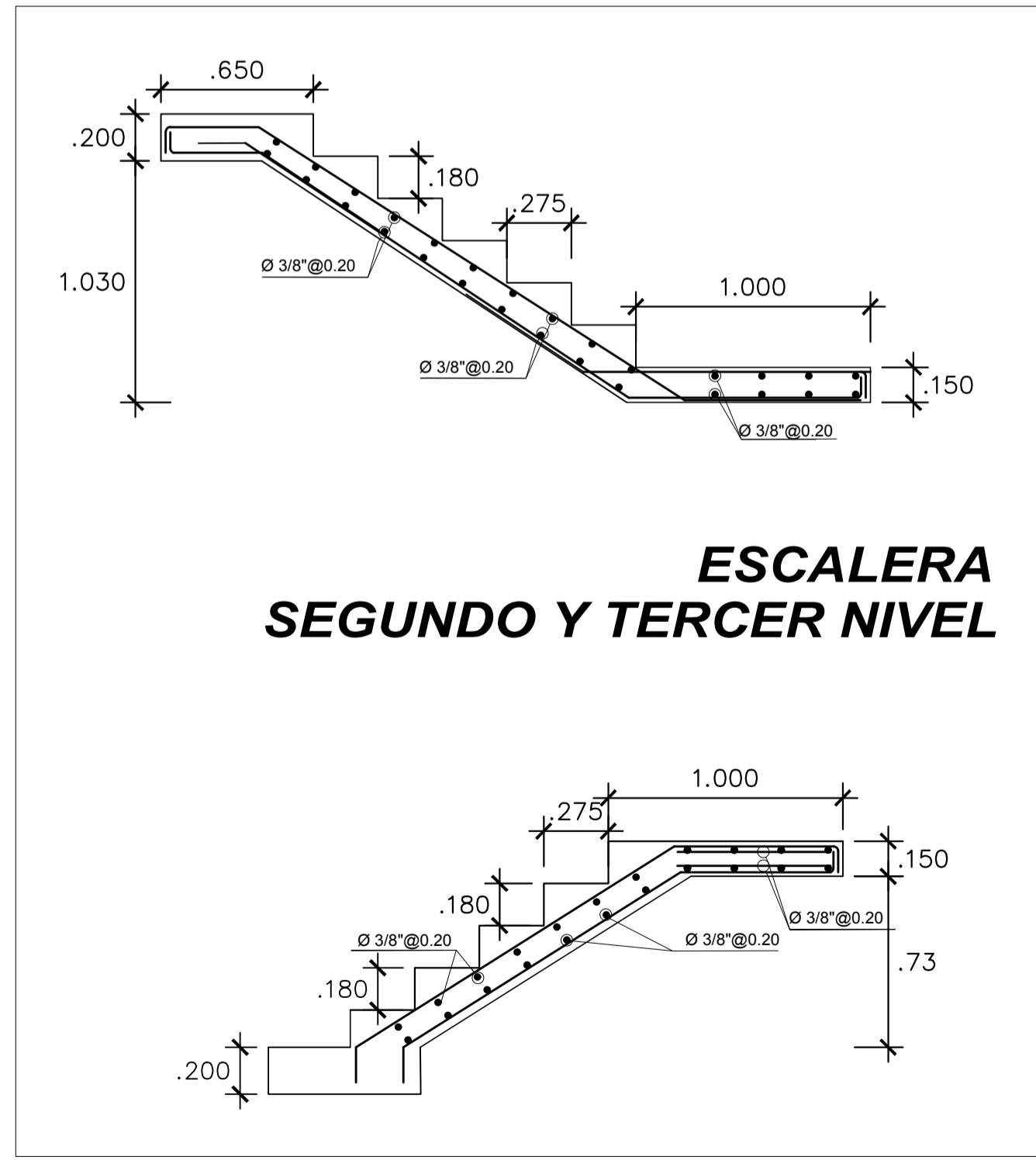
DETALLES PARA LOSAS

**DETALLE DE ESCALERA**  
Esc. 1/25

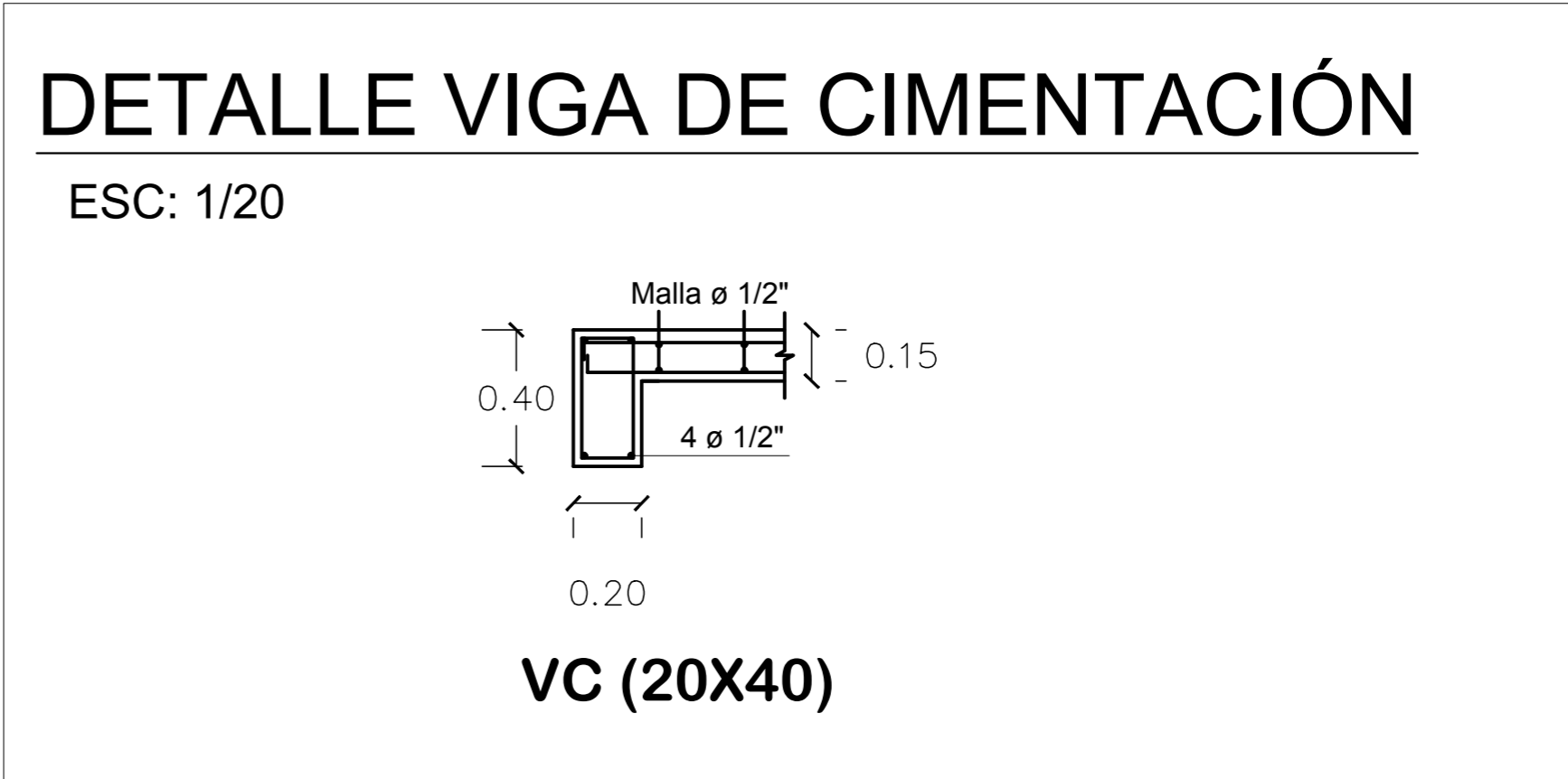
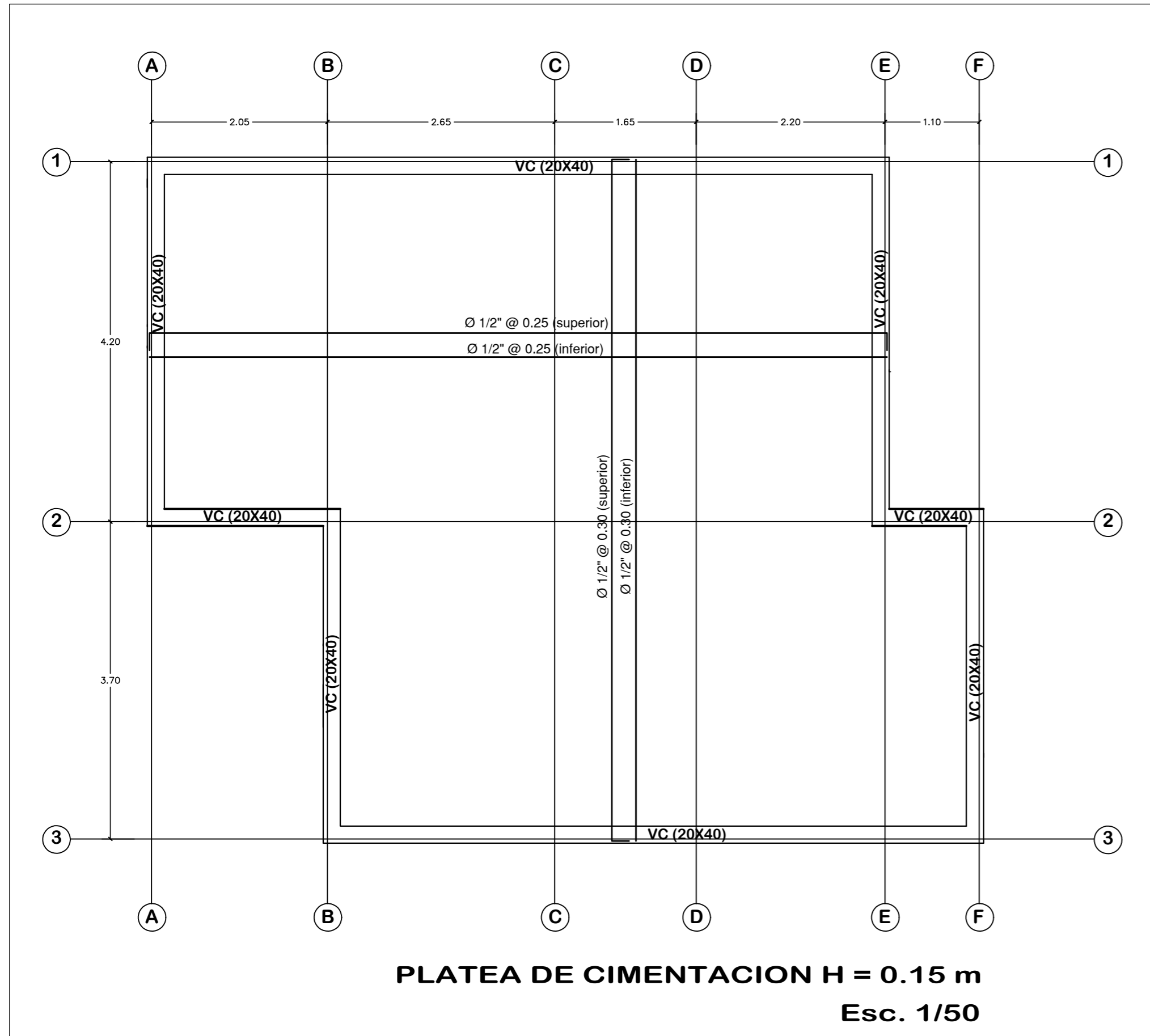


**ESCALERA PRIMER NIVEL**

**DETALLE DE ESCALERA**  
Esc. 1/25



**ESCALERA SEGUNDO Y TERCER NIVEL**



**PROYECTO**

**CONDOMINIO RESIDENCIAL VILLA UPAO**

---

PROPIETARIO

**UNIVERSIDAD PRIVADA  
ANTENOR ORREGO**

---

UBICACION

REGION: LA LIBERTAD  
PROVINCIA: TRUJILLO  
DISTRITO: LAREDO  
PREDIO: BARRAZA  
VALLE: MOCHE

---

RESISTAS:

AVALOS RUBIO VANNESA N.  
FERNÁNDEZ LOYOLA DIEGO A.

---

PLANO:

**CIMENTACION DE  
VIVIENDA UNIFAMILIAR**

---

ESCALA:

INDICADA

---

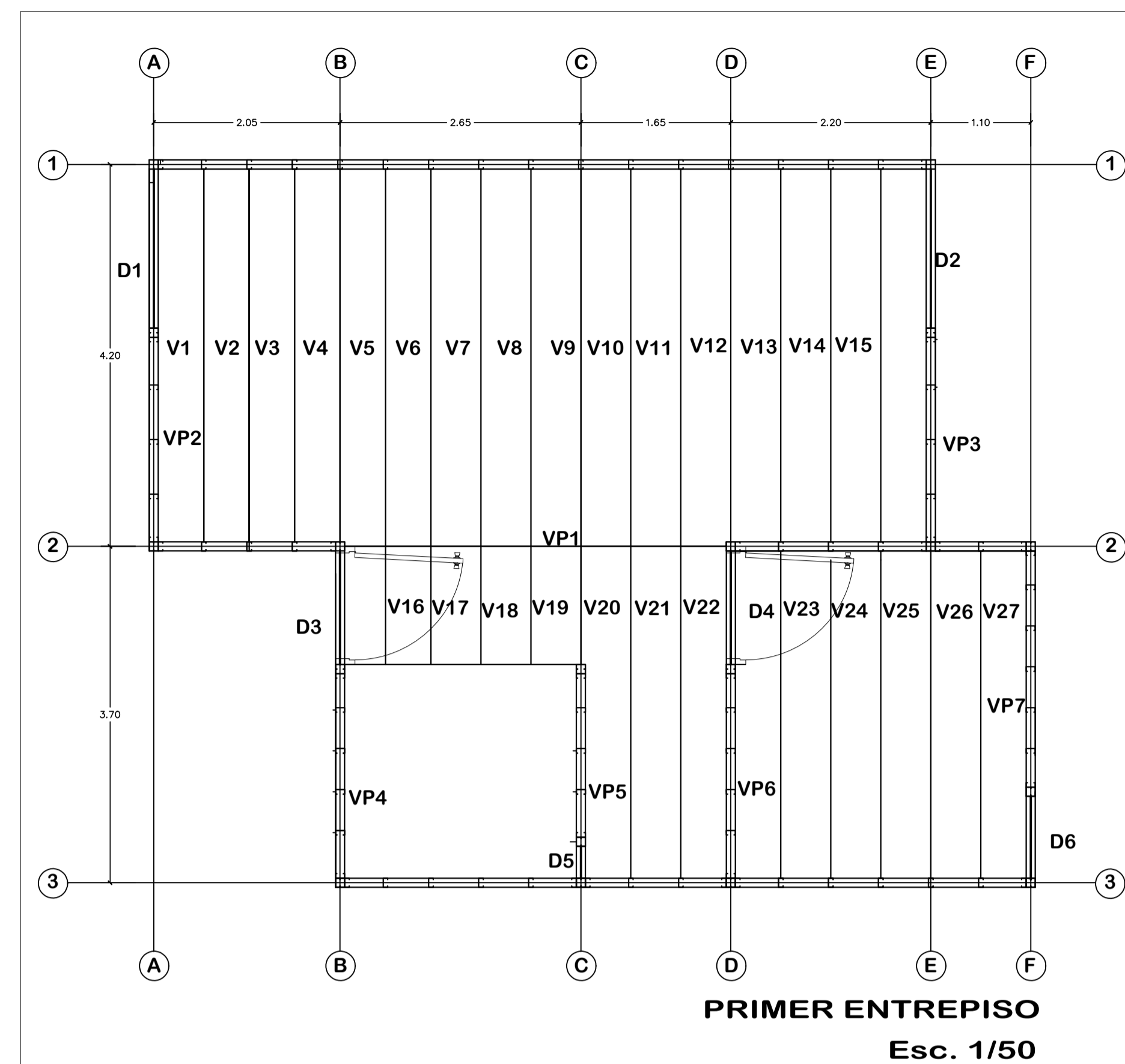
FECHA:

OCTUBRE 2019

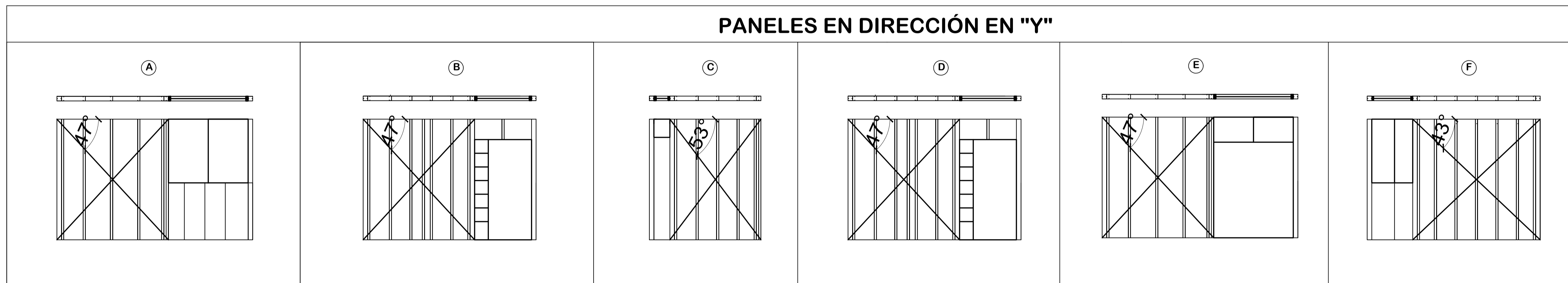
---

PLANO N°

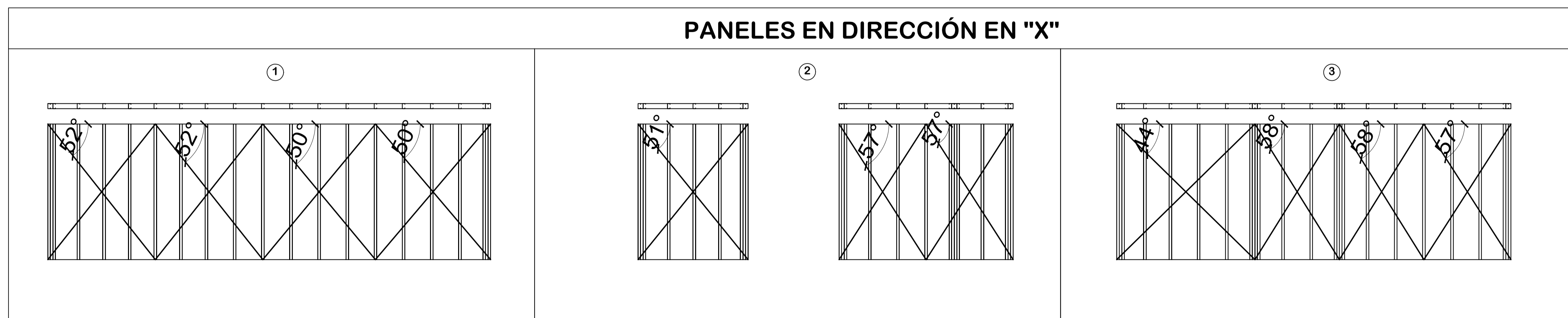
**E-05**

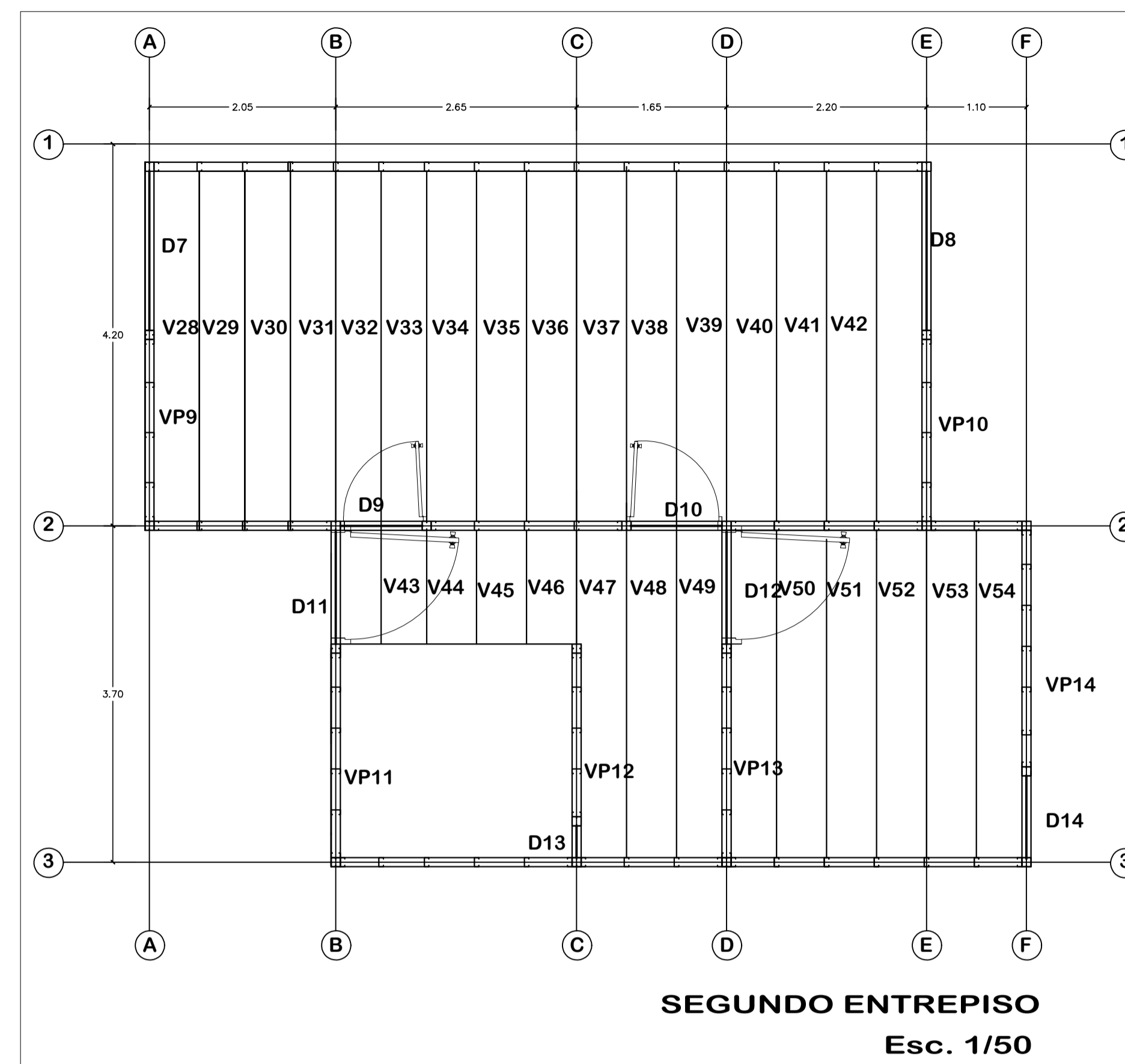


PANELES EN DIRECCIÓN EN "Y"

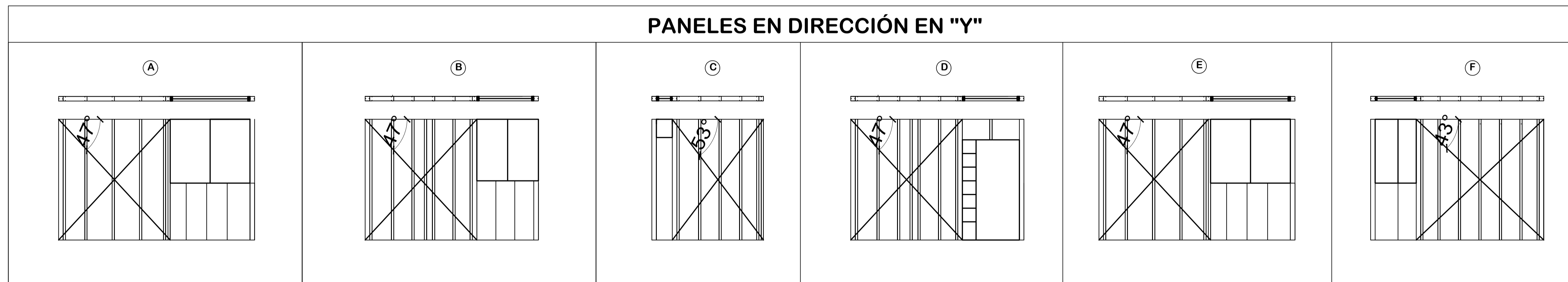


PANELES EN DIRECCIÓN EN "X"

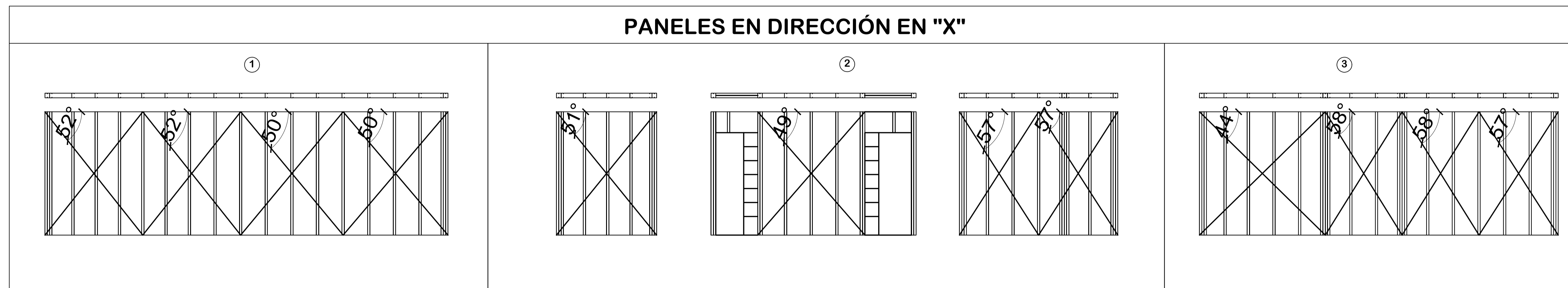




**PANELES EN DIRECCIÓN EN "Y"**



**PANELES EN DIRECCIÓN EN "X"**



Esc. 1/50

PROPIETARIO:  
 UNIVERSIDAD PRIVADA  
 ANTENOR ORREGO

UBICACION:  
 REGION: LA LIBERTAD  
 PROVINCIA: TRUJILLO  
 DISTRITO: LAREDO  
 PREDIO: BARRAZA  
 VALLE: MOCHE

RESISTAS:  
 AVALOS RUBIO VANNESA N.  
 FERNÁNDEZ LOYOLA DIEGO A.

PLANO:  
 CIMENTACION DE  
 VIVIENDA UNIFAMILIAR

ESCALA:  
 INDICADA

FECHA:  
 OCTUBRE 2019

PLANO N°  
**E-08**

