

**UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO**

**CARRERA:
INGENIERÍA CIVIL**

**Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
Ingeniera Civil**

**TEMA:
“ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DEL BAMBÚ
DEL TIPO “*GUADÚA ANGUSTIFOLIA KUNTH*” COMO MATERIAL DE
CONSTRUCCIÓN EN SUSTITUCIÓN DEL HORMIGÓN ARMADO.”**

**AUTORA:
AGUILAR ZAMBRANO PAOLA LISBETH**

**TUTOR:
LÓPEZ MACHADO NELSON ANDRÉS**

Quito, agosto 2019

CESIÓN DE DERECHOS DE LOS AUTORES

Yo, Paola Lisbeth Aguilar Zambrano con documento de identificación N° 1725631921, manifiesto mi voluntad y cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autora del trabajo de titulación intitulado: **“Análisis del comportamiento estructural del bambú del tipo *“guadúa angustifolia kunth”* como material de construcción en sustitución del hormigón armado.”**, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniera Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autora me reservo los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato impreso y digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



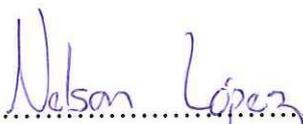
Paola Lisbeth Aguilar Zambrano
1725631921

Quito, agosto de 2019

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación, **“Análisis del comportamiento estructural del bambú del tipo *guadúa angustifolia kunth*” como material de construcción en sustitución del hormigón armado.**”, realizado por Paola Lisbeth Aguilar Zambrano, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerados como trabajo final de titulación.

Quito, agosto de 2019.


.....
Nelson Andrés López Machado
1758488736

DEDICATORIA

El presente trabajo de titulación y todo el esfuerzo requerido para culminar mi Carrera universitaria se lo dedico a las mujeres de mi vida: Betty y Daniela.

Porque sin ustedes nada tendría sentido.

AGRADECIMIENTO

Agradezco profundamente a mis padres Marco y Betty, por brindarme las herramientas necesarias para formarme profesionalmente y por enseñarme que las mujeres somos capaces de todo.

A Daniela, mi inspiración y motivo para hacer las cosas correctas y por creer en mí.

A Brian por su comprensión, su paciencia y su compañía durante toda la carrera universitaria. Gracias por tanto.

A mi tutor Nelson López, por compartir sus conocimientos sin egoísmo alguno, por su apoyo en todos los inconvenientes que surgieron en la realización del presente trabajo de titulación y por enseñarme que la educación nos permite cruzar fronteras.

A mi mami, Betty Zambrano, por su lealtad y entrega diaria por mi hermana y por mí. Gracias mami por quedarte y vivir esto conmigo.

Tabla de contenido

Introducción.....	1
Generalidades	2
Justificación	2
Objetivos	3
Objetivo General.....	3
Objetivos específicos.....	3
Alcance	4
Capítulo I.....	4
Bambú del tipo “ <i>guadua angustifolia kunth</i> ” como material de construcción	4
1.1 Definición de términos básicos.....	4
1.1 Localización de la caña guadua en el Ecuador.....	5
1.2 Estructura y características de la caña guadua	6
1.3 Propiedades físicas del bambú	9
1.3.1 . Contenido de humedad.....	9
1.3.2. Peso específico	9
1.3.3. Durabilidad.....	9
1.3.4. Propiedades geométricas.....	9
1.4 Propiedades mecánicas del bambú (módulos de elasticidad y esfuerzos admisibles).....	10
1.4.1 Módulo de elasticidad	10
1.4.2. Esfuerzos admisibles.....	10
1.5 Requisitos para el uso del bambú en la construcción.....	11
1.5.1 Protección contra el fuego.....	12
1.5.2 Cimentaciones con bambú	12
1.5.3 Uniones entre elementos de guadúa.....	13
1.5.4 Mantenimiento	15
1.6. Beneficios de la caña guadua.....	16
1.7. Desventajas de la caña guadua en la construcción	17

CAPITULO II. Diseño en hormigón armado	18
2.1. Generalidades del proyecto.....	18
2.2 Descripción del sistema estructural adoptado.....	22
2.3 Análisis de cargas de la estructura.....	24
2.3.1 Análisis de cargas en hormigón armado	25
2.3.1.1 Análisis de Cargas Permanentes.....	26
2.3.1.2 Análisis de Cargas Variables.....	27
2.3.1.3 Análisis sísmico.....	28
2.3.1.3.1. Análisis dinámico	28
2.3.1.3.2. Análisis estático	36
2.3.2 Consideraciones para el prediseño en hormigón armado.....	37
2.3.2.1 Prediseño de Losas	38
2.3.2.2 Prediseño de Vigas	41
2.3.2.3. Prediseño de columnas	41
2.4 Creación del modelo estructural en hormigón armado.....	41
2.4.1 Descripción del programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis 2019.	42
2.4.2 Modelado de la estructura en hormigón armado en Autodesk Robot Structural Analysis 2019.....	42
2.4.2.1 Configuración inicial del modelo en hormigón armado.....	42
2.4.2.1.1. Preferencias para el proyecto.....	43
2.4.2.1.2 Líneas de construcción	43
2.4.2.1.3 Creación de sección de viga	44
2.4.2.1.4. Creación de sección de columna.....	45
2.4.2.1.5. Creación de espesor de losa.....	45
2.4.2.1.6. Creación de condiciones de apoyo	46
2.4.2.2. Generación del modelo.....	47
2.4.2.2.1. Asignación de cargas	47
2.4.2 Generación de análisis modal y espectral.....	48
2.4.3.1 Creación de espectros de diseño.....	48
2.4.3.2 Excentricidad Accidental	50
2.4.3.3 Creación de combinaciones de carga	51

2.5 Diseño sismorresistente de los elementos estructurales en hormigón armado	51
2.5.1 Diseño de losa alivianada.....	52
2.5.1.1 Distribución de cargas en el nervio de la losa	53
2.5.1.2. Diseño.....	56
2.5.1.2.1. Cálculo del peralte del nervio.....	56
2.5.1.2.2 Diseño a flexión.....	57
2.5.1.2.3 Diseño por corte.....	61
2.5.1.2.4. Verificación de Resistencia	63
2.5.1.2.5. Verificación de Rigidez	64
2.5.2 Diseño de vigas	69
2.5.2.1 Diseño por flexión	70
2.5.2.2 Diseño por cortante	73
2.5.2.2.1 Corte por capacidad	75
2.5.2.3 Armado de vigas.....	77
2.5.2.4 Verificación de resistencia	78
2.5.2.5 Verificación de rigidez	80
2.5.2.5.1 Deflexiones admisibles	82
2.5.2.6. Diseño por torsión	84
2.5.2.6.1. Cálculo del Momento torsor crítico.....	84
2.5.3 Diseño de columnas	85
2.5.3.1 Resumen de cálculos	86
2.5.3.2 Diagrama de interacción.....	87
2.6 Análisis e interpretación de resultados	88
2.6.1 Revisión de periodos y modos de vibración.	88
2.6.2. Derivas máximas.....	89
2.6.3 Cortante basal.....	92
2.6.4 Control de rotación en planta (irregularidad torsional).....	93
2.6.5 Verificación de desplazamientos modales	95
2.6.6 Verificación conexión viga – columna	97
CAPITULO III. Diseño en “ <i>guadua angustifolia kunth</i> ” (GaK).....	101
3.1 Consideraciones generales.....	101

3.2. Análisis de carga de la estructura	102
3.2.1 Análisis de Cargas Permanentes.	102
3.2.1.1. Sistema de piso	102
3.2.1.2. Mampostería	103
3.2.1.3. Cubierta	105
3.2.2 Análisis de Cargas variables	105
3.2.3 Análisis sísmico	105
3.2.3.1 Análisis dinámico	105
3.2.3.2. Análisis estático.....	105
4.2.3.2.1 Cortante Basal de diseño	105
3.2.3.3. Distribución de fuerzas sísmicas horizontales.....	106
3.2.4 Combinaciones de carga	110
3.3 Consideraciones para el prediseño en bambú	111
3.3.1. Prediseño de sistema de piso.....	112
3.3.2 Prediseño de vigas y viguetas	113
3.3.3 Prediseño de columnas.....	114
3.4. Creación del modelo estructural en GaK en Autodesk Robot Structural Analysis 2019.	116
3.4.1 Configuración inicial del modelo en GaK	116
3.4.2. Creación de elementos estructurales	117
3.4.3. Generación de modelo	117
3.4.4. Asignación de cargas	118
3.5 Generación de análisis modal y espectral	118
3.5.1 Creación de espectros de diseño.	118
3.6 Diseño sismorresistente de los elementos estructurales en GaK.....	119
3.6.1 Diseño de elementos horizontales.....	120
3.6.1.1 Consideraciones iniciales	120
3.6.1.1.1 Control de deflexiones.....	120
3.6.1.1.2 Deflexiones admisibles.....	121
3.6.1.1.3. Control por flexión	122
3.6.1.1.4 Control por esfuerzo cortante	122

3.6.1.1.5. Control por esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras (aplastamiento)	124
3.6.1.3 Diseño de sistema de piso	125
3.6.1.3.1. Análisis de carga en el sistema de piso.....	125
3.6.1.3.1 Control de deflexiones.....	127
3.6.1.3.2 Verificación por flexión.....	128
3.6.1.3.3 Verificación por corte	129
3.6.1.3.4 Verificación por esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras (aplastamiento)	130
3.6.1.4. Diseño de viguetas.....	131
3.6.1.4.1 Análisis de carga en viguetas.....	131
3.6.4.1.2. Control de deflexiones	132
3.6.4.1.3 Verificación por flexión.....	133
3.6.4.1.4 Verificación por esfuerzo cortante paralelo a las fibras.	134
3.6.4.1.5. Verificación por esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras (aplastamiento)	135
3.6.1.5. Diseño de vigas	136
3.6.1.5.1. Estabilidad lateral en vigas	137
3.6.1.5.2. Análisis de carga en vigas.....	137
3.6.1.5.3. Control de Deflexiones	138
3.6.1.5.4 Verificación por flexión.....	139
3.6.1.5.5.Verificación por esfuerzo cortante paralelo a las fibras	140
3.6.1.5.6. Verificación por esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras (aplastamiento)	141
3.6.2 Conexión entre vigas y columnas.	142
3.6.2.1 Unión simple tipo “boca de pescado”	147
3.6.3 Diseño de elementos verticales	150
3.6.2.1 Verificación por esfuerzo de tensión axial actuante.....	150
3.6.2.2 Verificación por compresión axial	152
3.6.2.3 Verificación para elementos sometidos a flexo-compresión.....	156
3.6.2.4. Verificación de flexo-compresión biaxial.	157
3.7 Análisis e interpretación de resultados.	160
3.7.1 Revisión de periodos y modos de vibración.	160
3.7.2 Derivas máximas.....	162

3.7.3 Cortante basal.....	164
3.7.4. Control de rotación en planta (irregularidad torsional).....	165
3.7.5. Verificación de desplazamientos nodales	167
3.8. Verificación de contribución de mampostería en GaK.....	169
3.8.1 Revisión de periodos y modos de vibración	171
3.8.2 Derivas máximas.....	172
3.8.3 Cortante basal.....	174
3.8.4. Control de rotación en planta (irregularidad torsional).....	175
3.8.5. Verificación de desplazamientos nodales	177
3.8.7 Tabla comparativa de los resultados obtenidos de la edificación en guadua con paneles y sin paneles de mampostería.	179
Capítulo IV. Conclusiones y recomendaciones.....	180
4.1 Conclusiones.....	180
4.2 Recomendaciones	182
Referencias	184
Anexos.....	189

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Superficie (ha) con Potencial Guaduoero por Provincias en el Ecuador, 2003.....	6
Tabla 2. Descripción de partes del bambú	8
Tabla 3. Módulos de elasticidad del bambú en MPa, para un contenido de humedad del 12%.....	10
Tabla 4. Esfuerzos Admisibles (MPa), CH =12%.....	11
Tabla 5. Comparativo entre tipos de uniones en bambú	14
Tabla 6. Factores de reducción de resistencia	23
Tabla 7. Clasificación de edificios de hormigón armado	24
Tabla 8. Combinaciones de carga.....	25
Tabla 9. Valores de carga muerta a ingresar en el programa.	26
Tabla 10 Valores de carga muerta total utilizada para prediseños	27
Tabla 11. Carga según su ocupación o uso	27
Tabla 12. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z.....	29
Tabla 13. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada	29
Tabla 14. Tipo de suelo y factores de sitio Fa.....	30
Tabla 15. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.....	30

Tabla 16. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s	31
Tabla 17. Coeficiente de importancia.....	32
Tabla 18. Coeficiente C_t y α que dependen del tipo de edificio	33
Tabla 19 Factores para cálculo de espectro elástico.....	35
Tabla 20 Valores de espectro de diseño	35
Tabla 21. Coeficiente de respuesta sísmica.....	36
Tabla 22. Sistemas estructurales de vivienda resistentes a cargas sísmicas.....	37
Tabla 23. Cortante basal estático.....	37
Tabla 24. Requisito mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas.....	38
Tabla 25. Altura equivalente de losa	40
Tabla 26. Repartición de cargas uniformemente distribuidas	55
Tabla 27. Características de la losa	56
Tabla 28. Altura mínima de vigas no preesforzadas	57
Tabla 29. Cálculo de espesor de nervio.....	57
Tabla 30. Acero requerido en el nervio (Tramo 1-4)	60
Tabla 31. Acero requerido en el nervio (Tramo 5-8)	60
Tabla 32. Diseño por corte del nervio crítico (Tramo 1-4)	62
Tabla 33. Diseño por corte del nervio crítico (Tramo 5-8)	62
Tabla 34. Verificación de resistencia en el nervio	63
Tabla 35. Verificación de rigidez en el tramo del nervio.....	65
Tabla 36. Verificación de rigidez en el apoyo del nervio.....	66
Tabla 37. Control de deflexiones en el nervio.....	68
Tabla 38. Acero requerido (tramos 1-4).....	71
Tabla 39. Acero requerido (tramos 5 - 8).....	72
Tabla 40. Cortante en viga representativa (tramo 1- 4).....	74
Tabla 41. Cortante en viga representativa (tramo 5 - 8).....	74
Tabla 42. Características de los materiales	79
Tabla 43. Verificación de resistencia	79
Tabla 44. Verificación de rigidez en el tramo de la viga	80
Tabla 45. Verificación de rigidez en los apoyos de la viga.....	81
Tabla 46. Inercia efectiva en el apoyo.....	82
Tabla 47 Verificación de deflexiones.....	83
Tabla 48. Cargas y momentos actuantes sobre columna, planta baja.	86
Tabla 49. Periodos y modos de vibración	88
Tabla 50. Derivas máximas permisibles.....	89
Tabla 51. Control de derivas en sentido X	91
Tabla 52. Control de derivas en sentido Y	92
Tabla 53. Verificación nudo viga - columna.....	100
Tabla 54. Carga de entrepiso	102
Tabla 55. Total de culmos en panel.....	103
Tabla 56. Peso de canuto y del culmo	104
Tabla 57. Peso de revestimiento del panel	104

Tabla 58. Peso de Mampostería	104
Tabla 59. Cortante basal en GaK.....	106
Tabla 60. Distribución de fuerza horizontal.....	106
Tabla 61. Distribución de fuerza horizontal en pórticos en sentido X.....	108
Tabla 62. Distribución de fuerza horizontal en pórticos en sentido Y.....	108
Tabla 63. Area equivalente.....	112
Tabla 64. Deflexiones admisibles en GaK	121
Tabla 65. Combinaciones de cargas para cálculo de sección y deflexiones	121
Tabla 66. Coeficientes CL para diferentes relaciones d/b.....	122
Tabla 67. Peso de la sección equivalente del sistema de piso.....	125
Tabla 68. Peso Total del sistema de piso.....	126
Tabla 69. Deflexión en sistema de piso.....	127
Tabla 70. Control de flexión en sistema de piso	128
Tabla 71. Cortante en sistema de piso.....	129
Tabla 72. Aplastamiento de sistema de piso	130
Tabla 73. Carga permanente de vigueta	131
Tabla 74. Carga variable en vigueta.....	132
Tabla 75. Deflexión en viguetas.....	133
Tabla 76. Flexión en vigueta	134
Tabla 77. Cortante paralelo a la fibra en vigueta	135
Tabla 78. Aplastamiento en vigueta	136
Tabla 79. Carga permanente en viga de GaK.....	138
Tabla 80. Carga variable en viga de GaK	138
Tabla 81. Deflexión en viga de GaK.....	139
Tabla 82. Flexión en viga.....	140
Tabla 83. Cortante paralelo a la fibra en viga	141
Tabla 84. Aplastamiento en vigas	142
Tabla 85. Control de esfuerzo por tensión axial.....	151
Tabla 86. Longitud efectiva de la columna	152
Tabla 87. Esbeltez en columna.....	153
Tabla 88. Clasificación de columnas.....	154
Tabla 89. Esfuerzo máximo de compresión paralela a la fibra en columna corta	155
Tabla 90. Elementos solicitados a flexo-compresión.....	157
Tabla 91. Control de derivas para sismo estático en X	162
Tabla 92. Control de derivas para sismo estático en Y	163
Tabla 93. Control de derivas para carga espectral en X.....	164
Tabla 94. Control de derivas para carga espectral en Y.....	164
Tabla 95. Control de derivas para sismo estático en X (con paneles).....	172
Tabla 96. Control de derivas para sismo estático en Y (con paneles).....	173
Tabla 97. Control de derivas para carga espectral en X (con paneles).	174
Tabla 98. Control de derivas para carga espectral en Y (con paneles).	174
Tabla 99. Tabla comparativa con y sin paneles.....	179

INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Estructura del bambú.....	7
<i>Figura 2.</i> Tipos de anclaje de columnas.....	12
<i>Figura 3.</i> Planta Arquitectónica Nv+0.00m.....	19
<i>Figura 4.</i> Planta Arquitectónica Nv +2.50m.....	20
<i>Figura 5.</i> Fachada Principal.....	21
<i>Figura 6.</i> Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.....	28
<i>Figura 7.</i> Espectro de diseño.....	35
<i>Figura 8.</i> Panel crítico de losa para predimensionamiento.....	39
<i>Figura 9.</i> Detalle de losa en elevación.....	41
<i>Figura 10.</i> Detalle de losa en planta.....	41
<i>Figura 11.</i> Configuración inicial en el programa.....	43
<i>Figura 12.</i> Grillas de construcción.....	44
<i>Figura 13.</i> Sección de viga.....	44
<i>Figura 14.</i> Sección de columna.....	45
<i>Figura 15.</i> Modelo de cálculo del panel de losa.....	46
<i>Figura 16.</i> Ingreso de la estructura.....	47
<i>Figura 17.</i> Carga muerta ingresada en kgf/ m ² (pórtico representativo).....	47
<i>Figura 18.</i> Carga viva de vivienda ingresada en kgf/ m ² (pórtico representativo).....	48
<i>Figura 19.</i> Carga viva en cubierta ingresada en kgf/ m ² (pórtico representativo).....	48
<i>Figura 20.</i> Creación de modales.....	49
<i>Figura 21.</i> Espectro en X.....	49
<i>Figura 22.</i> Espectro en Y.....	49
<i>Figura 23.</i> Excentricidad accidental.....	50
<i>Figura 24.</i> Combinaciones de carga.....	51
<i>Figura 25.</i> Nervio crítico de losa.....	52
<i>Figura 26.</i> Análisis de nervio crítico.....	52
<i>Figura 27.</i> Tipos de deflexiones máximas según condición de apoyo.....	53
<i>Figura 28.</i> Dimensiones de nervio.....	56
<i>Figura 29.</i> Aplicación de carga permanente.....	58
<i>Figura 30.</i> Aplicación de carga variable.....	58
<i>Figura 31.</i> Diagrama de Momentos obtenido por envolvente.....	58
<i>Figura 32.</i> Diagrama de Corte obtenido por envolvente.....	61
<i>Figura 33.</i> Deflexión máxima admisible calculada.....	66
<i>Figura 34.</i> Viga representativa.....	69
<i>Figura 35.</i> Sección viga representativa.....	70
<i>Figura 36.</i> Diagrama de Momentos de Viga representativa.....	70
<i>Figura 37.</i> Diagrama de Corte de Viga representativa.....	73
<i>Figura 38.</i> Momentos nominales de la viga en análisis.....	76
<i>Figura 39.</i> Armado de viga.....	78
<i>Figura 40.</i> Gráfico de armadura espacial en torsión.....	84
<i>Figura 41.</i> Sección definitiva de columna.....	85

<i>Figura 42.</i> Columna representativa 3-G.....	86
<i>Figura 43.</i> Diagrama de interacción de columna	87
<i>Figura 44.</i> Desplazamientos en metros, para estado de carga espectral en X.	91
<i>Figura 45.</i> Desplazamientos en metros, para estado de carga espectral en Y.	91
<i>Figura 46.</i> Cortante basal dinámico en kgf.....	92
<i>Figura 47.</i> Desplazamientos nodales en planta (Dirección espectral en X)	94
<i>Figura 48.</i> Desplazamientos nodales en planta (Dirección espectral en Y)	94
<i>Figura 49.</i> Primer modo de vibración	96
<i>Figura 50.</i> Segundo modo de vibración	96
<i>Figura 51.</i> Tercer modo de vibración	97
<i>Figura 52.</i> Momento nominal máximo de la viga representativa.	98
<i>Figura 53.</i> Momento nominal máximo de la columna representativa	99
<i>Figura 54.</i> Detalle de sistema de piso en bambú	102
<i>Figura 55.</i> Panel Tipo	103
<i>Figura 56.</i> Detalle de culmo.....	103
<i>Figura 57.</i> Determinación del factor k, en función del período.....	107
<i>Figura 58.</i> Distribución de fuerza sísmica en X planta baja	109
<i>Figura 59.</i> Distribución de fuerza sísmica en X planta alta.....	109
<i>Figura 60.</i> Distribución de fuerza sísmica en Y planta baja	110
<i>Figura 61.</i> Distribución de fuerza sísmica en Y planta alta.....	110
<i>Figura 62.</i> Combinaciones de carga en GaK	111
<i>Figura 63.</i> Sección equivalente.....	113
<i>Figura 64.</i> Disposición de culmos en viguetas	113
<i>Figura 65.</i> Disposición de culmos en vigas	114
<i>Figura 66.</i> Uniones empernadas	114
<i>Figura 67.</i> Anclaje mediante varillas de acero.....	115
<i>Figura 68.</i> Columna anclada a sobrecimiento.....	115
<i>Figura 69.</i> Disposición de culmos en columna.....	116
<i>Figura 70.</i> Configuración del bambú	117
<i>Figura 71.</i> Modelo en bambú.....	117
<i>Figura 72.</i> Carga muerta ingresada en kgf/m (pórtico representativo).....	118
<i>Figura 73.</i> Carga viva ingresada en kgf/m (pórtico representativo).....	118
<i>Figura 74.</i> Creación de modales en GaK.....	119
<i>Figura 75.</i> Análisis de sistema de piso.....	125
<i>Figura 76.</i> CM ingresada en sistema de piso	126
<i>Figura 77.</i> CV ingresada en sistema de piso.....	126
<i>Figura 78.</i> Diagrama de momentos de sistema de piso	128
<i>Figura 79.</i> Diagrama de corte de sistema de piso en kgf	129
<i>Figura 80.</i> Reacciones máximas de sistema de piso	130
<i>Figura 81.</i> Vigueta representativa.....	131
<i>Figura 82.</i> Carga muerta en vigueta (kgf/m)	132
<i>Figura 83.</i> Carga Viva en vigueta (kgf/m).....	132
<i>Figura 84.</i> Diagrama de momento de vigueta.....	134
<i>Figura 85.</i> Diagrama de corte de vigueta.....	135

<i>Figura 86.</i> Reacciones máximas en vigueta.....	136
<i>Figura 87.</i> Viga representativa en GaK	137
<i>Figura 88.</i> Soporte lateral en vigas	137
<i>Figura 89.</i> Diagrama de momentos de viga en GaK.....	140
<i>Figura 90.</i> Diagrama de corte de viga en GaK	141
<i>Figura 91.</i> Reacciones máximas en viga en (kgf).....	142
<i>Figura 92.</i> Conexiones en bambú bajo el criterio de Vélez.....	143
<i>Figura 93.</i> Conexiones en bambú bajo el criterio de Vélez.....	143
<i>Figura 94.</i> Conexiones en bambú bajo el criterio de Vélez. Biblioteca de la Facultad de Arquitectura de la Universidad Católica Santiago de Guayaquil.....	144
<i>Figura 95.</i> Juntas de vigas y columnas en bambú en donde permanece la continuidad de las vigas. Restaurante en Panamá.....	144
<i>Figura 96.</i> Juntas de vigas y columnas en bambú en donde permanece la continuidad de las vigas.....	145
<i>Figura 97.</i> Construcción de bambú con continuidad de vigas y columnas.....	145
<i>Figura 98.</i> Esquemización general de culmos rellenos de hormigón en nodos.....	146
<i>Figura 99.</i> Método constructivo en el relleno con mortero.....	146
<i>Figura 100.</i> Conexiones a momento con placas de acero.....	147
<i>Figura 101.</i> Empalme de viga con corte "boca de pescado"	148
<i>Figura 102.</i> Guadúas de unión	148
<i>Figura 103.</i> Guadúas de carga	148
<i>Figura 104.</i> Núcleo macizo de mortero	149
<i>Figura 105.</i> Varillas de unión en vigas	150
<i>Figura 106.</i> Varillas de unión en columna.....	150
<i>Figura 107.</i> Coeficientes de longitud efectiva de columna (k).....	153
<i>Figura 108.</i> Carga axial actuante en (N), comb 14.....	159
<i>Figura 109.</i> Momento flector en X en (N*mm), comb 18.....	159
<i>Figura 110.</i> Momento flector en Y en (N*mm), comb 14.....	159
<i>Figura 111.</i> Períodos de vibración en Gak sin paneles.....	161
<i>Figura 112.</i> Desplazamientos en metros, para estado de carga de sismo estático en X.....	162
<i>Figura 113.</i> Desplazamientos en metros, para estado de carga de sismo estático en Y.....	163
<i>Figura 114.</i> Desplazamientos en metros, para estado de carga espectral en X. 163	
<i>Figura 115.</i> Desplazamientos en metros, para estado de carga espectral en Y .. 164	
<i>Figura 116.</i> Cortante basal dinámico en Ton.....	165
<i>Figura 117.</i> Desplazamientos nodales en dirección X, en mm.....	166
<i>Figura 118.</i> Desplazamientos nodales en dirección Y.....	167
<i>Figura 119.</i> Primer modo de vibración en bambú	168
<i>Figura 120.</i> Segundo modo de vibración en bambú	168
<i>Figura 121.</i> Tercer modo de vibración en bambú.....	169
<i>Figura 122.</i> Panel creado en el eje A en el plano YZ.	170
<i>Figura 123.</i> Edificación con paneles.....	170

<i>Figura 124.</i> Periodos y modos de vibración en estructura de guadua con paneles.	171
<i>Figura 125.</i> Desplazamientos en metros, para estado de carga de sismo estático en X (con paneles)	172
<i>Figura 126.</i> Desplazamientos en metros, para estado de carga de sismo estático en Y (con paneles)	173
<i>Figura 127.</i> Desplazamientos en metros, para estado de carga espectral en X (con paneles).	173
<i>Figura 128.</i> Desplazamientos en metros, para estado de carga espectral en Y (con paneles).	174
<i>Figura 129.</i> Cortante basal dinámico en Ton (con paneles)	175
<i>Figura 130.</i> Desplazamientos nodales en dirección X en mm (con paneles)	176
<i>Figura 131.</i> Desplazamientos nodales en dirección Y en mm (con paneles) ...	176
<i>Figura 132.</i> Primer modo de vibración en bambú con paneles.....	177
<i>Figura 133.</i> Segundo modo de vibración en bambú con paneles	178
<i>Figura 134.</i> Tercer modo de vibración en bambú con paneles.	178

RESUMEN

En el presente trabajo de titulación se busca realizar el análisis estructural del bambú del tipo “*guadua angustifolia kunth*” como material de construcción frente al comportamiento del hormigón armado en una vivienda de interés social de dos pisos conformada por ocho departamentos.

Los diseños de los elementos estructurales tanto en bambú como en hormigón armado deberán cumplir con los criterios de resistencia, rigidez y sismorresistencia de acuerdo a lo establecido en los diferentes capítulos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC 2015) que se aplican actualmente en el Ecuador.

Particularmente, para los diseños respectivos en bambú, además de regirse a lo estipulado en la Norma Ecuatoriana para Estructuras de Guadúa (NEC-SE-GUADUA), se han tomado en consideración manuales y normas establecidas por otros países de Latinoamérica como Perú, Colombia y México, debido a su experiencia en construcción con este material.

Adicionalmente, se ha considerado necesario sugerir una “unión tipo” para los elementos en bambú debido a su importancia para la transmisión de esfuerzos de la estructura.

La comparación entre los sistemas constructivos a analizar resulta necesaria para conocer y aplicar materiales no convencionales en la vida profesional.

Palabras clave: *guadua angustifolia kunth*, material, sismorresistente, comportamiento estructural, hormigón armado, vivienda.

ABSTRACT

This titling work seeks to carry out the structural analysis of bamboo of the type "*guadua angustifolia kunth*" as a building material against the behavior of reinforced concrete in a two-story social housing made up of eight departments.

The designs of the structural elements in both bamboo and reinforced concrete must meet the criteria of strength, rigidity and sismorresistance in accordance with the different chapters of the Ecuadorian Construction Standard (NEC 2015) currently applied in Ecuador.

In particular, for the respective designs in bamboo, in addition to complying with the provisions of the Ecuadorian Standard for Structures of Guadúa (NEC-SE-GUADUA), manuals and standards established by other Latin American countries such as Peru have been taken into consideration, Colombia and Mexico, due to their experience in construction with this material.

In addition, it has been considered necessary to suggest a "type union" for elements in bamboo due to its importance for the transmission of stresses of the structure.

Comparison between the construction systems to be analyzed is necessary to know and apply unconventional materials in professional life.

Keywords: *guadua angustifolia kunth*, material, sismorresistant, structural behavior, reinforced concrete, housing.

Introducción

Se conoce que, los sistemas constructivos convencionales son uno de los mayores contribuyentes al cambio climático, debido a la explotación de recursos naturales no renovables, así como los altos consumos energéticos; produciendo un fuerte impacto ambiental. Si se referencia específicamente al hormigón armado, durante la producción de una tonelada de cemento éste emite una tonelada de dióxido de carbono (CO₂) a la atmósfera, incrementando el efecto invernadero.

Como profesionales tenemos la responsabilidad de desarrollar construcciones sostenibles e indagar en nuevos materiales amigables con el ambiente y que cumplan criterios sismorresistentes.

El bambú existente en el Ecuador, de la especie "*Guadua Angustifolia Kunth*", por sus propiedades y abundancia en el país, representa una buena alternativa en la construcción ya que por su gran cantidad de fibras longitudinales posee una alta capacidad para absorber energía y admitir una mayor resistencia a cargas solicitadas por tracción, por eso se lo denomina: "acero vegetal".

Por este motivo, en esta investigación se busca conocer el comportamiento estructural como material de construcción de la caña guadua frente al hormigón armado y determinar las ventajas y desventajas que implica el construir con uno u otro material, diseñando un módulo de departamentos de interés social ubicado en la zona costera del Ecuador.

El presente trabajo, metodológicamente está estructurado en tres capítulos: el primero detalla criterios generales y la descripción de las propiedades físico-mecánicas del bambú en el Ecuador, el segundo contempla los diseños de los elementos

estructurales en hormigón armado; el tercer capítulo define diseños en bambú y finalmente, se presentan los resultados obtenidos en conclusiones y recomendaciones.

Este documento se realiza con la finalidad de que los estudiantes y profesionales del medio conozcan el uso del bambú en la construcción como sistema alternativo e incorporarlo en la construcción de viviendas, cumpliendo con las normativas técnicas para así proveer de seguridad al habitante y al mismo tiempo mitigar el cambio climático.

Generalidades

Justificación

Después del evento sísmico del 16 de abril de 2016 en Ecuador se realizaron varias evaluaciones de los daños producidos en las edificaciones, destacando las construcciones con madera y bambú como las resistentes a este fenómeno de 7.8 grados en Escala de Richter. Entre ellas, se puede mencionar al hotel Amalur en Canoa, provincia de Manabí, conformado por una base de hormigón y el primer piso constituido por bambú y madera, el cual no sufrió daño alguno.

El desconocimiento del adecuado uso de la guadúa, monopolios en la producción de materiales convencionales, poca apertura de las instituciones dedicadas a la construcción de viviendas ecológicas y la poca difusión de este material en instituciones educativas de nivel superior del país, han contribuido en que sistemas no convencionales como la construcción con bambú no se hayan masificado.

El presente trabajo de investigación tiene como objetivo principal realizar el análisis sismorresistente de un módulo de departamentos utilizando como material principal la caña guadúa para conocer sus propiedades físico-mecánicas, cumpliendo con los requisitos mínimos contemplados en las normas establecidas.

Actualmente, existe la Norma Ecuatoriana de la Construcción, con su capítulo correspondiente a Estructuras con Guadúa que se apoya en el Proyecto Normativo de Guadúa presentado por la Red Internacional del Bambú y del Ratán (INBAR) en donde se especifican algunos parámetros y recomendaciones para la construcción y diseño de estructuras en bambú, siendo uno de los objetivos de este tema de investigación, verificar los parámetros de aceptación y rechazo de la norma.

Cabe recalcar que en la presente investigación se tomarán en cuenta las recomendaciones sugeridas en el proyecto de titulación de (Andrade & Asimbaya, 2019), como son: optimización de los diseños, análisis del aporte de la mampostería de bambú en la estructura diseñada, así como también se considerarán nodos continuos en la estructura, que serán aplicados en una vivienda multifamiliar de interés social limitada a dos pisos como lo exige la (NEC-SE-GUADUA, 2015).

Objetivos

Objetivo General.

Analizar el comportamiento estructural del bambú como material de construcción, respecto a resistencia, rigidez y sismorresistencia frente al hormigón armado, en una estructura aporticada de un módulo de ocho departamentos ubicado en el Cantón Atacames, Provincia de Esmeraldas, para conocer su comportamiento ante cargas gravitacionales y cargas dinámicas.

Objetivos específicos.

1. Realizar el análisis de carga de la estructura en estudio en bambú y en hormigón armado.
2. Determinar el prediseño de los elementos estructurales.

3. Desarrollar un modelo matemático que permita revisar los esfuerzos y deformaciones de los diferentes elementos estructurales.
4. Realizar el diseño por resistencia y rigidez de la estructura propuesta, tanto en hormigón armado como en caña guadúa.
5. Realizar el diseño sismorresistente de las estructuras conforme a los criterios de la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015.
6. Verificar los parámetros de aceptación del diseño sismorresistente contemplados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015).

Alcance

En el presente trabajo de titulación se diseñan vigas, sistema de piso y columnas en bambú y en hormigón armado, para un módulo de ocho departamentos distribuidos en dos plantas y se comprobará su cumplimiento como estructura sismo resistente a través del programa Autodesk Robot Structural Analysis 2019 con licencia académica No: 901-00211938.

Capítulo I.

Bambú del tipo “*guadua angustifolia kunth*” como material de construcción

1.1 Definición de términos básicos

Para facilidad de comprensión se definen términos característicos de la guadua de acuerdo a lo explicado en la Normativa : (NEC-SE-GUADUA, 2015).

- **Aspectos morfológicos:** Aspectos visuales como forma, color y otros detalles.
- **Basa:** Segundo segmento del culmo de GaK, a continuación de la cepa, con una longitud entre 4 y 6 m.

- **Caña picada:** o también llamada: estera. Se forma al hacer cortes longitudinales en el culmo en estado verde y abierto en forma plana.
- **Cepa:** Primer segmento basal del culmo de guadúa con longitudes que varían entre 3 a 4 m; presenta el mayor diámetro y el mayor espesor de pared
- **Culmo:** Tallo del bambú, constituido por nudos y entrenudos, que emerge del rizoma.
- **GaK:** Guadua angustifolia Kunth.
- **Gramíneo:** Dicho de una planta con tallo cilíndrico, hueco, interrumpido de trecho en trecho por nudos llenos, hojas alternas que nacen de estos nudos y abrazan el tallo, flores muy sencillas, dispuestas en espigas o en panojas.
- **Malla de gallinero:** Malla de alambre trenzado con agujeros hexagonales con aberturas no superiores a 25.4 mm.

1.1 Localización de la caña guadua en el Ecuador

Las zonas potenciales en las que se cultiva la caña guadua en el Ecuador se encuentran en las provincias de: Esmeraldas, Los Ríos, Guayas, El Oro, Santo Domingo de los Tsáchilas y Manabí en la Costa, principalmente en las riberas de los ríos, esteros, vertientes de agua y embalses. En la región Amazónica, en las provincias de: Sucumbíos, Orellana, Napo, Pastaza, Morona Santiago y Zamora Chinchipe por su clima tropical húmedo.

“Según el Servicio Holandés de Cooperación al Desarrollo (2016), el área que estas regiones ocupan, en conjunto, representa 4.279.123,75 hectáreas del territorio nacional” (García Narea & Puma Guiracocha, 2016). como se muestra en la *Tabla 1*

García Narea & Puma Guiracocha indican que, según trabajadores del área, la guadúa sembrada en tierra ecuatoriana, puede llegar a una altura promedio de 12 m y diámetros de 15 cm.

Tabla 1. Superficie (ha) con Potencial Guaduoero por Provincias en el Ecuador, 2003.

PROVINCIA	SUPERFICIE (Ha)
Manabí	636.951,25
Los Ríos	624.608,25
Esmeraldas	610.857,00
Guayas	426.477,00
Morona Santiago	394.120,00
Pichincha	372.189,50
Napo	230.006,50
Zamora Chinchipe	139.151,00
Pastaza	113.045,00
Loja	105.296,50
Bolívar	91.716,00
Sucumbíos	90.443,25
Cotopaxi	80.466,75
Orellana	71.903,25
La Concordia	70.608,00
Cañar	55.754,50
El Oro	40.763,25
Manga de Cura	37.210,75
Azuay	23.863,75
Imbabura	23.697,50
Carchi	10.890,00
El Piedrero	10.557,50
Chimborazo	8.792,75
Las Golondrinas	6.342,25
Tungurahua	3.412,25
TOTAL	4.279.123,75

Fuente: (García Narea & Puma Guiracocha, 2016)

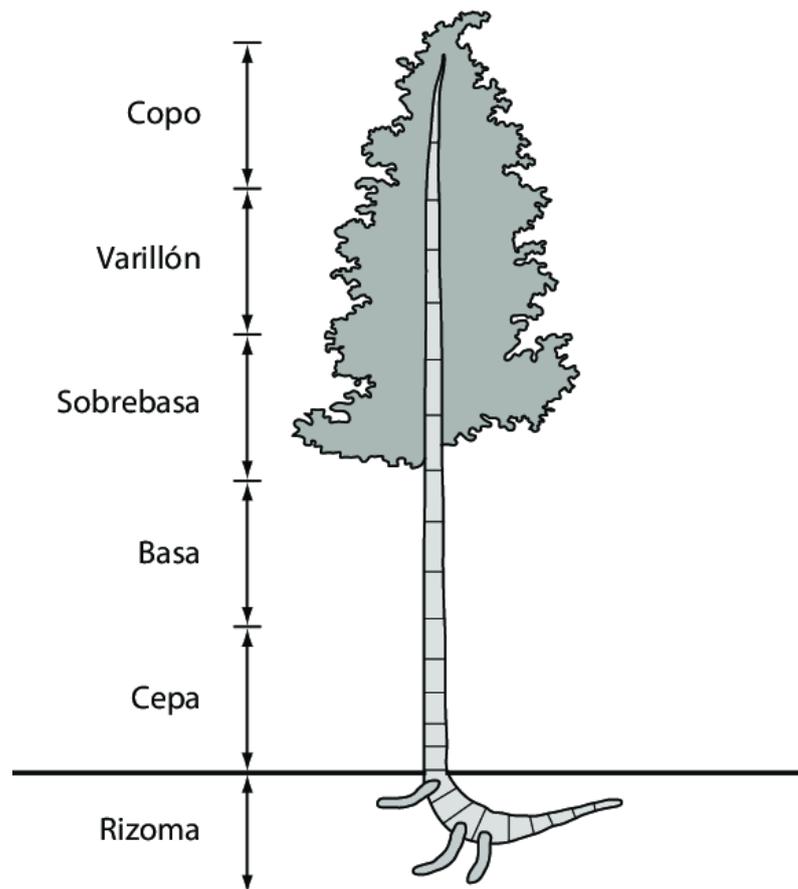
1.2 Estructura y características de la caña guadua

La guadua es una planta gramínea como: el arroz, el maíz y la caña de azúcar. A diferencia de éstos, los tejidos de la guadua después de unos años se endurecen.

La guadua angustifolia crece hasta 21 cm por día, logrando en un mes el 80% de su altura máxima.

Respecto a la madera, el bambú tiene componentes químicos similares, pero tiene diferente anatomía, morfología y con propiedades mecánicas superiores.

Las partes que constituyen a la caña guadua se muestran en la *Figura 1* y su respectiva descripción en la *Tabla 2*.



Fuente: (Estrada, 2010)

Figura 1. Estructura del bambú

Tabla 2. Descripción de partes del bambú

PARTE	DESCRIPCION	USO
Copo	Parte apical del bambú con longitud de 1.20m a 2 m.	Retorno al suelo como materia orgánica
Varillón	Tramo del tallo por encima de los 16m	Retorno al suelo como materia orgánica
Sobrebasa	Tramo del tallo entre los 8 y 12 metros	Utilizado como puntal de apoyo para tablonces en vaciados de losa, en correas de techo, esterilla, latas
Basa o Culmo	Parte más útil y más comercial. Presenta un diámetro regular.	En elementos estructurales: <ul style="list-style-type: none"> • Vigas • Columnas De esta sección también se elabora la esterilla, la cual tienen múltiples usos en construcción de paredes, casetones, planchas, etc
Cepa	Sección basal del culmo de mayor diámetro. La menor distancia entre nudos de esta sección del tallo aumenta la resistencia a flexión	<ul style="list-style-type: none"> • Columnas • Pasadores
Rizoma	Red de tallos subterráneos que da soporte a la planta.	Decoración, mobiliario y juegos infantiles

Fuente: (Lucila Aguilar Arquitectos, 2015)

1.3 Propiedades físicas del bambú

1.3.1 . Contenido de humedad

Es indispensable analizar la humedad en la guadua, ya que su comportamiento mecánico depende de su grado de humedad.

Esta característica depende de la época del año, del clima, de la altura y de la edad del tallo.

La contracción del diámetro del bambú “ puede ser del 5 hasta el 15 %, cuando se disminuye la humedad del tronco, (del 70% hasta el 20%)” (Cobos Fischer & León Rodríguez, 2007, pág. 47) . El análisis de esta contracción es relevante si el elemento en guadua será utilizado en hormigón armado.

1.3.2. Peso específico

El peso específico de la gramínea en estudio varía en función de la humedad.

“Para cañas secadas al aire (18% de humedad), oscila entre 700 y 850 kg/m³ . El peso específico depende también de la porción de caña analizada: a la base se aproxima los 0,57 kg/dm³ y en la cima 0,76 kg/dm³“ (Martínez García, 2015, pág. 12).

1.3.3. Durabilidad

La durabilidad natural de la guadua mejora aplicando sustancias preservadoras para protegerlo de ataques de agentes ambientales degradadores como hongos o insectos, sobre todo cuando el bambú se encuentra en contacto con el suelo.

1.3.4. Propiedades geométricas.

La sección transversal de la caña guadua es cilíndrica , con diámetros que pueden variar de 8 a 18 cm y espesores de 2 a 2.5cm. Constituido por internodos separados a una distancia de 25 a 40cm que evitan el pandeo del tronco.

1.4 Propiedades mecánicas del bambú (módulos de elasticidad y esfuerzos admisibles)

1.4.1 Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad se determina en base a la relación entre la carga aplicada a la muestra y su deformación.

La NEC-SE-GUADUA recomienda como módulos de elasticidad los indicados en la *Tabla 3*, al mismo tiempo sugiere que para el análisis de elementos estructurales se debe utilizar $E_{0.5}$, como módulo de elasticidad del material. El E_{min} se debe utilizar para calcular los coeficientes de estabilidad de vigas (CL) y de Columnas (C_p).

El módulo de elasticidad (E), se debe utilizar para calcular las deflexiones y garantizar serviciabilidad. La selección del módulo de elasticidad de acuerdo a la *Tabla 3*, dependerá del criterio del ingeniero calculista.

Tabla 3. Módulos de elasticidad del bambú en MPa, para un contenido de humedad del 12%.

Módulo percentil 5 ($E_{0.5}$)	Módulo percentil 5 ($E_{0.05}$)	Módulo mínimo (E_{min})
12000	75000	4000

Fuente: (NEC-SE-GUADUA, 2015)

1.4.2. Esfuerzos admisibles

La *Tabla 4*, muestra los valores de esfuerzos admisibles sugeridos por la (NEC-SE-GUADUA, 2015), los mismos que resultaron de ensayos realizados en probetas de bambú de acuerdo a las especificaciones de normas internacionales (INBAR STANDARD FOR DETERMINATION OF PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF BAMBOO)

Tabla 4. Esfuerzos Admisibles (MPa), CH =12%

Flexión (F_b)	Tracción (F_t)	Compresión \parallel (F_c)	Compresión \perp (F_{p^*})	Corte (F_v)
15	19	14	1.4	1.2

Fuente: (NEC-SE-GUADUA, 2015)

Donde:

\parallel : Compresión paralela al eje longitudinal.

\perp : Compresión perpendicular al eje longitudinal.

* La resistencia a la compresión perpendicular está calculada para entrenudos rellenos con mortero de cemento.

1.5 Requisitos para el uso del bambú en la construcción

A continuación, se mencionan algunos criterios a considerar antes de construir con bambú:

- Al ser el bambú un material higroscópico (absorbe el agua del ambiente), la limpieza del terreno y la creación de obras de drenaje son primordiales para evitar daños por humedad como: reducción de sus propiedades mecánicas, o hinchamiento, fácil conductividad de electricidad y aumento de su vulnerabilidad a ataques biológicos
- “Elemento de guadúa con agrietamientos superiores o iguales al 20% de la longitud del tronco no serán consideradas como aptas para uso estructural.
- Los bambúes que se vayan a utilizar no deben presentar pudrición ni estar perforados por insectos” (NSR-10-Capítulo G.12- "Estructuras de Guadua", 2010, pág. 107).

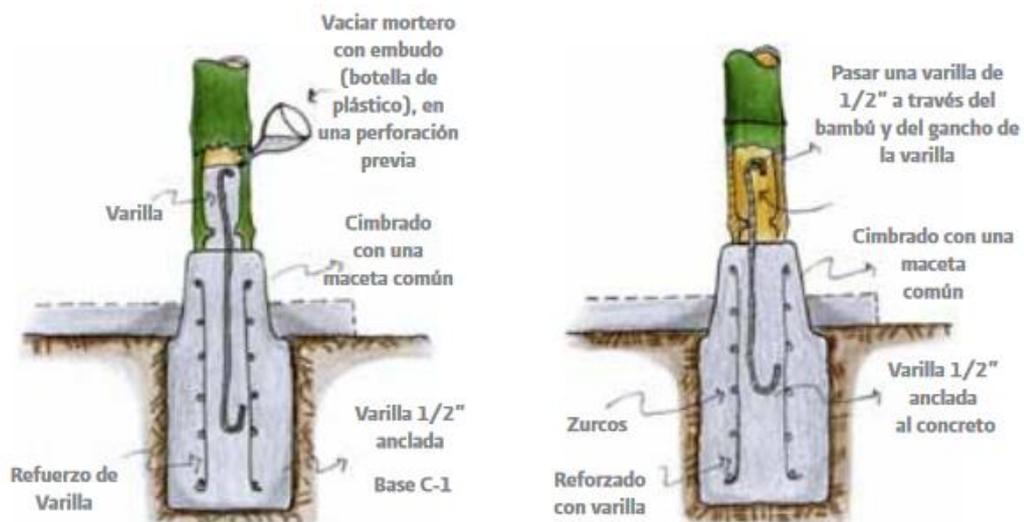
1.5.1 Protección contra el fuego

De acuerdo a la normativa (NSR-10-Capítulo G.12- "Estructuras de Guadua", 2010):

- En ningún caso se debe utilizar estructuras en guadua cuando la temperatura a la que estarán sometidas durante toda su vida útil exceda los 65°C.
- Es recomendable limitar el uso de acabados como barnices, lacas, pinturas oleo solubles y cualquier otra sustancia que acelere el desarrollo del fuego.

1.5.2 Cimentaciones con bambú

Como se ha mencionado previamente, la guadua es muy vulnerable a verse afectada por humedad en el ambiente, por ende, se debe evitar el contacto de ésta con el suelo para evitar su deterioro. Por lo general se procede a realizar anclajes con varillas sumergidas en concreto, sobre las cuales se conecta el elemento de bambú y su culmo es rellenado con mortero.(Ver Figura 2)



Fuente: (Ordóñez Candelaria, Mejía Saulés, Bárcenas Pazos, & Instituto de Ecología A.C (INECOL), 2002)

Figura 2. Tipos de anclaje de columnas

1.5.3 Uniones entre elementos de guadúa.

A diferencia del hormigón armado, las uniones entre elementos de bambú son más complicadas de realizarlas debido a la geometría de la guadua y a la necesidad de mano de obra especializada.

Es indispensable que la unión entre dos elementos estructurales se realice de forma correcta para que los esfuerzos sean transmitidos de una manera eficiente, segura y que las deformaciones sean mínimas.

A continuación en la *Tabla 5*, se indica un comparativo entre los diferentes tipos de uniones existentes realizado por (Ordóñez Candelaria, Mejía Saulés, Bárcenas Pazos, & Instituto de Ecología A.C (INECOL), 2002) en el Manual mexicano para construcción sustentable con bambú.

Tabla 5. Comparativo entre tipos de uniones en bambú

Tipo de Unión	Ventaja	Desventaja	Recomendaciones	Función
Con Amarre	Son fáciles de realizar	No transmiten todos los esfuerzos	- Los amarres no deben quedar flojos. - Utilizar alambre galvanizado.	- Para cercas, barandales, pasamanos. - Para construir cubiertas temporales o andamios
Con Pasadores	Rapidez al ensamblar	No aprovecha todo el diámetro del culmo para transmitir esfuerzos	Las perforaciones deben realizarse cerca del nodo	-Para estructuras que requieran rapidez en su construcción. - Estructuras temporales.
Con centro de madera	- Mejor transmisión de esfuerzos. - Compatibilidad entre bambú y madera. - Estandarización de las uniones	Se debe contar con el equipo necesario	Utilizar una resina adecuada	-Para estructuras tridimensionales. -Para solución de uniones en muebles
Combinación de sistemas	Fácil reemplazo de las piezas	Mayor cantidad de material.	Hacer un buen diseño que facilite el reemplazo de piezas.	Para reforzar o facilitar las uniones.

Fuente: (Ordóñez Candelaria, Mejía Saulés, Bárcenas Pazos, & Instituto de Ecología A.C (INECOL), 2002)

De la *Tabla 5* se puede concluir que el tipo de unión adecuado requiere de mano de obra calificada y un alto costo constructivo, por tanto, es necesario realizar un análisis apropiado para la selección correcta del tipo de unión a utilizar.

1.5.4 Mantenimiento

Las edificaciones en bambú, al igual que con materiales convencionales, requieren de revisiones y reparaciones periódicamente para garantizar un correcto comportamiento estructural.

Cabe mencionar que las reparaciones en este tipo de material se deben por lo general, a las dilataciones que se producen en la guadua a causa de la humedad y temperatura del lugar.

Por lo que la norma colombiana (NSR-10-Capítulo G.12- "Estructuras de Guadua", 2010) en su sección 12.12.4.10, manifiesta los siguientes requisitos:

- a) Si algún elemento de la estructura presenta rotura, aplastamiento, deformación excesiva o podredumbre se debe dar aviso inmediato al constructor, para que éste haga el reemplazo de la pieza.
- b) Se deben hacer revisiones periódicas para verificar si el material está siendo atacado por algún agente biológico.
- c) Verificar la integridad de las instalaciones eléctricas, de suministro de agua y sanitarias. De igual forma en las estructuras donde existan sistemas especiales de protección contra incendios, se debe realizar una revisión periódica para verificar su correcto funcionamiento.

1.6. Beneficios de la caña guadua.

- Es un recurso natural renovable, los tallos maduros son cortados anualmente y hay un rebrote constante.
- Son reguladores térmicos y de acústica.
- Una planta adulta tiene en promedio alrededor de 20000 hojas y las renueva cada año, las cuales se incorporan al suelo como materia orgánica fertilizante.
- Regulador del caudal hídrico: por su gran capacidad de retención de agua en sus culmos, el bambú almacena el agua lluvia y la utiliza para su beneficio en épocas de sequía.
- Debido a su sistema de raíces, el bambú ayuda a la conservación y reparación de suelos, ya que las raíces lo fijan al suelo y evita su erosión.
- Produce un menor impacto ambiental respecto al hormigón y el acero.
- El bambú posee propiedades sismorresistentes por su bajo peso y su alta capacidad de admitir una mayor flexión y absorber energía lo que hace que sea ideal en las construcciones para un país con alta sismicidad como el Ecuador.
- En la construcción, es más liviano que el acero y más fuerte que el concreto; sismorresistente y más económico que materiales convencionales.
- Debido a su esbeltez, la guadua es sometida a cargas de viento, pero la presencia de sus entrenudos, mejoran su rigidez y elasticidad, evitando su ruptura al curvarse.

1.7. Desventajas de la caña guadua en la construcción

- No puede ser utilizado en los cimientos, el contacto continuo con el agua causaría putrefacción, afectando su desempeño.
- La guadua en estado seco puede ser altamente inflamable, por lo cual se recomienda dar el debido tratamiento previo a utilizarla en construcción.
- Si la guadua no recibe un tratamiento de secado adecuado, ya sea por métodos naturales o artificiales, puede deformarse y agrietarse.
- Al ser un material orgánico, posee una durabilidad natural baja, misma que puede aumentar aplicando sustancias preservadoras para protegerlo de ataques de agentes ambientales degradadores como hongos o insectos.
- El diseño de uniones “es más difícil de resolver que en la madera, o el concreto, pues el bambú es hueco y redondo y transversalmente no es una sección circular perfecta” (Ordóñez Candelaria, Mejía Saulés, Bárcenas Pazos, & Instituto de Ecología A.C (INECOL), 2002, pág. 41)., por lo que se requiere de mano de obra calificada para resolver estas uniones de una forma segura.

CAPITULO II. Diseño en hormigón armado

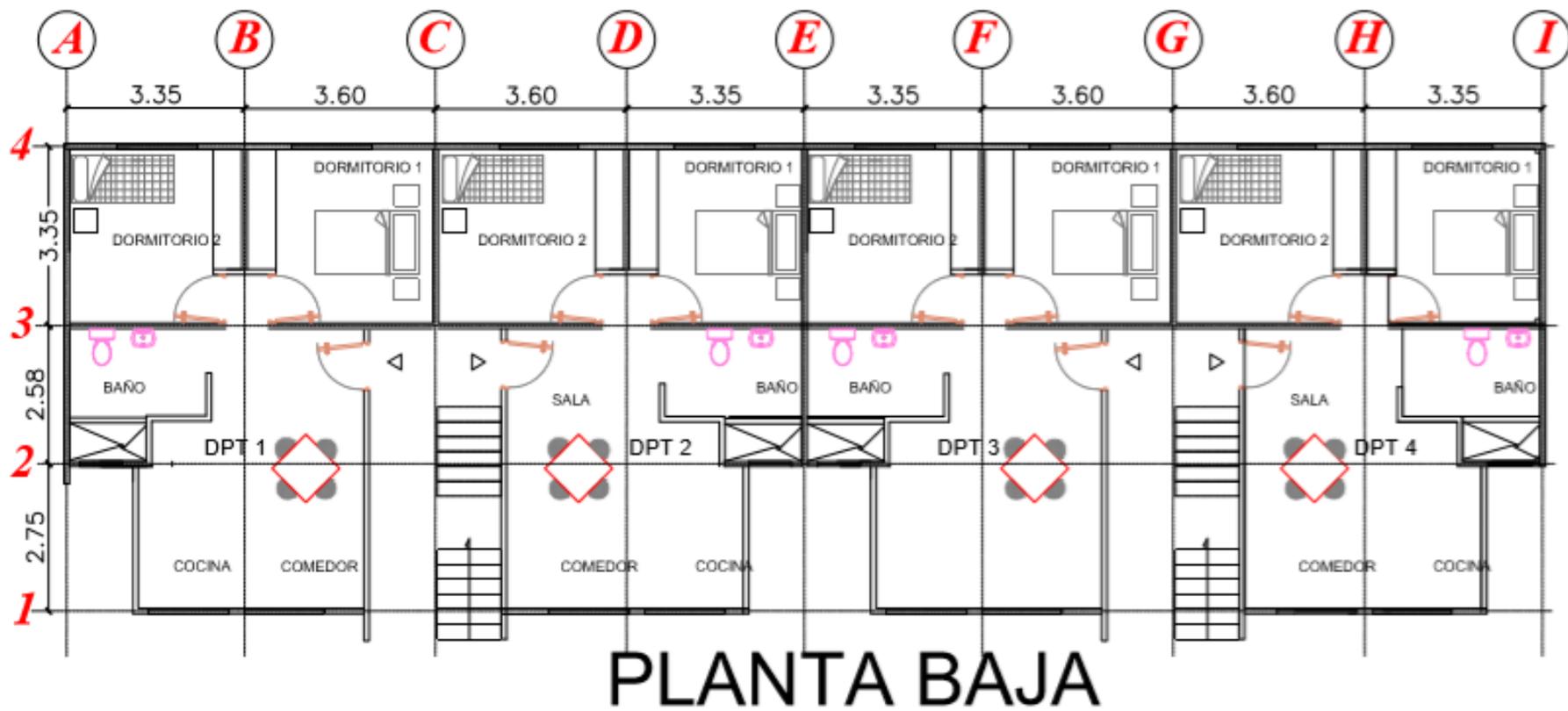
2.1. Generalidades del proyecto

El proyecto de vivienda social dirigido a la población de bajos recursos del Ecuador tiene un área aproximada de 416 m² y será implantado en Atacames, provincia de Esmeraldas sobre un suelo tipo C.

Está conformado por 8 departamentos distribuidos en dos plantas que cuentan con: área social, área de cocina y dos dormitorios. (Ver *Figura 3, Figura 4 y Figura 5*).

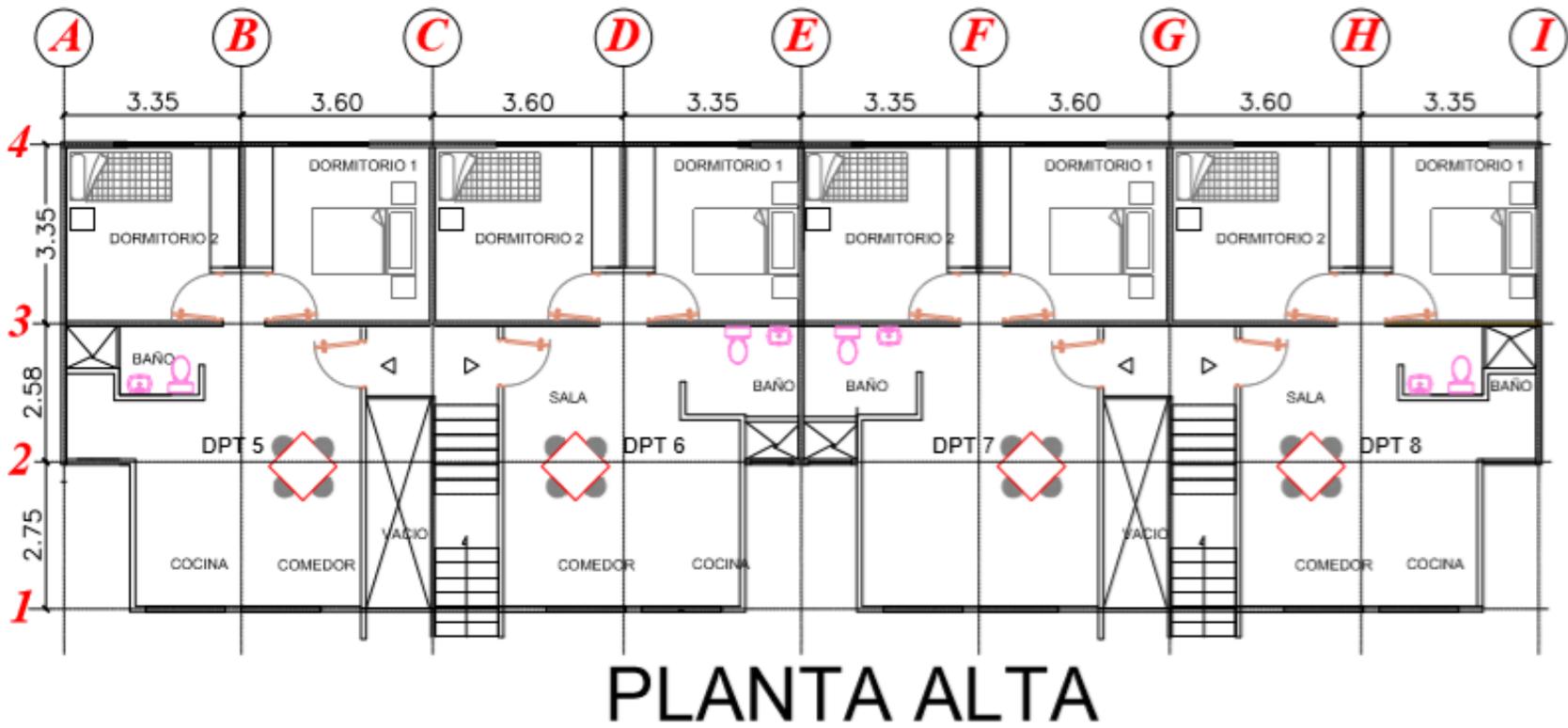
La estructura tiene las siguientes características:

- Cuenta con 4 pórticos en la dirección X.
- La mayor luz entre ejes en el sentido X es de 3,60 m para todas las plantas.
- Cuenta con 9 pórticos en la dirección Y.
- La mayor luz entre ejes en el sentido Y es de 3,35 m para todas las plantas.
- Cuenta con 2 plantas con una altura de entrepiso de 2,5 m.
- La altura del módulo de departamentos es de 5m.



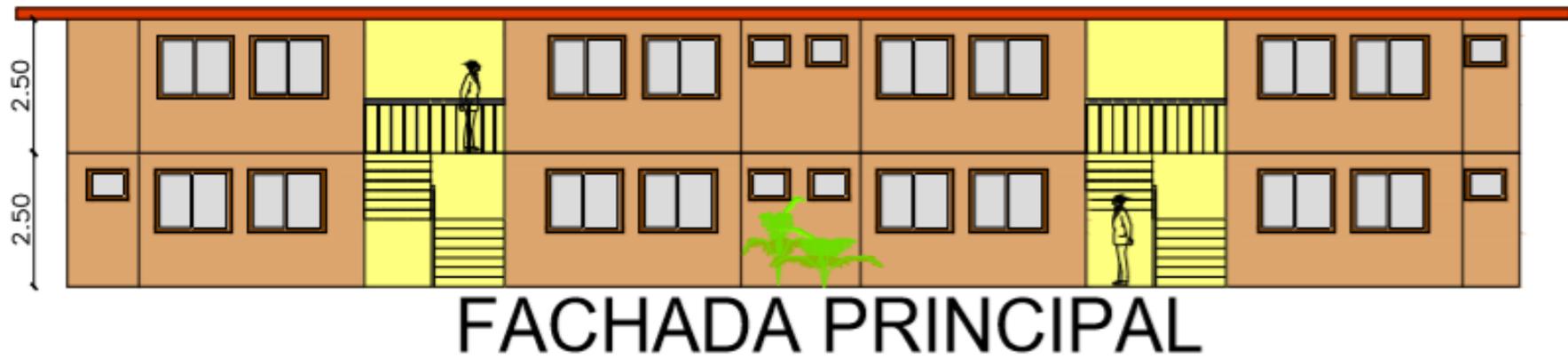
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 3. Planta Arquitectónica Nv+0.00m



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 4. Planta Arquitectónica Nv +2.50m



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 5. Fachada Principal

Las características del proyecto permiten que el diseño sismorresistente sea realizado en base a las especificaciones de la Norma (NEC-SE-VIVIENDA, 2015), la cual indica que “serán viviendas sismo resistente de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m. La altura de entrepiso no debe sobrepasar los 3 m” (p.22).

2.2 Descripción del sistema estructural adoptado.

El sistema estructural adoptado se considera en función a la *Tabla 7*, constituido por vigas y columnas, denominado: “pórtico especial”.

Cabe mencionar que de acuerdo a la (NEC-SE-HM, 2015) y a la (ACI 318, 2014) “Todos los elementos de pórticos o estructuras continuas deben diseñarse para resistir los efectos máximos producidas por las cargas mayoradas determinadas de acuerdo con la teoría del análisis elástico”.

Los coeficientes de reducción de resistencia se muestran en la *Tabla 6*.

Tabla 6. Factores de reducción de resistencia

Acción o Elemento Estructural	ϕ	Excepciones
Momento, fuerza axial o momento y fuerza axial combinados	0.65 a 0.9 de acuerdo con 21.2.2	Cerca de los extremos de elementos pretensados donde los torones no se han desarrollado totalmente, ϕ debe cumplir con 21.2.3
Cortante	0.75	Se presentan requisitos adicionales en 21.2.4 para estructuras diseñadas para resistir efectos sísmicos
Torsión	0.75	
Aplastamiento	0.65	
Zonas de anclajes de postensado	0.85	
Cartelas y ménsulas	0.75	
Puntales, tensores, zonas nodales y áreas de apoyo diseñadas de acuerdo con el método puntal-tensor del Capítulo 23	0.75	
Componentes de conexiones de miembros prefabricados controlados por fluencia de los elementos de acero a tracción	0.9	
Elementos de concreto simple	0.6	
Anclajes en elementos de concreto	0.45 a 0.75 de acuerdo con el Capítulo 17	

Fuente: (ACI 318, 2014)

Todos los elementos estructurales son de hormigón armado de resistencia $f'c = 240$ kgf/cm² y acero de refuerzo (60 ksi) $f_y = 4200$ kgf/cm². (Ver *Tabla 7*)

2.3 Análisis de cargas de la estructura

El análisis de cargas gravitacionales consiste en determinar las cargas que soportan los diferentes elementos estructurales, cargas vivas, cargas muertas y cargas accidentales que actúan en la estructura, para lo cual se utilizan los criterios establecidos en la (NEC-SE-CG, 2015)

2.3.1 Carga muerta o carga permanente, “Cargas de magnitud constante que permanecen en un mismo lugar, constituidas por los pesos de todos los elementos estructurales tales como: muros, paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, etc y de otras cargas que están permanentemente en la estructura” (NEC-SE-CG, 2015)

2.3.2 Carga viva, “Cargas que dependen de la ocupación a la que está destinada la edificación y están conformadas por los pesos de personas, muebles, accesorios móviles, etc”. (NEC-SE-CG, 2015)

2.3.3 Carga accidental o carga sísmica, es la fuerza ejercida por un sismo en las estructuras que depende de la ubicación de la edificación con respecto a las zonas de actividad sísmica.

Tabla 7. Clasificación de edificios de hormigón armado

Sistema estructura	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rótulas plásticas	Objetivo del detallamiento
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte pero débil en flexión.

Fuente: (NEC-SE-HM, 2015)

2.3.4 Combinación de cargas para el diseño por última resistencia.

Las combinaciones de carga presentan los factores a aplicar a cada uno de los tipos de carga.

La estructura deberá ser diseñada de tal manera que la resistencia de diseño iguale o exceda los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo a las combinaciones sugeridas en la (NEC-SE-CG, 2015) , Cargas No Sísmicas (Ver *Tabla 8*).

Tabla 8. Combinaciones de carga

	Combinaciones de Carga
Combinación 1	1.4 D
Combinación 2	1.2 D + 1.6 L + 0.5max (L _r ; S; R)
Combinación 3	1.2 D + 1.6 max (L _r ; S; R) + max (L; 0.5 W)
Combinación 4	1.2 D + 1.0 W + L + 0.5max (L _r ; S; R)
Combinación 5	1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S
Combinación 6	0.9 D+ 1.0 W
Combinación 7	0.9 D + 1.0 E

Fuente: (NEC-SE-CG, 2015)

Donde:

- D,** Carga permanente
- E,** Carga de sismo
- L,** Sobrecarga (carga viva)
- L_r,** Sobrecarga cubierta (carga viva)
- S,** Carga de granizo
- W,** Carga de viento

2.3.1 Análisis de cargas en hormigón armado

El procedimiento para este cálculo consiste en cuantificar las cargas que se generan desde el último nivel hasta el primero, para obtener el peso total del edificio que se transfiere hasta la respectiva cimentación y por ende al terreno de implantación.

2.3.1.1 Análisis de Cargas Permanentes.

Para determinar el valor de carga permanente se realizó dos análisis de cargas, uno en el que no se toma en cuenta el peso de vigas, columnas, nervios y de la loseta de compresión para ingresar dicho valor en el programa estructural (Ver *Tabla 9*), puesto que el mismo ya los considera por defecto; y otro análisis donde se considera todos los elementos estructurales y no estructurales para obtener el valor total de la estructura y realizar el pre diseño de vigas y columnas (Ver *Tabla 10*).

Tabla 9. Valores de carga muerta a ingresar en el programa.

CARGAS MUERTAS (Kgf/m²)			
NIVEL+5,00			
CUBIERTA (ALUTECHO -KUBIEC)		2,79	Kgf/m ²
NIVEL +2,50			
LOSA	bloque	80	Kgf/m ²
CARGA PERMANENTE	enlucidos	44	Kgf/m ²
	masillados	44	Kgf/m ²
	recubrimientos	44	Kgf/m ²
	mampostería	200	Kgf/m ²
CARGA MUERTA TOTAL		414,79	Kgf/m ²

Fuente: Aguilar, P. 2019

Tabla 10. Valores de carga muerta total utilizada para prediseños

CARGAS MUERTAS (Kgf/m²)			
NIVEL+5,00			
CUBIERTA (ALUTECHO -KUBIEC)	2,79		Kgf/m ²
CORREAS TIPO "G" (DIPAC)	3,055		Kgf/m ²
VIGAS (20x25) cm	102,53		Kgf/m ²
NIVEL +2,50			
LOSA	Loseta (e=5cm)	120	Kgf/m ²
	Bloque (40x20x15) cm	80	Kgf/m ²
	Nervios (10 cm)	129,6	Kgf/ m ²
CARGA PERMANENTE	Enlucidos (e=2cm)	44	Kgf/ m ²
	Masillados (e=2cm)	44	Kgf/ m ²
	Recubrimientos (e=2cm)	44	Kgf/ m ²
	Mampostería	200	Kgf/ m ²
COLUMNAS (25x25) cm	61,3		Kgf/ m ²
VIGAS (20x25) cm	102,53		Kgf/ m ²
CARGA MUERTA TOTAL	933,81		Kgf/ m ²

Fuente: Aguilar, P. 2019

2.3.1.2 Análisis de Cargas Variables

En el módulo de viviendas se utilizaron los siguientes valores de cargas variables en viviendas y en cubierta, presentados en la *Tabla 11*.

Tabla 11. Carga según su ocupación o uso

Ocupación o Uso		Carga Uniforme (kN/m²)	Carga Uniforme (Tn/m²)
RESIDENCIAS	Viviendas (unifamiliares y bifamiliares)	2.00	0.2
	Multifamiliares	2.00	0.2
CUBIERTAS	Cubiertas planas, inclinadas y curvas	0.7	0.007

Fuente: NEC-SE-CG (Cargas No sísmicas)

La carga viva tiene un valor de 200 kgf/m² en los departamentos, y de 70 kgf/m² en la cubierta en caso de realizar mantenimiento o remodelación.

2.3.1.3 Análisis sísmico

Es indispensable realizar un análisis del comportamiento sísmico de la estructura, dado que Ecuador posee alto riesgo sísmico.

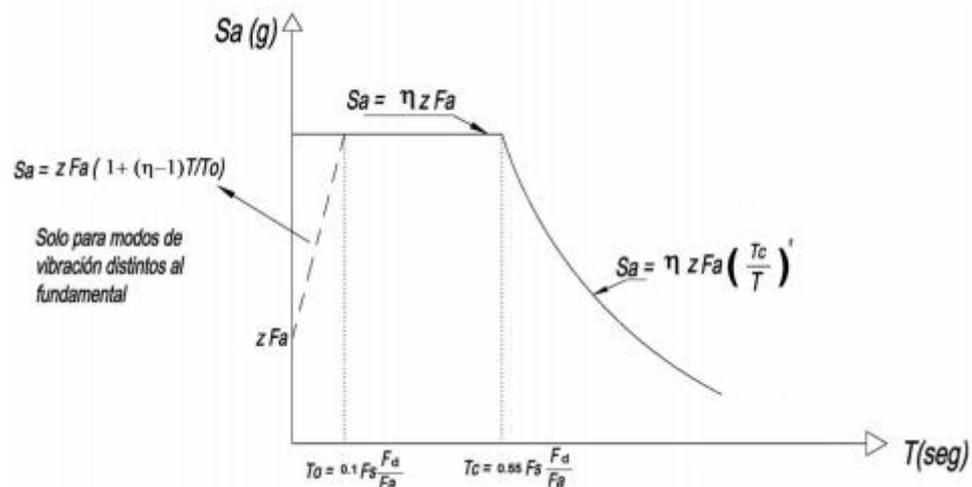
Para lo cual, la (NEC, 2015) presenta metodologías y requerimientos que se deben aplicar para un diseño sismorresistente en edificios y presenta dos métodos:

1. Análisis dinámico.
2. Cargas laterales estáticas equivalentes.

2.3.1.3.1. Análisis dinámico

Los métodos de este tipo de análisis son: análisis dinámico espectral y análisis dinámico paso a paso en el tiempo

En el presente trabajo el análisis dinámico será realizado en base al espectro sísmico de respuesta elástico y se utilizan varios parámetros:



Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Figura 6. Espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

2.3.1.3.1.1 Zonificación sísmica y factor de zona Z

El Ecuador se divide en seis zonas sísmicas, caracterizada por el factor de zona Z que representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño (NEC-SE-DS, 2015).

Atacames está dentro de la zona VI, que equivale a un valor de $Z=0,5g$.

Tabla 12. Poblaciones ecuatorianas y valor del factor Z

Población	Parroquia	Cantón	Provincia	Z
Atacames	Atacames	Atacames	Esmeraldas	0,5

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Tabla 13. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona Sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.3.1.3.1.2 Tipos de perfiles de suelos para el diseño sísmico

La (NEC-SE-DS, 2015) establece seis diferentes tipos de perfil de suelo en su sección 3.2.1, clasificados en A, B, C, D, E y F.

Para determinar el tipo de suelo en el que será implantado el módulo de departamentos, se utiliza los datos del estudio de suelos realizado en el lugar de implantación por B & H Constructores con fines académicos.

El tipo de suelo obtenido se detalla a continuación:

- El estrato competente de cimentación predominante en el área se estima como perfil tipo C. (B & H Constructores, 2016).

Conociendo el tipo de suelo, se determina los coeficientes de perfil de suelo: F_a , F_d , F_s , de acuerdo a las siguientes tablas (Ver *Tabla 14*, *Tabla 15* y *Tabla 16*).

- **Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto (Fa)**

Tabla 14. Tipo de suelo y factores de sitio Fa

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

- **Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca (Fd)**

Tabla 15. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

- **Comportamiento no lineal de los suelos (Fs)**

Tabla 16. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y 10.6.4					

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

➤ **Coefficientes de perfil de suelo obtenidos según Tabla 14, Tabla 15 y Tabla 16**

$$F_a = 1.18$$

$$F_d = 1.06$$

$$F_s = 1.23$$

2.3.1.3.1.3 Coeficiente de importancia en función de la categoría y uso de la estructura.

“El propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño” (NEC-SE-DS, 2015).

Para determinar el coeficiente de importancia de la estructura en estudio se hace referencia a la *Tabla 17*.

Tabla 17. Coeficiente de importancia

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coeficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

2.3.1.3.1.4 Espectro elástico de diseño.

El espectro de diseño debe desarrollarse para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico de 0.05.

El espectro se obtiene mediante la aplicación de la Ecuación 1 y Ecuación 2 para periodos de vibración (T) que se encuentran en dos rangos:

$$S_a = n Z F a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad \text{Ec. 1}$$

$$S_a = n Z F a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad \text{Ec. 2}$$

Donde:

η , Razón entre la aceleración espectral S_a (T=0.1s) y el valor de la aceleración sísmica máxima en el terreno para el periodo de retorno seleccionado.

Los valores de n dependen de la región del Ecuador.

$\eta = 1.80$; Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$; Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.60$; Provincias del Oriente

r, Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto.

$r = 1$ para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

$r = 1.5$ para tipo de suelo E

A continuación, se determinan los límites de periodo de vibración según la Ec. 3:

T, Periodo fundamental de vibración de la estructura

$$T = Ct * h_n^\alpha \quad \text{Ec. 3}$$

$$T = 0.055 * 6.70^{0.90}$$

$$T = 0.305 \text{ segundos}$$

Donde:

Ct, Coeficiente que depende del tipo de edificio. (obtenido de la Tabla 18)

hn, Altura máxima de la edificación de n pisos, medido desde la base de la estructura.

Tabla 18. Coeficiente Ct y α que dependen del tipo de edificio

Tipo de estructura	C _t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadoras	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadoras y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

To Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, de acuerdo a la Ec. 4.

$$T_o = 0.1 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 4}$$

$$T_o = 0.1 * 1.23 * \frac{1.06}{1.18}$$

$$T_o = 0.110 \text{ segundos}$$

Tc Periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

$$T_c = 0.55 * F_s * \frac{F_d}{F_a} \quad \text{Ec. 5}$$

$$T_c = 0.55 * 1.23 * \frac{1.06}{1.18}$$

$$T_c = 0.608 \text{ segundos}$$

Analizando los periodos de vibración se observa:

$$0 \leq T \leq T_c$$

$$0 \leq 0.305 \text{ seg} \leq 0.608 \text{ seg}$$

En la Tabla 19 se presentan los parámetros utilizados para el cálculo del espectro elástico de diseño y en la Tabla 20 se muestra la serie de puntos que se ingresan en el software de diseño estructural para diferentes periodos [T(s)] y Aceleraciones [A (m/s²)], y definir la gráfica característica del espectro elástico de diseño mostrado en la Figura 7.

Tabla 19. Factores para cálculo de espectro elástico

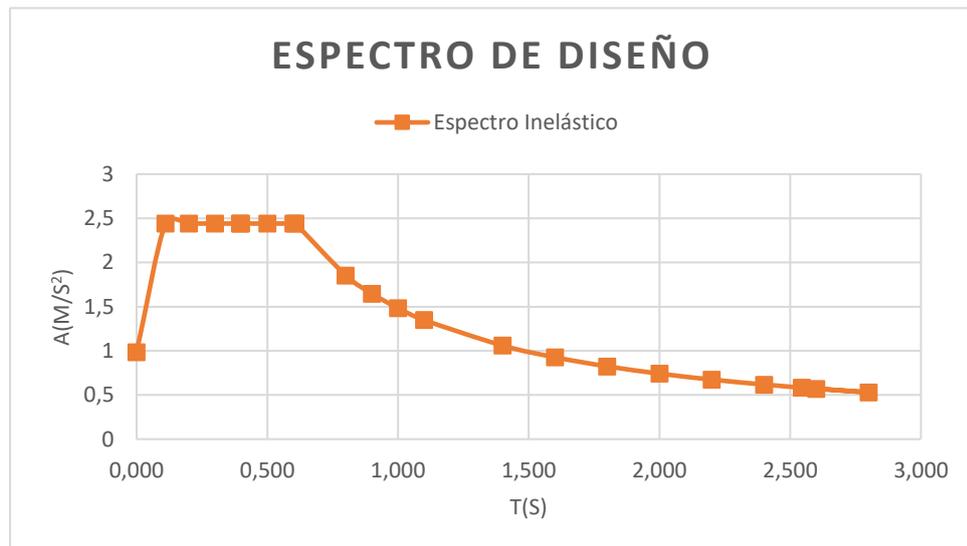
Tipo de Suelo:	C
n	2,48
Z	0,5
Fa	1,18
r	1
l	1
R	3
Ct	0.055
hn	6.70
α	0.9
T	0.305
To	0.110
Tc	0.608
TI	2.544

Fuente: Aguilar, P. 2019

Tabla 20. Valores de espectro de diseño

T (s)	A (m/s ²)
0,000	1,929
0,110	4,785
0,200	4,785
0,300	4,785
0,396	4,785
0,400	4,785
0,500	4,785
0,600	4,785
0,608	4,785
0,800	3,635
0,900	3,231
1,000	2,908
1,100	2,643
1,400	2,077
1,600	1,817
1,800	1,615
2,000	1,454
2,200	1,322
2,400	1,212
2,600	1,118
2,800	1,038
2,544	1,143

Fuente: Aguilar, P. 2019



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 7. Espectro de diseño

2.3.1.3.2. Análisis estático

2.3.1.3.2.1 Cortante Basal de diseño

Para determinar la cortante basal de diseño, se utiliza la Ec. 6 proporcionada por la norma (NEC-SE-VIVIENDA, 2015).

$$V = \frac{Z \times C \times W}{R} \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

V, Cortante basal

Z, Factor de zona que depende de la posición geográfica del proyecto y su correspondiente zona sísmica

C, Coeficiente de respuesta sísmica, obtenido según *Tabla 21*.

Tabla 21. Coeficiente de respuesta sísmica

Zona geográfica	C
Costa y Galápagos	2.4
Sierra y Oriente	3

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

W, Peso sísmico efectivo de la estructura, igual a la carga muerta total de la estructura. En el caso de estructuras de bodegas o de almacenaje, **W** se calcula como la carga muerta más un 50% de la carga viva de piso, según la (NEC-SE-DS, 2015).

Se toma el valor de la carga muerta de la estructura indicado en la *Tabla 9*

R, Factor de reducción de resistencia sísmica; se debe adoptar de los valores establecidos en la *Tabla 22*, según el sistema estructural adoptado. En este caso se considera que la estructura en análisis está conformada por secciones de

dimensión menor a la especificada en la (NEC-SE-HM, 2015), por lo que se toma un valor de $R=3$.

Tabla 22. Sistemas estructurales de vivienda resistentes a cargas sísmicas

Sistema Estructural	Materiales	Coficiente R	Limitación en altura (Número de pisos)
Pórticos resistentes a momento	Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NE-SE-HM, reforzada con acero.	3	2(b)
	Hormigón armado con secciones de dimensión menor a la especificada en la NE-SE-HM, con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2,5	2

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Mediante los parámetros establecidos, se calcula el cortante basal de la estructura con la Ec. 6.

Cabe recalcar que se ha utilizado únicamente como peso reactivo, la carga muerta total que se muestra en la *Tabla 10*, sin incluir porcentaje de carga viva, de acuerdo a la norma (NEC-SE-DS, 2015).

Obteniendo el siguiente valor como cortante basal estático (Ver *Tabla 23*):

Tabla 23. Cortante basal estático

Cortante Basal	
R	3
Z	0,5
C	2,4
W (Ton)	208.11
V (Ton)	83.247

Fuente: Aguilar, P. 2019

2.3.2 Consideraciones para el prediseño en hormigón armado.

Previo al modelamiento de la estructura se procede al predimensionamiento de los diferentes elementos estructurales.

Para el prediseño, en hormigón armado se tomaron las dimensiones mínimas especificadas en el capítulo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-VIVIENDA, 2015), dado que se ajusta a las características arquitectónicas de la estructura en estudio, en la cual se especifica las siguientes secciones mostradas en la *Tabla 24*

Tabla 24. Requisito mínimos en función del número de pisos de la vivienda con pórticos de hormigón y losas

Número de pisos de la vivienda	Elemento	Luz máxima (m)	Altura total de entrepiso máxima (m)	Sección mínima base x altura (cm)	Cuantía longitudinal mínima de acero laminado en caliente	Refuerzo de acero laminado transversal mínimo (estribos)
2	Columnas	4	2,5	Piso 1:	1%	Diámetro 8 mm @ 10 cm
				25 x 25		
	Piso 2:			14/fy sup 14/fy inf	Diámetro 8 mm @ 5 cm en L/4 (extremos) y 10 cm (centro)	
	20 x 20 20 x 20 (b)					
Vigas						

Fuente: NEC-SE-VIVIENDA

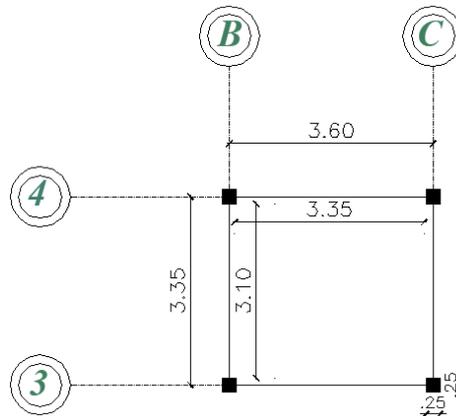
b) La dimensión se refiere a vigas banda.

2.3.2.1 Prediseño de Losas

Se determina si la losa debe ser diseñada a una o dos direcciones, para lo cual se toma del tablero más crítico, la relación entre la dimensión más larga (3.60)m y la dimensión más corta (3.35)m, la misma que al ser menor a 2 cumple como losa en dos direcciones (Ver *Figura 8*).

Se determina si la losa debe ser diseñada a una o dos direcciones, para lo cual se toma del tablero más crítico, la relación entre la dimensión más larga (3.60)m y la

dimensión más corta (3.35)m, la misma que al ser menor a 2 cumple como losa en dos direcciones (Ver Figura 8).



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 8. Panel crítico de losa para predimensionamiento

Posterior al análisis de la distribución de cargas en la losa, se determina la altura de la losa de acuerdo al (ACI 318, 2014), en la sección 8.3.1.2 proporciona la siguiente fórmula:

Se asume un valor de $\alpha_m < 2$ que considera vigas peraltadas.

$$h_{min} = \frac{\ln \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \geq 90\text{mm} \quad \text{Ec. 7}$$

$$h_{min} = 8.06\text{cm}$$

$$\therefore h_{min} = 9\text{cm}$$

Donde:

h_{min} , Altura mínima de losa maciza

l_n , Luz libre en la dirección larga, medida de cara a cara de las vigas (mm)

f_y , Esfuerzo de fluencia del acero en Kgf/cm^2

B, Relación de la luz libre en la dirección larga a la luz libre en la dirección corta de la losa.

La fórmula de altura mínima hace referencia al espesor de una losa maciza, por lo que es necesario definir su equivalencia en una losa alivianada. Para lo cual se considerará una losa alivianada con disposición (40-10-40) indicada en la *Figura 9*, y se trabajará con un espesor de 20cm, del cual después de analizar su inercia centroidal en X se obtiene su espesor en losa maciza de 14.50cm (Ver *Tabla 25*).

Tabla 25. Altura equivalente de losa

Losa Maciza h (cm)	Losa Alivianada h (cm)
14.5 cm	20.00

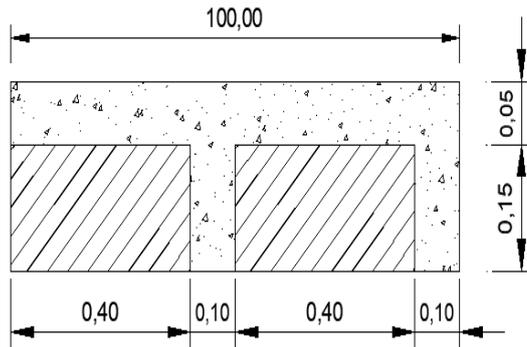
Fuente: Aguilar, P. 2019

$$\therefore h_{\text{losa maciza}} = 14.5 \text{ cm} > h_{\text{mínima en losa maciza}} = 9 \text{ cm}$$

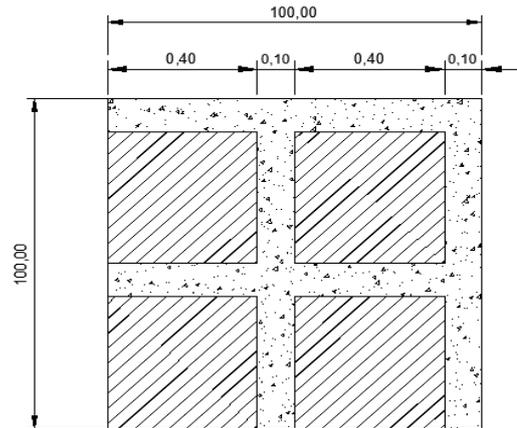
Cumple espesor mínimo

Se evidencia que el espesor en losa maciza obtenido es mayor a la altura mínima (9 cm), por tanto, se trabajará con un espesor de losa de 20 cm. Posteriormente será verificado que cumpla con los requisitos mínimos de rigidez y resistencia para considerar este espesor como definitivo.

La losa está constituida por carpeta de compresión de 5 cm de altura, los nervios tienen una dimensión de 10 cm de ancho por 15 cm de altura y se usaran bloques alivianados de 15 cm. En la *Figura 9* y *Figura 10* se muestra un detalle en planta y en elevación de la losa alivianada.



Fuente: Aguilar, P. 2019
 Figura 9. Detalle de losa en elevación



Fuente: Aguilar, P. 2019
 Figura 10. Detalle de losa en planta

2.3.2.2 Prediseño de Vigas

De acuerdo a la *Tabla 24* se parte de dimensiones mínimas de viga de 20 x 20 cm para las dos plantas, sección que puede variar de acuerdo a la carga actuante y criterios del diseñador.

Adicionalmente, estas vigas serán modeladas en el software de diseño estructural para un posterior análisis y determinar la sección definitiva a la cual se le dispondrá de armados no menores al mínimo.

2.3.2.3. Prediseño de columnas

Se tomó como sección de prediseño de columnas, las dimensiones mínimas que indica la Norma (NEC-SE-VIVIENDA, 2015) de acuerdo a la *Tabla 24*.

Sección de columna asumida: **25 x 25 cm.**

2.4 Creación del modelo estructural en hormigón armado.

Una vez realizado el prediseño de los elementos estructurales se procede a generar el modelo estructural en hormigón armado para llevar a cabo los diseños definitivos en base a los resultados obtenidos.

La modelación consiste en reproducir la geometría de cada estructura con las propiedades y características de los materiales, así como las cargas actuantes sobre la estructura y analizar el comportamiento de esta.

2.4.1 Descripción del programa computacional Autodesk Robot Structural Analysis 2019.

“Autodesk Robot Structural 2019, es un software diseñado para realizar cálculos de estructuras en un entorno amigable, ideal para profesionales y estudiantes del área de ingeniería estructural” (Villaruel Bejarano, 2016).

El programa proporciona herramientas para realizar diferentes análisis como: estático, líneas de influencia, análisis dinámico, modal, espectral, entre otros.

Permite al usuario trabajar con una colección de normas de diseño internacionales de acero, madera y hormigón.

El presente trabajo, no tiene por objetivo analizar detalladamente la función del programa como tal, será usado únicamente como herramienta de cálculo, por lo que el ingreso de información y su configuración respectiva se hará de forma abreviada.

2.4.2 Modelado de la estructura en hormigón armado en Autodesk Robot Structural Analysis 2019.

Cabe mencionar que por derechos de autor el programa es utilizado con finalidad académica, con licencia estudiantil No: 901-00211938.

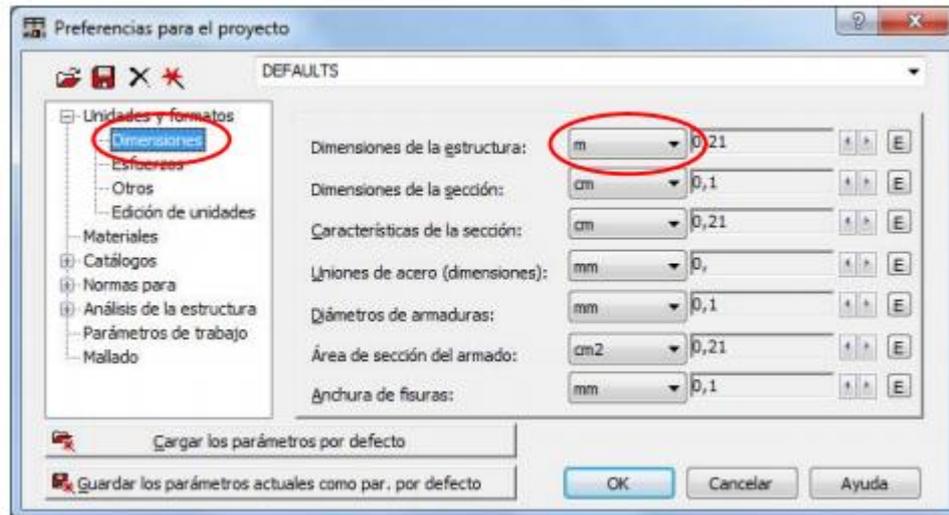
2.4.2.1 Configuración inicial del modelo en hormigón armado

El material de la estructura a modelar es de hormigón armado, las propiedades de sus componentes fueron previamente definidos:

- **Resistencia a compresión del hormigón:** $f'c = 240 \text{ kgf/cm}^2$
- **Fluencia del acero:** $Fy = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

2.4.2.1.1. Preferencias para el proyecto

En la opción “preferencias para el proyecto”, se configuran las unidades para dimensiones y esfuerzos, así como el material, las normas y el acero a utilizar. (Ver *Figura 11*)

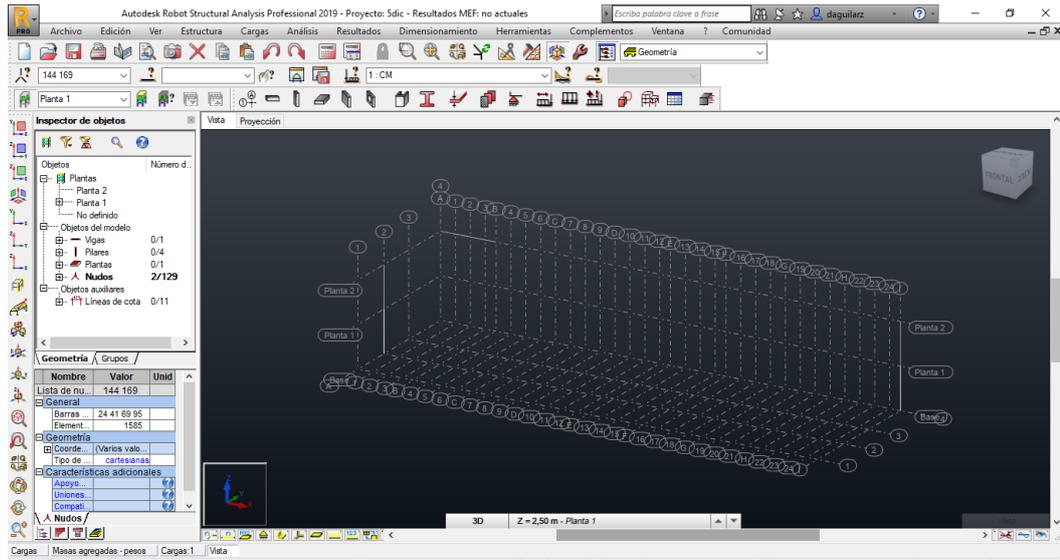


Fuente: (Villarroel Bejarano, 2016)
Figura 11. Configuración inicial en el programa

2.4.2.1.2 Líneas de construcción

“Las líneas de construcción son ayudas gráficas que el programa nos ofrece para dibujar con exactitud la estructura además de facilitarnos la navegación controlada por cada pórtico. Estas líneas funcionan como si se tratara de los ejes de replanteo”. (Villarroel Bejarano, 2016)

Se dibujan las grillas de construcción con precisión para implantar la estructura de forma correcta de acuerdo a los planos arquitectónicos previamente establecidos. (Ver *Figura 12*)



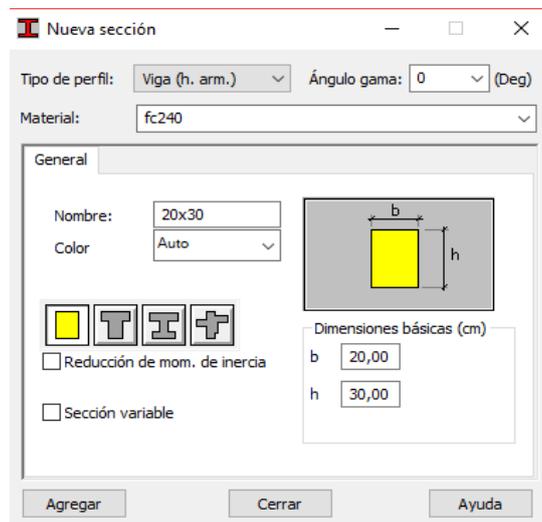
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 12. Grillas de construcción

2.4.2.1.3 Creación de sección de viga

De acuerdo al prediseño, la sección de viga es de 20 x 30 cm en los ejes X y Y. (Ver

Figura 13)

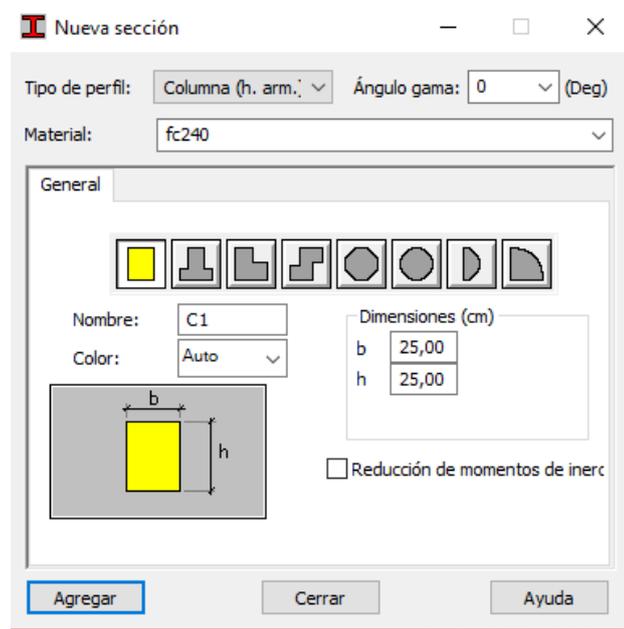


Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 13. Sección de viga

2.4.2.1.4. Creación de sección de columna

Como se mencionó anteriormente, las columnas tendrán una sección mínima de 25 x 25 cm. (Ver *Figura 14*).

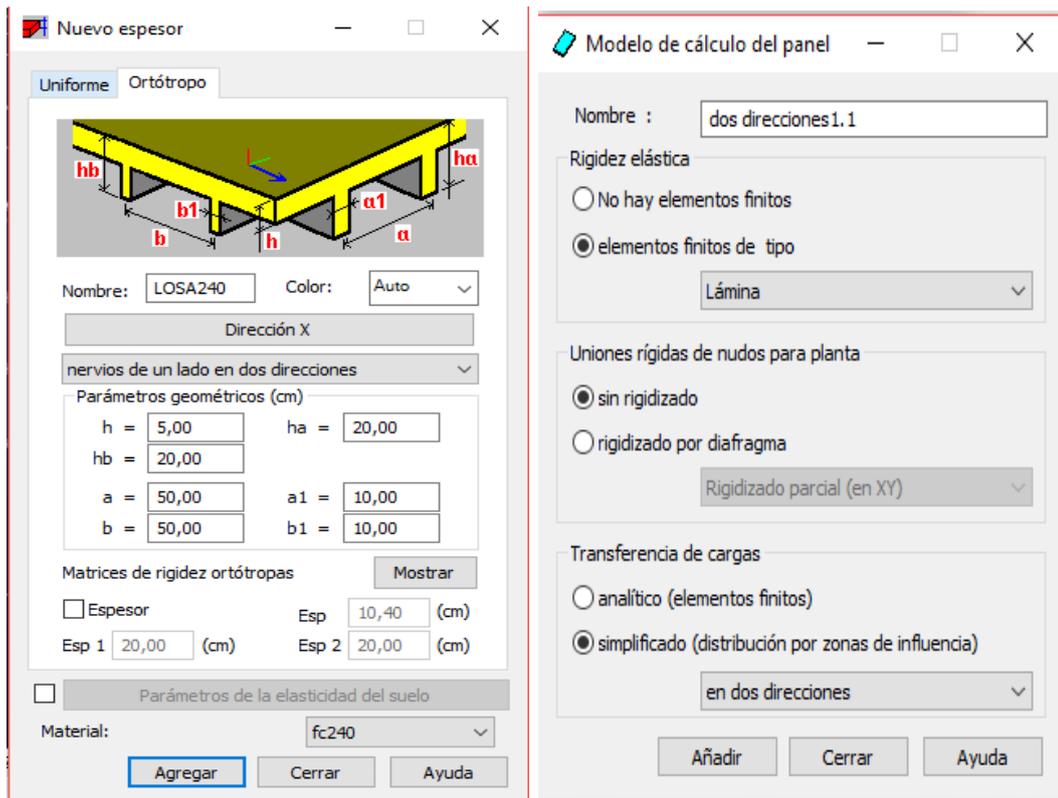


Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 14. Sección de columna

2.4.2.1.5. Creación de espesor de losa

La losa es nervada y según el prediseño se determinó que ésta tendrá una altura $h = 20$ cm, con nervios de 0.10×0.20 m. Se la representa en forma de viga T con espaciados de 0.50 m. (Ver *Figura 15*)



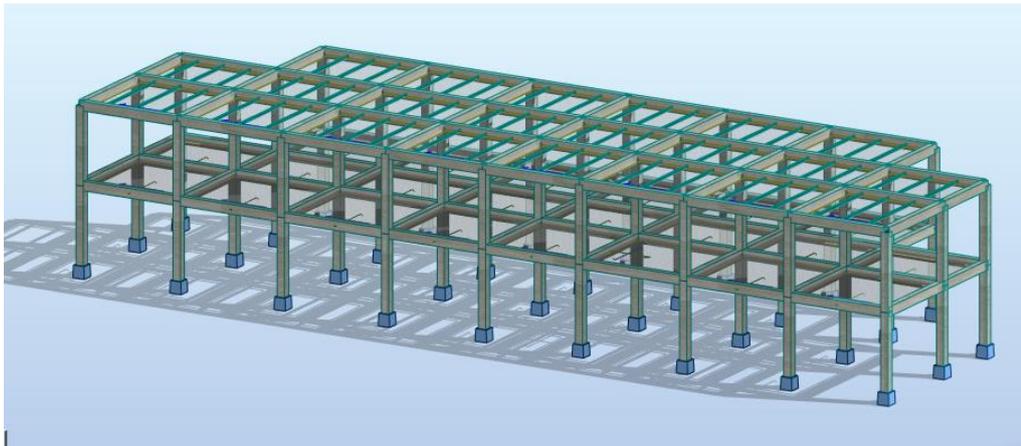
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 15. Modelo de cálculo del panel de losa

2.4.2.1.6. Creación de condiciones de apoyo

Los apoyos empotrados restringen el movimiento de los nodos como se muestra en la Figura 16.

2.4.2.2. Generación del modelo



Fuente: Aguilar, P. 2019

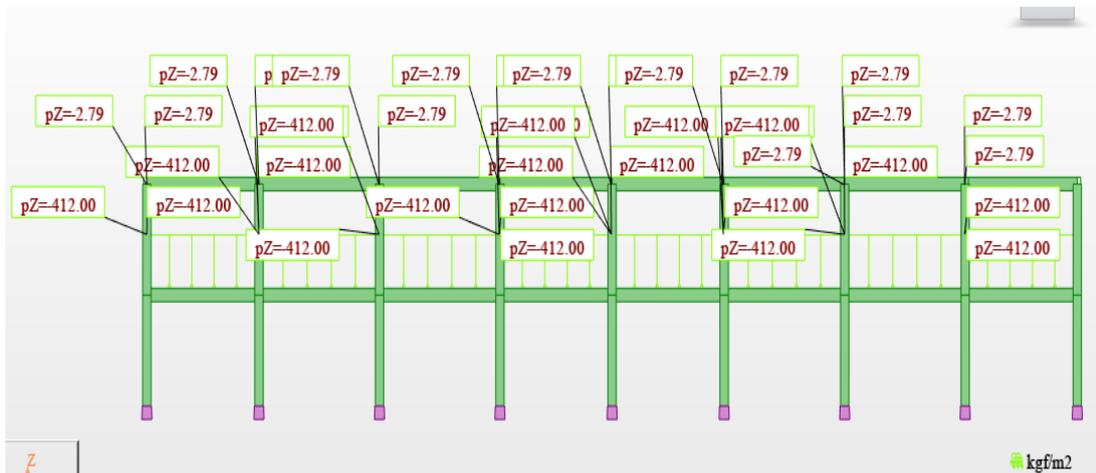
Figura 16. Ingreso de la estructura

2.4.2.2.1. Asignación de cargas

Las cargas aplicadas a la estructura son:

- Carga muerta (valor indicado en la *Tabla 9* , ver *Figura 17*)
- Carga viva (valor indicado en la *Tabla 11*, ver *Figura 18*)

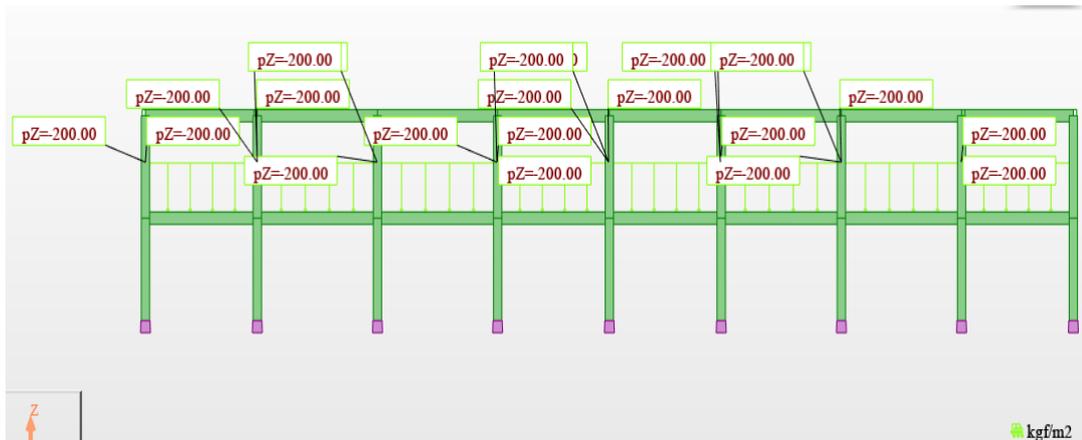
➤ Carga Permanente en la estructura



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 17. Carga muerta ingresada en kgf/ m² (pórtico representativo)

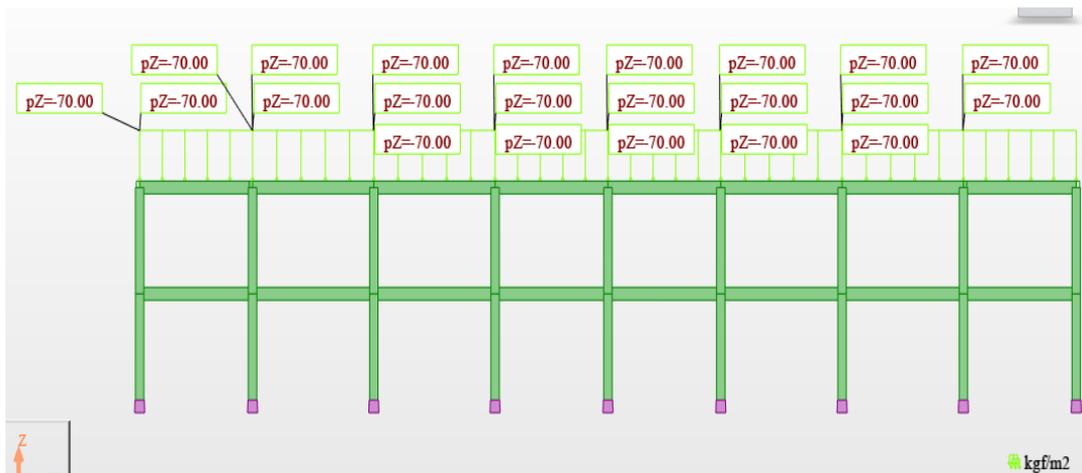
➤ **Carga Viva de vivienda**



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 18. Carga viva de vivienda ingresada en kgf/ m² (pórtico representativo)

➤ **Carga Viva en la cubierta**



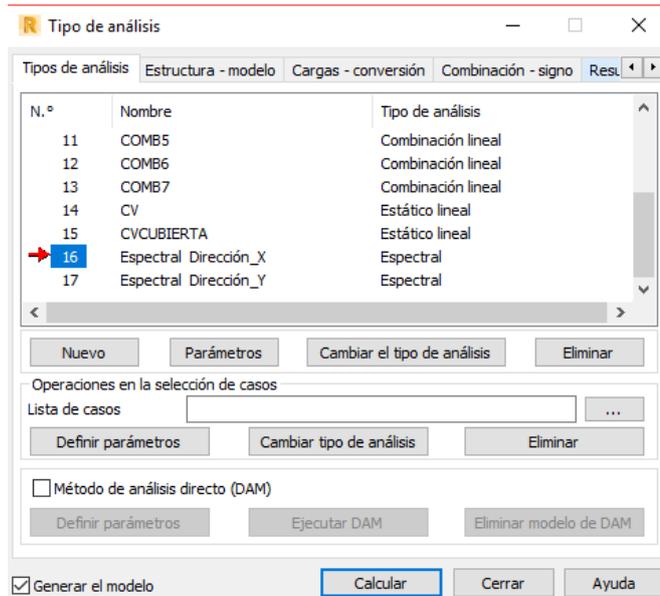
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 19. Carga viva en cubierta ingresada en kgf/ m² (pórtico representativo)

2.4.3 Generación de análisis modal y espectral

2.4.3.1 Creación de espectros de diseño

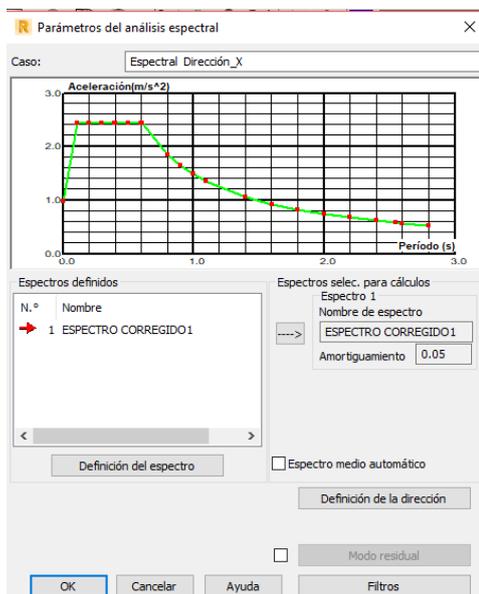
Una vez afinado el modelo y antes de crear las combinaciones de carga en Robot, primero se define el análisis modal para generar el caso de carga por sismo tanto en la dirección X e Y, para luego realizar el análisis espectral. (Ver Figura 20)



Fuente: Aguilar, P. 2019

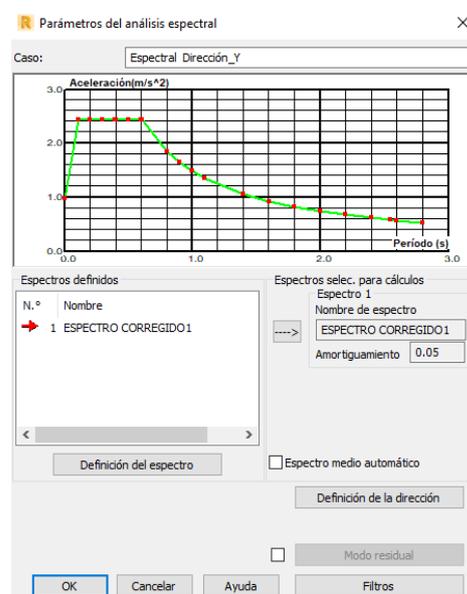
Figura 20. Creación de modales

Una vez generado el caso modal se crea los casos espectrales de análisis sísmico, de acuerdo a los parámetros especificados en la (NEC-SE-DS, 2015), se importan los valores obtenidos y se generaran los casos espectrales como se observa en la *Figura 21* y *Figura 22*.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 21. Espectro en X



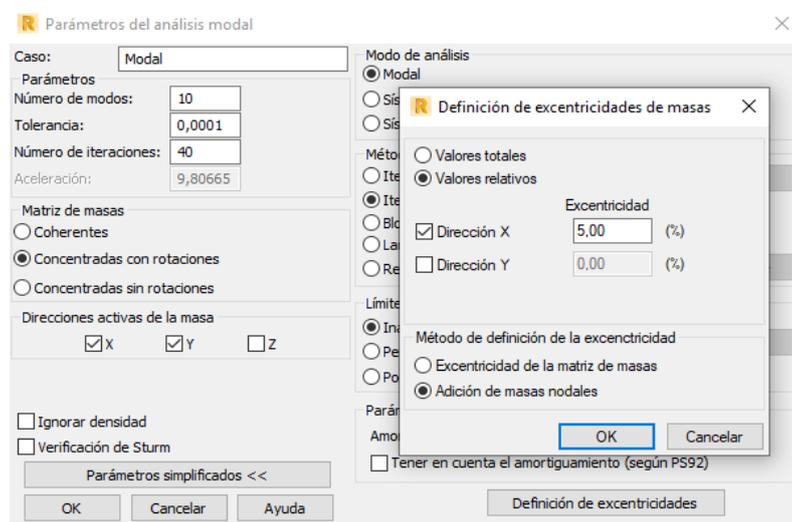
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 22. Espectro en Y

2.4.3.2 Excentricidad Accidental

Ante la acción sísmica se genera una vibración torsional que ocurre cuando el centro de masa de un edificio no coincide con su centro de rigidez. Ante esta acción, el edificio tiende a girar respecto a su centro de rigidez, produciendo incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos perimetrales de soporte de manera proporcional a sus distancias al centro de ubicación.

Por tal motivo, la norma ecuatoriana indica que “la masa de cada nivel debe considerarse como concentrada en el centro de masas del piso, pero desplazada de una distancia igual al **5% de la máxima dimensión del edificio** en ese piso, perpendicular a la dirección de aplicación de las fuerzas laterales bajo consideración, con el fin de tomar en cuenta los posibles efectos de torsión accidental, tanto para estructuras regulares como para estructuras irregulares”. (NEC-SE-DS, 2015, pág. 67)



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 23. Excentricidad accidental

2.4.3.3 Creación de combinaciones de carga

Por último, se genera los casos de carga que servirán para el análisis dinámico de la estructura, los cuales contienen las masas participativas en X e Y, y su respectivo espectro.

Se crea manualmente las combinaciones según la (NEC, 2015) como se presenta *Figura 24*.

Combinación	Nombre	Tipo de análisis	Tipo de	Naturaleza de caso	Definición
5 (C)	COMB1	Combinación lin	ELU	permanente	1*1.40
7 (C)	COMB2	Combinación lin	ELU	permanente	1*1.20+14*1.60+15*0.50
9 (C)	COMB3	Combinación lin	ELU	permanente	1*1.20+15*1.60+14*1.00
10 (C)	COMB4	Combinación lin	ELU	permanente	1*1.20+14*1.00+15*0.50
11 (C)	COMB5	Combinación lin	ELU	permanente	1*1.20+14*1.00
12 (C)	COMB6	Combinación lin	ELU	permanente	1*0.90
13 (C)	COMB7	Combinación lin	ELU	permanente	1*0.90

Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 24. Combinaciones de carga

2.5 Diseño sismorresistente de los elementos estructurales en hormigón armado

El diseño de estructuras de hormigón armado se fundamenta en el diseño por última resistencia, en donde los elementos llegan a un estado de falla. El método exige que la resistencia nominal o de diseño (ϕR_n) sea mayor o igual a la resistencia requerida (R_u).

$$\phi R_n \geq R_u \quad \text{Ec. 8}$$

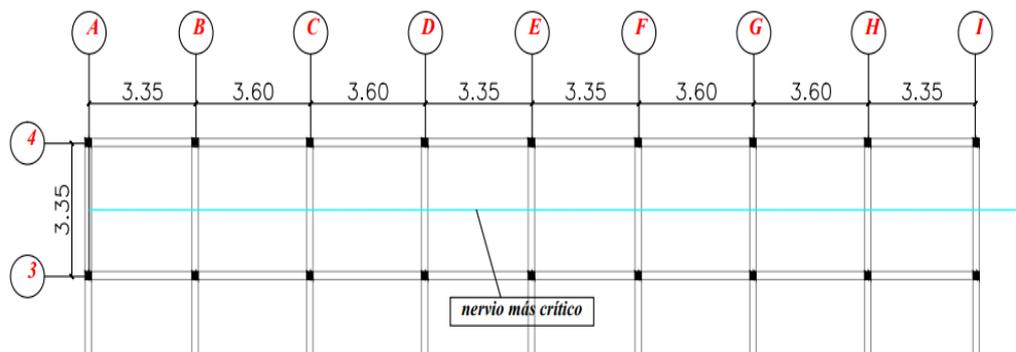
La resistencia nominal se modifica mediante un coeficiente de reducción de resistencia ϕ que resume los factores que podrían afectar la reducción del desempeño real de las secciones con respecto a las teóricas, los valores dependen del tipo de sollicitación y están indicados en la *Tabla 6*. La resistencia nominal está en función de la resistencia en fluencia del acero f_y , la resistencia a compresión del concreto f'_c y del acero colocado, mientras que la resistencia requerida se encuentra aplicando factores, mayores que la unidad, a las cargas realmente esperadas.

En este subcapítulo se realiza el diseño de todos los elementos estructurales que conforman el proyecto: vigas, columnas, losas alivianadas-

Se simplifican los diseños de cada elemento, analizando el más desfavorable y se verifica que la armadura no esté por debajo del mínimo admisible.

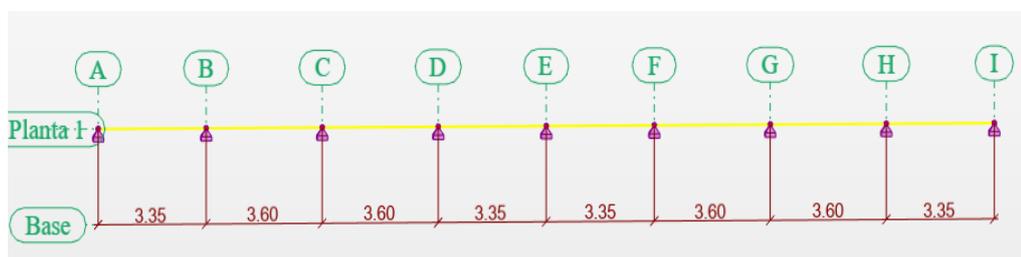
2.5.1 Diseño de losa alivianada

Las losas se diseñan como elementos sometidos a flexión dado que en ellas solo actúan cargas gravitacionales. Por consiguiente, se debe hacer una verificación por resistencia y rigidez, para lo cual se diseñará el nervio más largo ubicado entre los ejes 3 y 4 (Ver *Figura 25*).



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 25. Nervio crítico de losa



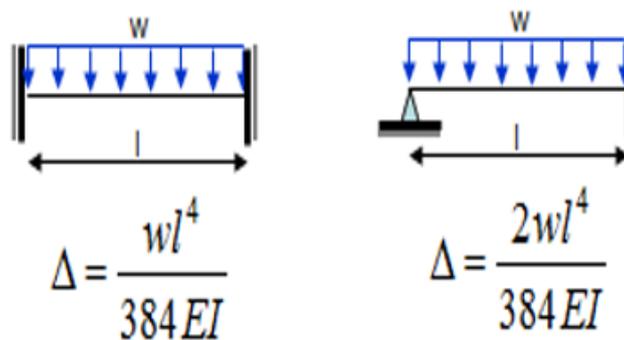
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 26. Análisis de nervio crítico

2.5.1.1 Distribución de cargas en el nervio de la losa

Para la distribución de cargas en el nervio más crítico de la losa, se parte de la premisa de que, en el punto de intersección del nervio en análisis, sus tramos en X y en Y, están conformados por un apoyo simple y un apoyo continuo por lo que **sus deflexiones máximas en el punto de confluencia serán iguales.**

De acuerdo a cada uno de los tramos en análisis la deflexión para cada eje se calculará dependiendo de los apoyos (Ver *Figura 27*).



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 27. Tipos de deflexiones máximas según condición de apoyo

Dado que las deflexiones máximas serán las mismas en los dos ejes de intersección del nervio, las expresiones generales para determinar las cargas actuantes en cada nervio se determinan de acuerdo a la Ec. 9 y Ec. 10, obteniendo los resultados de la Tabla 26.

EJE X

$$\Delta_x = \frac{Cx * Wx * Lx^4}{384 * E * I}$$

EJE Y

$$\Delta_y = \frac{Cy * Wy * Ly^4}{384 * E * I}$$

$$\Delta_x = \Delta_y$$

$$\frac{Cx * Wx * Lx^4}{384 * E * I} = \frac{Cy * Wy * Ly^4}{384 * E * I}$$

$$Wx = \frac{Cy * Wy * Ly^4}{Cx * Lx^4} \quad \text{Ec. 9}$$

$$Wy = \frac{Cx * Wx * Lx^4}{Cy * Ly^4} \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

Wx , Carga aplicada en el nervio del eje x

Wy, Carga aplicada en el nervio del eje y

C, Coeficiente que depende de la condición de apoyo del nervio en análisis.

L, Longitud del tramo más largo del nervio

Tabla 26. Repartición de cargas uniformemente distribuidas

		TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4	TRAMO 5	TRAMO 6	TRAMO 7	TRAMO 8
CARGA MUERTA	Wy [Kgf/m ²]	206,00	164,82	164,82	137,33	137,33	164,82	164,82	206,00
	Wy [Kgf/m]	103,00	82,41	82,41	68,67	68,67	82,41	82,41	103,00
	Wx [Kgf/m ²]	206,00	247,18	247,18	274,67	274,67	247,18	247,18	206,00
	Wx [Kgf/m]	103,00	123,59	123,59	137,33	137,33	123,59	123,59	103,00
CARGA VIVA	Wy [Kgf/m ²]	100,00	80,01	80,01	66,67	66,67	80,01	80,01	100,00
	Wy [Kgf/m]	50,00	40,01	40,01	33,33	33,33	40,01	40,01	50,00
	Wx [Kgf/m ²]	100,00	119,99	119,99	133,33	133,33	119,99	119,99	100,00
	Wx [Kgf/m]	50,00	59,99	59,99	66,67	66,67	59,99	59,99	50,00

Fuente: Aguilar, P. 2019

*Se considera una separación entre nervios de 0.5m

2.5.1.2. Diseño

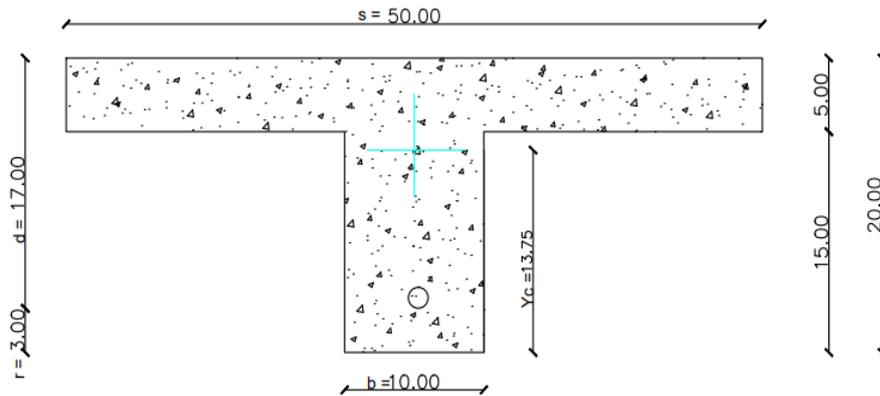
2.5.1.2.1. Cálculo del peralte del nervio

Se procede a la comprobación del espesor mínimo del nervio conociendo las características de la losa, presentadas en la *Tabla 27*.

Tabla 27. Características de la losa

<u>Características de la losa</u>	
Separación entre nervios (cm)	50
b (cm)	10
Recubrimiento (cm)	3
Altura útil "d" (cm)	17
Yc (cm)	13,75
Inercia (cm ⁴)	12708,33

Fuente: Aguilar, P. 2019



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 28. Dimensiones de nervio

Para la verificación de espesores admisibles del nervio, el Código (ACI 318, 2014) sugiere como valores mínimos los mostrados en la *Tabla 28*, que caracteriza a los

espesores mínimos de acuerdo a la condición de apoyo, donde ℓ es la longitud del tramo más desfavorable.

Tabla 28. Altura mínima de vigas no preesforzadas

Condición de apoyo	Altura mínima, h
Simplemente apoyada	$\ell/16$
Con un extremo continuo	$\ell/18,5$
Ambos extremos continuos	$\ell/21$
En voladizo	$\ell/8$

Fuente: (ACI 318, 2014)

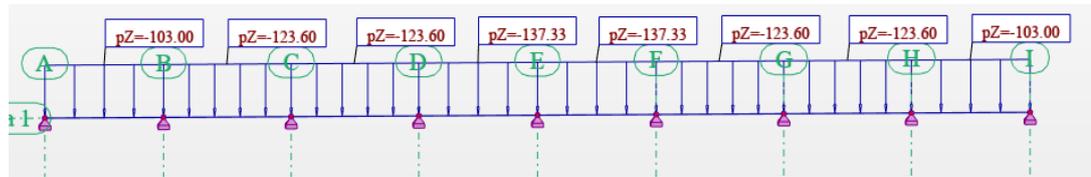
Tabla 29. Cálculo de espesor de nervio

Longitud del tramo (m)	3.60
$e = \ell / 18.5$	19.46 cm
$e = \ell / 21$	17.14 cm
Espesor de cálculo (cm)	19,46
Espesor asumido (cm)	20

Fuente: Aguilar, P. 2019

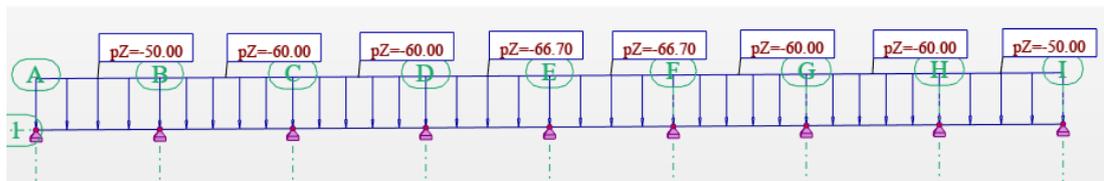
2.5.1.2.2 Diseño a flexión

Una vez determinadas las cargas a aplicar en cada tramo del nervio y conociendo su peralte, se procede a realizar el modelamiento estructural, para obtener los diagramas de corte y momento en el software de análisis estructural para el posterior cálculo de acero requerido.



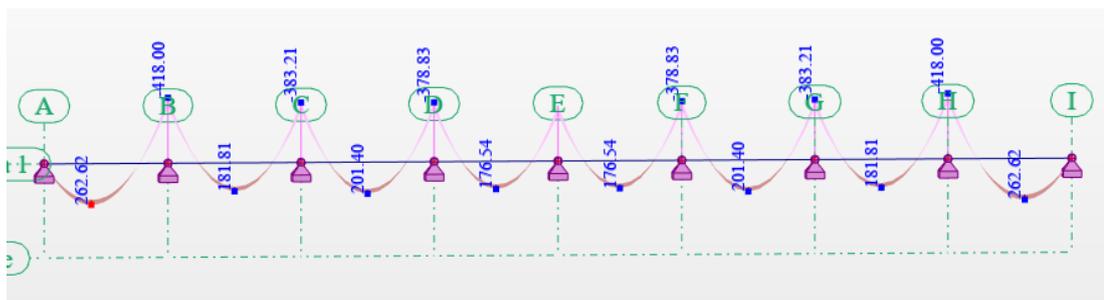
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 29. Aplicación de carga permanente



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 30. Aplicación de carga variable



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 31. Diagrama de Momentos obtenido por envolvente

Para determinar el área de acero requerido se utilizan fórmulas establecidas en la (NEC, 2015) en la sección 1.6.2.

$$A_s = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * M_u}{\phi * k * d * f_y}} \right) \quad \text{Ec. 11}$$

$$k = \frac{0.85 * f'c * b * d}{f_y} \quad \text{Ec. 12}$$

Donde:

A_s , Área de acero de refuerzo a flexión (m²).

- k,** Valor para determinación del área de acero de refuerzo a flexión (m²).
- f_y,** Fluencia del acero de refuerzo (MPa).
- f'c,** Resistencia a la compresión del hormigón (MPa).
- b,** Ancho de nervio (m).
- d,** Peralte útil (m).
- ϕ,** Factor de reducción de resistencia a flexión (ϕ = 0.90).
- Mu,** Momento mayorado en la sección (N*m).

Se verifica que el acero calculado cumple con los requerimientos de acero mínimo de la (NEC-SE-HM, 2015) en la sección 4.2.5, con la Ec. 13.

$$A_s \geq \max \left[\frac{1.4}{f_y} * b * d ; A_s \min = \frac{f'c}{4 f_y} * b * d \right] \quad \text{Ec. 13}$$

En la *Tabla 30* y *Tabla 31*, se comprueba que en todos los casos se cumple con los requerimientos del área mínima del acero de refuerzo, y que el nervio analizado cumple el criterio del método de última resistencia (momento resistente es mayor o igual al momento actuante).

Tabla 30. Acero requerido en el nervio (Tramo 1-4)

	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4		
	0,25m - 3,35m			3,60m - 6,95m			7,20m - 10,55m			10,80m - 13,90m		
	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu (Kgf*m)	0,00	262,13	418,00	418,00	181,81	383,21	383,21	201,40	378,83	378,83	176,54	353,0
As calculado (cm ²)	0	0,42	0,68	0,68	0,29	0,62	0,62	0,32	0,61	0,61	0,28	0,57
As mínimo (cm ²)	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57
As colocado (cm ²)	0,57	0,57	0,68	0,68	0,57	0,62	0,62	0,57	0,61	0,61	0,57	0,57
ϕ	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12						
ϕ Mn (kgf m)	676,99	716,81	676,99	676,99	716,81	676,99	676,99	716,81	676,99	676,99	716,81	676,9

Fuente: Aguilar, P. 2019

Tabla 31. Acero requerido en el nervio (Tramo 5-8)

	TRAMO 5			TRAMO 6			TRAMO 7			TRAMO 8		
	14,15m - 17,25m			17,50m - 20,85m			21,10m - 24,45m			24,70m - 27,80m		
	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu (Kgf*m)	353,07	176,54	378,83	378,83	201,40	383,21	383,21	181,81	418,00	418,00	262,13	0,00
As calculado (cm ²)	0,57	0,28	0,61	0,61	0,32	0,62	0,62	0,29	0,68	0,68	0,42	0
As mínimo (cm ²)	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57
As colocado (cm ²)	0,57	0,57	0,61	0,61	0,57	0,62	0,62	0,57	0,68	0,68	0,57	0,57
ϕ	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12	1 ϕ 12
ϕ Mn (kgf m)	676,99	716,81	676,99	676,99	716,81	676,99	676,99	716,81	676,99	676,99	716,81	676,9

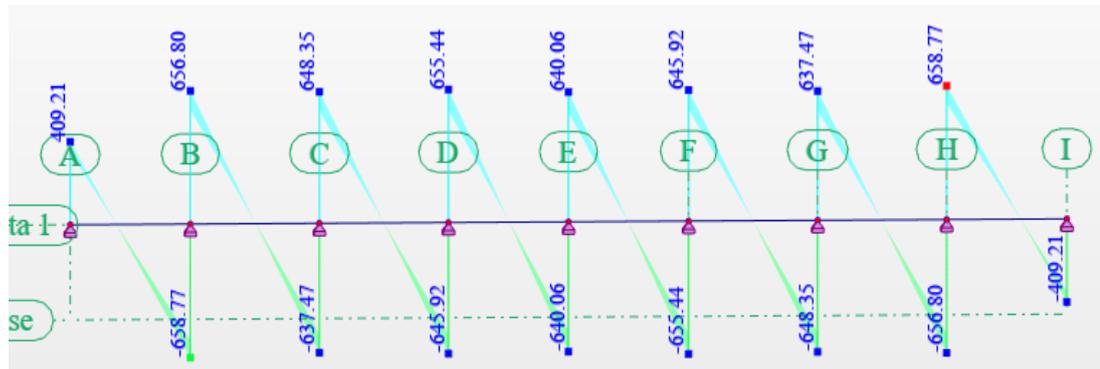
Fuente: Aguilar, P. 2019

2.5.1.2.3 Diseño por corte

Con los resultados del diagrama de corte obtenido del modelamiento estructural (Ver *Figura 32*), se determina el corte resistido por el concreto con la Ec. 14 y la separación de los macizados (s) fueron calculados a partir del eje del nervio, no desde la cara de la misma tomando en cuenta que si $V_c > V_u$, el macizado será de 10 cm. (ver *Tabla 32* y *Tabla 33*)

$$V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d * 1.1 \quad \text{Ec. 14}$$

$$\underline{V_c = 1151.56 \text{ kgf}}$$



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 32. Diagrama de Corte obtenido por envolvente

Tabla 32. Diseño por corte del nervio critico (Tramo 1-4)

	Apoyo 1 (izq)	Apoyo 1 (der)	Apoyo 2 (izq)	Apoyo 2 (der)	Apoyo 3 (izq)	Apoyo 3 (der)	Apoyo 4 (izq)	Apoyo 4 (der)
Vu (kgf)	409,21	658,77	656,8	637,47	648,35	645,92	655,44	640,06
Macizados	10	10	10	10	10	10	10	10

Fuente: Aguilar, P. 2019

Tabla 33. Diseño por corte del nervio critico (Tramo 5-8)

	Apoyo 5 (izq)	Apoyo 5 (der)	Apoyo 6 (izq)	Apoyo 6 (der)	Apoyo 7 (izq)	Apoyo 7 (der)	Apoyo 8 (izq)	Apoyo 8 (der)
Vu (kgf)	640,06	655,44	645,92	648,35	637,47	656,8	658,77	409,21
Macizados	10	10	10	10	10	10	10	10

Fuente: Aguilar, P. 2019

2.5.1.2.4. Verificación de Resistencia

La verificación por resistencia del nervio se lo hace comprobando que la altura requerida de la viga determinada por fórmulas proporcionada por el Código ACI al igualar las fuerzas de compresión y tracción, sea menor a la altura efectiva de la sección diseñada, utilizando la Ec. 15.

$$d \text{ requerido} = \sqrt{\frac{Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b * 0.189}} \quad \text{Ec. 15}$$

Donde:

- d requerido**, Altura requerida (cm)
- b**, Ancho de la viga (cm)
- ϕ , Factor de reducción de resistencia a flexión (0.9)
- Mu**, Momento mayorado (Kgf * cm)

Tabla 34. Verificación de resistencia en el nervio

<u>Chequeo por resistencia de la losa</u>	
Mu Max en el apoyo (Kgf.m)	418,00
d requerida (cm)	10,12
Mu Max en el tramo (Kgf.m)	262,13
d requerida (cm)	3,58

Fuente: Aguilar, P. 2019

La altura requerida del nervio se compara con el valor de altura efectiva indicado en la *Tabla 27*, se analizan los siguientes resultados:

$$d \text{ altura efectiva} = 17 \text{ cm} > d \text{ altura requerida en el apoyo} = 10.12 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$d \text{ altura efectiva} = 17 \text{ cm} > d \text{ altura requerida en el tramo} = 3.58 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Cumple condición de resistencia

2.5.1.2.5. Verificación de Rigidez

“Los miembros de concreto reforzado sometidos a flexión deben diseñarse para que tengan una rigidez adecuada con el fin de limitar cualquier deflexión o deformación que pudiese afectar adversamente la resistencia o el funcionamiento de la estructura” (ACI 318, 2014).

Existen dos tipos de deflexiones: deflexión instantánea y diferida en el tiempo. Las deflexiones instantáneas se originan por la aplicación de las cargas de diseño y las diferidas se originan en el transcurso del tiempo debido al flujo plástico del concreto y la retracción de los elementos.

Para la estructura en análisis, se determinarán las deflexiones en base a las fórmulas planteadas por el Código (ACI 318, 2014) en la sección 24.2.3.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] * I_{cr} \quad \text{Ec. 16}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} ; \quad f_r = 2 * \sqrt{f'c} \quad \text{Ec. 17}$$

$$M_a = \frac{M_{desf}}{FC} \quad \text{Ec. 18}$$

$$FC = \frac{1.2CM + 1.6CV}{CM + CV} \quad \text{Ec. 19}$$

$$I_{cr} = \frac{s * a^3}{3} + n * A_s * (d - a)^2 ; \quad n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Ec. 20}$$

Donde:

FC, Factor de transformación de criterio elástico a criterio de última resistencia.

CM, Carga muerta (kgf/m²).

CV, Carga viva o sobrecarga (kgf/m²).

- fr,** Resistencia promedio a la tracción por flexión (kgf/cm²).
- Yc,** Centro de gravedad en el eje “y” (cm).
- d,** Peralte útil (cm).
- s,** Ancho de la viga (cm).
- Mcr,** Momento de agrietamiento (kgf*m).
- Mdesf,** Momento más desfavorable (kgf*m).
- Ma,** Momento actuante (kgf*m).
- Es,** Modulo de elasticidad del acero
- Ec,** Módulo de elasticidad del hormigón
- As,** Área de acero de refuerzo a flexión adoptado (cm²).
- a,** Distancia comprimida (cm).
- Icr,** Inercia agrietada (cm⁴).
- Ie,** Inercia efectiva (cm⁴).
- I,** Inercia centroidal (cm⁴)

Se controlará la rigidez en el apoyo y en el tramo más desfavorable del nervio, para verificar el espesor de la losa nervada asumido de 20cm (Ver *Tabla 35*).

Tabla 35. Verificación de rigidez en el tramo del nervio

FC =	1,37	
Inercia (cm 4)		12708.33
Momento de agrietamiento Mcr (Kgf.m)		286,37
Momento del tramo más desfavorable (Kgf.m)		262.13
Momento actuante (Kgf.m)		191,34

La sección no se agrieta

Fuente: Aguilar, P. 2019

Se puede apreciar en los valores mostrados que la sección transversal en análisis no se agrieta ($M_{act} < M_{cr}$). No hace falta calcular la inercia agrietada en el tramo puesto que la sección no se agrietará en ese punto, dado que la inercia efectiva es igual a la Inercia centroidal (I).

A continuación, se realiza el mismo control en los apoyos (Ver *Tabla 36*).

Tabla 36. Verificación de rigidez en el apoyo del nervio

Momento de agrietamiento M_{cr} (Kgf.m)	630,01		
Momento del apoyo más desfavorable (Kgf.m)	418,00		
Momento actuante (Kgf.m)	305,11	La sección no se agrieta	

Fuente: Aguilar, P. 2019

2.5.1.2.5.1. Deflexiones admisibles

Las deflexiones no deben exceder los valores presentados en la *Figura 33*, según (ACI 318, 2014).

Miembro	Condición		Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas	Que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes		Deflexión inmediata debida a L , S y R	$l/180^{[1]}$
Entrepisos			Deflexión inmediata debida a L	$l/360$
Cubiertas o entrepisos	Soporten o están ligados a elementos no estructurales	Susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional) ^[2]	$l/480^{[3]}$
		No susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$l/240^{[4]}$

^[1] Este límite no tiene por objeto constituirse en una salvaguardia contra el empozamiento de agua. El empozamiento de agua se debe verificar mediante cálculos de deflexiones, incluyendo las deflexiones debidas al agua estancada, y considerando los efectos a largo plazo de todas las cargas permanentes, la contraflecha, las tolerancias de construcción y la confiabilidad en las medidas tomadas para el drenaje.

^[2] Las deflexiones a largo plazo deben determinarse de acuerdo con 24.2.4 y se pueden reducir en la cantidad de deflexión calculada que ocurra antes de unir los elementos no estructurales. Esta cantidad se determina basándose en datos de ingeniería aceptables correspondiente a las características tiempo-deflexión de miembros similares a los que se están considerando.

^[3] Este límite se puede exceder si se toman medidas adecuadas para prevenir daños en los elementos apoyados o ligados.

^[4] Este límite no puede exceder la tolerancia proporcionada para los elementos no estructurales.

Fuente: (ACI 318, 2014)

Figura 33. Deflexión máxima admisible calculada

- La deflexión se determinará considerando que la viga podría sufrir daños debido a grandes deflexiones, utilizando entonces la Ec. 21.

$$\Delta_{\text{admisible}} = \frac{L}{480} \quad \text{Ec. 21}$$

Donde:

- L** Longitud del tramo más largo de la viga (cm)
- $\Delta_{\text{admisible}}$** Deflexión admisible (cm)

- Para el cálculo de la deflexión total del elemento, se determinan dos tipos de deflexiones o flechas establecidos en el Código ACI318-2014:
 1. *Instantáneas*: producidas por las cargas de servicio en su totalidad (CP+CV)
 2. *Diferidas*: producidas por el 100 % de CP y el 20% de CV
- Se tomará en cuenta solo la inercia del tramo y la del apoyo continuo para tramos continuo-simple, obviando la inercia del apoyo simple.

El cálculo de las deflexiones se realiza en base a fórmulas empíricas propuestas por el ACI318 , determinando los valores de la *Tabla 37*.

$$W_{\text{instantanea}} = CP + CV \quad \text{Ec. 22}$$

$$W_{\text{diferida}} = CP + 0.2 * CV \quad \text{Ec. 23}$$

$$\Delta_{\text{instantánea}} = \frac{C * W_{\text{instantanea}} * L^4}{384 * E * I} \quad \text{Ec. 24}$$

$$\Delta_{\text{diferida}} = \frac{C * W_{\text{diferida}} * L^4}{384 * E * I} \quad \text{Ec. 25}$$

Donde:

- Δ ,** Deflexión instantánea o diferida (cm).
- C,** Coeficiente que depende de la condición de apoyo de la viga en análisis.

- W,** Carga uniformemente distribuida (permanente o variable), que actúa en la viga en análisis (kgf/cm); instantánea o diferida.
- L,** Longitud del tramo más largo de la viga(cm).
- EI,** Rigidez del elemento estructural (kgf*cm²).

Tabla 37. Control de deflexiones en el nervio

Cálculo de Deflexiones		
W instantánea (Kgf/m²)		374,7
le Tramo (cm⁴)	12708,33	
le Apoyo (cm⁴)	12708,33	
Tipo de tramo		continuo-simple
Inercia Total (cm⁴)	12708,33	
<u>Cálculo de deflexión instantánea</u>		
Longitud del tramo (cm)		360
Longitud del tramo (cm⁴)		16796160000
W (Kgf/cm²)		1,87
(W*L⁴) / (E*I)		10,66
Δ instantáneo (cm)		0,06
<u>Cálculo de deflexión diferida</u>		
W diferida (Kgf/m²)		294,7
Longitud del tramo (cm⁴)		16796160000
W (Kgf/cm²)		1,47
(W*L⁴) / (E*I)		8,38
Δ diferido (cm)		0,09
Δ Total (cm)		0,14
Δ Permitido (cm)		0,75

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$\Delta_{\text{total}} < \Delta_{\text{permitida}}$$

$$0.14 \text{ cm} < 0.75 \text{ cm}$$

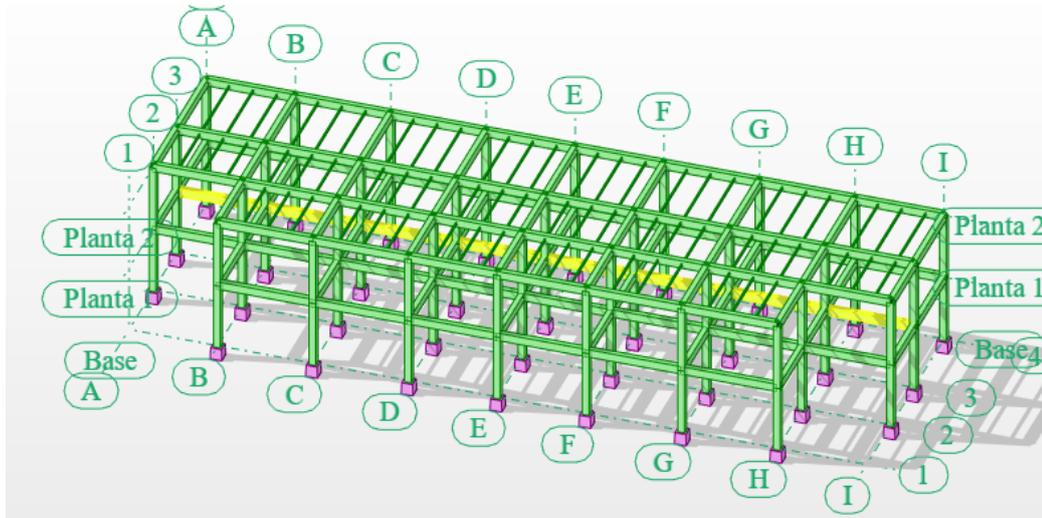


Cumple condición de rigidez

2.5.2 Diseño de vigas

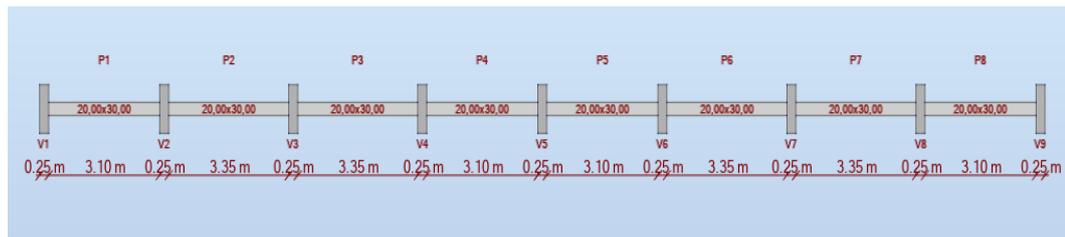
A partir de las secciones establecidas en el prediseño de vigas, el software de análisis estructural permitió determinar que las vigas presentaban fallas por corte, por lo que se aumentó la **sección a 20 x 30 cm** para las dos plantas. Dichas dimensiones cumplen con los requisitos mínimos establecidos en la (NEC-SE-VIVIENDA, 2015).

Para el respectivo diseño se consideró como viga representativa la viga del Eje 3, constituida por ocho tramos, de sección de 20 x 30 cm, ubicada en la planta baja por ser la más cargada .



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 34. Viga representativa



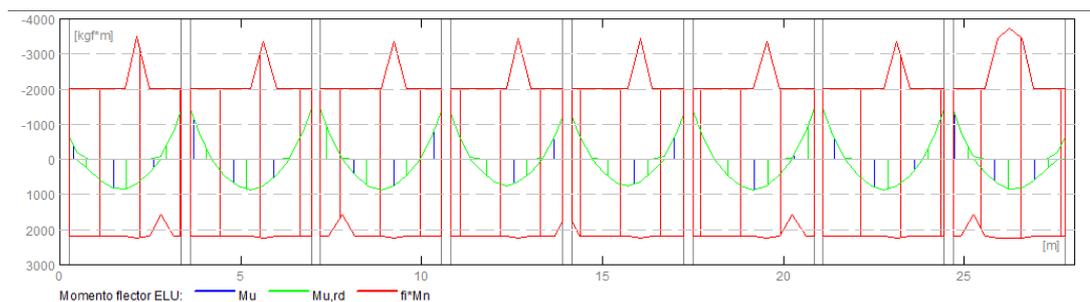
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 35. Sección viga representativa

2.5.2.1 Diseño por flexión

De acuerdo a lo explicado anteriormente en la sección 2.5, el diseño debe cumplir que **el momento resistente sea mayor o igual al momento actuante**.

En la *Figura 36* se muestran los diagramas de momento de la viga seleccionada para la envolvente de diseño, obtenidos del software de análisis estructural.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 36. Diagrama de Momentos de Viga representativa

El diagrama de momentos permite determinar el acero requerido en la viga como se muestra en la *Tabla 38* y *Tabla 39*.

Tabla 38. Acero requerido (tramos 1-4)

	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3			TRAMO 4		
	0,25m - 3,35m			3,60m - 6,95m			7,20m - 10,55m			10,80m - 13,90m		
	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu (Kgf*m)	657,89	855,73	1397,43	1431,78	868,65	1464,72	1459,64	873,11	1387,63	1303,75	747,30	1212,62
k	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026
As calculado (cm²)	0,65	0,85	1,41	1,44	0,87	1,48	1,47	0,87	1,4	1,31	0,74	1,22
As mínimo (cm²)	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
As colocado (cm²)	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
Φ	2φ12	2φ12	φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12

Fuente: Aguilar, P. 2019

Tabla 39. Acero requerido (tramos 5 - 8)

	TRAMO 5			TRAMO 6			TRAMO 7			TRAMO 8		
	14,15m - 17,25m			17,50m - 20,85m			21,10m - 24,45m			24,70m - 27,80m		
	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu (Kgf*m)	1223,12	747,55	1294,97	1386,76	873,36	1463,19	1458,34	868,41	1436,34	1406,20	855,52	650,69
k	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026	0,0026
As Calculado (cm²)	1,23	0,74	1,3	1,4	0,87	1,48	1,47	0,87	1,45	1,42	0,85	0,65
As mínimo (cm²)	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
As Colocado (cm²)	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	1,80
Φ	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12	2φ12

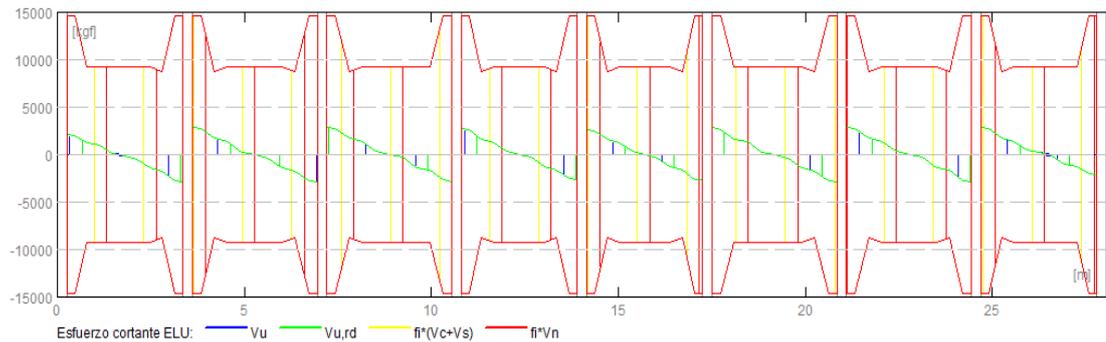
Fuente: Aguilar, P. 2019

|

2.5.2.2 Diseño por cortante

Por lo general la fuerza cortante requerida por las vigas es mayor a la capacidad cortante del hormigón, lo que exige refuerzos por corte.

En la *Figura 37* se muestran los diagramas de corte de la viga seleccionada para la envolvente de diseño



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 37. Diagrama de Corte de Viga representativa

El refuerzo transversal por corte (V_s) se calcula con la Ec. 26 y la resistencia al corte (V_c) con la Ec. 14, obteniendo los valores de la *Tabla 40* y *Tabla 41*.

$$V_s = \frac{A_v * 4200 * d}{s} \quad \text{Ec. 26}$$

Donde:

- V_s , Refuerzo transversal por corte.
- A_v , Área del refuerzo por corte.
- d , Altura efectiva.
- s , Separación entre estribos.

Tabla 40. Cortante en viga representativa (tramo 1- 4)

	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4	
	0,25m - 3,35m		3,6m - 6,95m		7,20m - 10,55m		10,80m-13,90m	
	Apoyo 1 Izq	Apoyo 1 Der	Apoyo 2 Izq	Apoyo 2 Der	Apoyo 3 Izq	Apoyo 3 Der	Apoyo 4 Izq	Apoyo 4 Der
Vu (kgf)	2126,36	2855,18	2867,85	2860,73	2858,89	2818,65	2705,87	2624,86
Vc (kgf)	4433,79	4433,79	4433,79	4433,79	4433,79	4433,79	4433,79	4433,79
Vs (kgf)	35625.66	35625.66	35625.6	35625.66	35625.66	35625.66	35625.66	35625.66

Fuente: Aguilar, P. 2019

Tabla 41. Cortante en viga representativa (tramo 5 - 8)

	TRAMO 5		TRAMO 6		TRAMO 7		TRAMO 8	
	14,15m - 17,25m		17,50m - 20,85m		21,10m-24,45m		24,70m- 27,80m	
	Apoyo 5 Izq	Apoyo 5 Der	Apoyo 6 Izq	Apoyo 6 Der	Apoyo 7 Izq	Apoyo 7 Der	Apoyo 8 Izq	Apoyo 8 Der
Vu (kgf)	2646,21	2686,1	2821,57	2858	2867,94	2858,02	2877,75	2077,7
Vc (kgf)	4433,79	4433,79	4433,79	4433,79	4433,79	4433,79	4433,79	4433,79
Vs (kgf)	35625.66	35625.66	35625.66	35625.66	35625.66	35625.66	35625.66	35625.66

Fuente: Aguilar, P. 2019

Se colocará refuerzo transversal por corte (V_s) cuando la fuerza cortante mayorada (V_u) exceda la resistencia al corte (V_c).

De acuerdo a la *Tabla 40* y *Tabla 41*, se evidencia que $V_u < V_c$ en todos los casos; por tanto **no se requiere de acero de refuerzo por corte** perpendicular al eje de la viga y se considera **colocar el acero mínimo** estipulado en la *Tabla 24*.

2.5.2.2.1 Corte por capacidad

Es importante realizar el diseño de los estribos por capacidad ya que se debe considerar que, al diseñar la viga con el acero de refuerzo longitudinal, se generan momentos en los extremos de la viga que producen doble curvatura, y que provocan fuerzas de corte hiperestáticas.

(NEC, 2015, pág. 32)

Este corte se obtiene con la Ec. 27.

$$V_p = \left(\frac{M_{i-} + M_{j+}}{L} ; \frac{M_{i+} + M_{j-}}{L} \right) \quad \text{Ec. 27}$$

Donde:

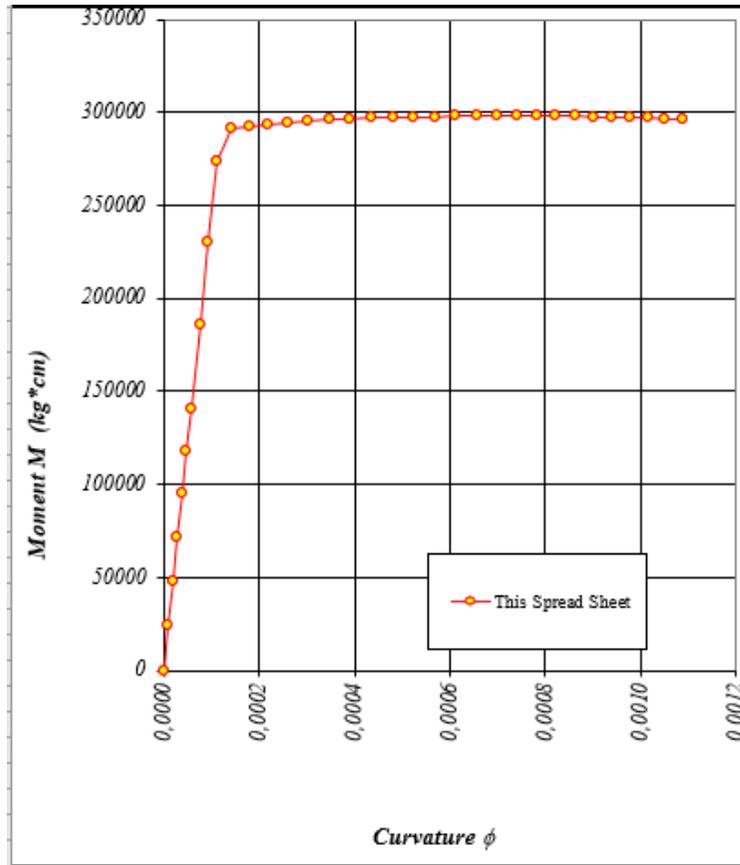
$M_{i-} + M_{j-}$, Momentos resistentes negativos inicial y final

$M_{i+} + M_{j+}$, Momentos resistentes positivos inicial y final

V_p , Corte probable

L , Luz libre de la viga

Los valores de momento resistente se obtienen de la *Figura 38*.



ec	M @ $h/2$	ϕ	c
0,00000	0	0,000000	
0,00005	24033	0,000010	5,15
0,00010	47854	0,000019	5,17
0,00015	71462	0,000029	5,18
0,00020	94856	0,000038	5,20
0,00025	118036	0,000048	5,22
0,00030	140997	0,000057	5,24
0,00040	186270	0,000076	5,27
0,00050	230655	0,000094	5,31
0,00060	274155	0,000112	5,34
0,00070	291181	0,000141	4,96
0,00080	292726	0,000179	4,47
0,00090	293849	0,000219	4,11
0,00100	294708	0,000261	3,83
0,00110	295426	0,000304	3,61
0,00120	296030	0,000348	3,45
0,00130	296544	0,000392	3,31
0,00140	296937	0,000437	3,21
0,00150	297296	0,000481	3,12
0,00160	297581	0,000525	3,05
0,00170	297828	0,000569	2,99
0,00180	297978	0,000613	2,94
0,00190	298152	0,000656	2,90
0,00200	298206	0,000699	2,86
0,00210	298207	0,000741	2,83
0,00220	298196	0,000782	2,81
0,00230	298097	0,000822	2,80
0,00240	297927	0,000862	2,78
0,00250	297738	0,000901	2,77
0,00260	297529	0,000939	2,77
0,00270	297273	0,000977	2,76
0,00280	297020	0,001014	2,76
0,00290	296698	0,001051	2,76
0,00300	296410	0,001087	2,76

Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 38. Momentos nominales de la viga en análisis

Posterior a esto se determina si el acero colocado tiene la capacidad suficiente de resistir hasta la máxima capacidad de la viga en base a la siguiente relación:

$$V_s > V_p$$

- Por consiguiente, reemplazando en la Ec. 27, se calcula el valor de corte probable:

$$V_p = \left(\frac{2964.10+2964.10}{3.36} ; \frac{2964.10+2964.10}{3.36} \right)$$

$$V_p = 1764.345 \text{ Kgf}$$

- Y de la Tabla 40 y Tabla 41 se determina el refuerzo por corte:

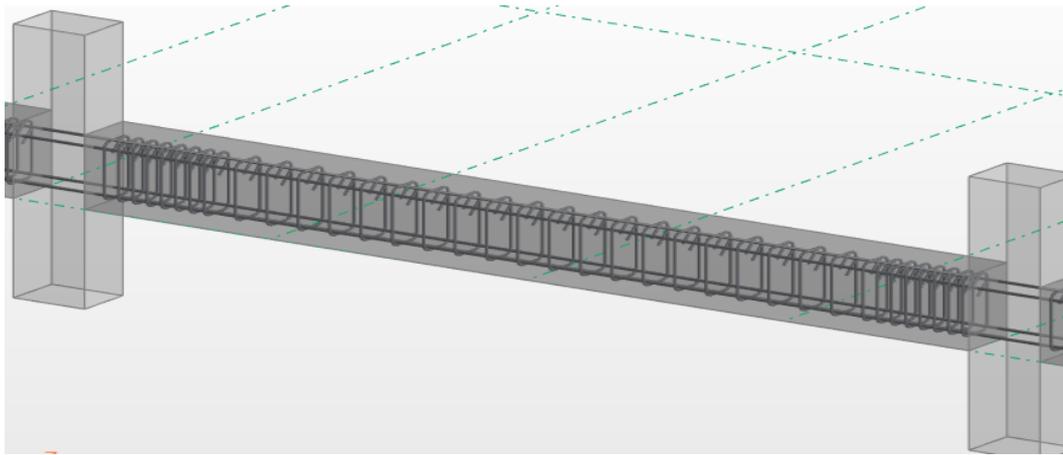
$$V_s = 35625.60 \text{ kgf}$$

- Determinando que el acero colocado cumple satisfactoriamente:

$$35625.60 \text{ kgf} > 1764.345 \text{ kgf} \quad \underline{\text{Cumple}} \quad \checkmark$$

2.5.2.3 Armado de vigas

Para el respectivo armado de las vigas se toma en cuenta los criterios establecidos en la Tabla 24, que indica que el refuerzo transversal mínimo sea de diámetro de $\phi 8$ mm con separación de 5 cm en los extremos y de 10 cm en el centro, cabe mencionar que cumpliendo lo establecido en la (NEC-SE-HM, 2015), en la sección 4.2.8, se debe utilizar como mínimo estribos de diámetro igual a $\phi 10$ mm. (Ver Figura 39)



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 39. Armado de viga

2.5.2.4 Verificación de resistencia

Al igual que en el diseño de la losa, se deben realizar los respectivos chequeos por rigidez y resistencia para lo cual se mantendrán los mismos criterios y fórmulas utilizadas en la sección 2.5.1, con la diferencia de la geometría de la viga que es en forma rectangular.

Tabla 42. Características de los materiales

Características de los materiales			
Altura efectiva d (cm)	27 cm		
f _c (Kgf/cm ²)	240		
f _y (Kgf/cm ²)	4200		
Valor de β	0,85		
Módulo de elasticidad del concreto E _c (Kgf/cm ²)	233928,2		
Módulo de elasticidad del acero E _s (Kgf/cm ²)	2100000		
Carga permanente (Kgf/m ²)	412	Carga permanente (Kgf/m)	1221,58
Carga variable (Kgf/m ²)	200	Carga variable (Kgf/m)	593
Ancho tributario (m)	2,965		
Longitud del tramo más desfavorable de la viga (m)	3,6		

Fuente: Aguilar, P. 2019

Tabla 43. Verificación de resistencia

<u>Chequeo por resistencia de la viga</u>	
<u>APOYO :</u>	
Mu Max en el apoyo (Kg*.m)	1464,72
b (cm)	20,00
h (cm)	30,00
d requerida (cm)	13,39
<u>TRAMO :</u>	
Mu Max en el tramo (Kgf*.m)	873,36
b (cm)	20,00
h (cm)	30,00
d requerida (cm)	10,34

Fuente: Aguilar, P. 2019

La altura requerida de la viga ha sido calculada con la Ec. 15 y comparada con el valor de altura efectiva indicado en la *Tabla 42*, se analizan los siguientes resultados:

$$d \text{ altura efectiva} = 27 \text{ cm} > d \text{ altura requerida en el apoyo} = 13.39 \text{ cm} \quad \checkmark$$

$$d \text{ altura efectiva} = 27 \text{ cm} > d \text{ altura requerida en el tramo} = 10.34 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Cumple condición de resistencia

2.5.2.5 Verificación de rigidez

Se controlará la rigidez en el apoyo y en el tramo más desfavorable de la viga, para lo cual se utilizarán las ecuaciones de la sección 4.4.1.2.5. (ver *Tabla 44*)

Tabla 44. Verificación de rigidez en el tramo de la viga

	FC=	1.34
	Recubrimiento (cm)	3
	b (cm)	20,00
	h(cm)	30,00
	Altura efectiva d (cm)	27
	Inercia (cm ⁴)	45000
	Momento de agrietamiento M _{cr} (Kgf.m)	929,52
	Momento del tramo más desfavorable (Kgf.m)	873.36
	Momento actuante (Kgf.m)	651,77

La sección no se agrieta

Fuente: Aguilar, P. 2019

El hormigón se agrieta si los momentos actuantes generados por las cargas de servicio son mayores al momento de agrietamiento. Se puede apreciar en la *Tabla 44* que la sección analizada no se agrieta ($M_{act} < M_{cr}$). Por tanto, no hace falta calcular el agrietamiento en el tramo puesto que la sección no se agrietará en ese punto.

A continuación, se realiza el mismo control en los apoyos.

Tabla 45. Verificación de rigidez en los apoyos de la viga

Recubrimiento (cm)	3	
b (cm)	20,00	
h(cm)	30,00	
d (cm)	27	
Inercia (cm ⁴)	45000	
Momento de agrietamiento M _{cr} (Kgf.m)	929,52	
Momento del apoyo más desfavorable (Kgf.m)	1464,72	
Momento actuante (Kgf.m)	1093,08	La sección se agrieta

Fuente: Aguilar, P. 2019

De la *Tabla 45* se observa que el Momento actuante (M_a) es mayor al Momento de agrietamiento (M_{cr}), lo que produce un agrietamiento del concreto y las deflexiones se ven afectadas por la disminución de la inercia de la sección debido al desplazamiento de su eje neutro; por tanto, se procede a realizar el cálculo de la profundidad del eje neutro agrietado (c), para así determinar la inercia efectiva en el apoyo (I_e) que contrarreste el agrietamiento, controlando que dicho valor sea menor a la Inercia centroidal ($I = 45000 \text{ cm}^4$) de la sección transversal en análisis ($I_e < I$) como se muestra en la *Tabla 46*.

Tabla 46. Inercia efectiva en el apoyo

Inercia de la sección agrietada			
n (Es/Ec)			8,98
As del Apoyo (cm²)			2,26
<u>cálculo de "a"</u>			
b/2	10		Discriminante
n*As	20,31228146		a 1 (cm)
n*As*d*(-1)	-548,4315994		a 2 (cm)
c (cm)	6,46		
Icr (Inercia Agrietada en cm⁴)		10366,82	
<u>Inercia a utilizar en el apoyo:</u>			
Ie (Inercia efectiva en cm⁴)		31663,27	
% de Inercia		70,36	

Fuente: Aguilar, P. 2019

Una vez determinada la Inercia efectiva se procede a chequear que las deflexiones de la viga cumplan con las deflexiones admisibles.

2.5.2.5.1 Deflexiones admisibles

Basándose en lo criterios mencionados en la sección 2.5.1 del diseño de losa, se obtienen los resultados de la *Tabla 47*.

Tabla 47. Verificación de deflexiones

<u>Cálculo de Deflexiones o Flechas</u>		
Ie Tramo (cm⁴)	45000,00	
Ie Apoyo (cm⁴)	31663,27	
Tipo de tramo		Continuo - simple
Inercia Total (cm⁴)		42999,49
<u>Cálculo de deflexión instantánea</u>		
Longitud del tramo (cm)		360
Longitud del tramo (cm⁴)		16796160000
W (Kgf/m) [CP +CV]		1964,58
Carga por tabiquería (Kgf/m)		593
(W*L⁴) / (E*I)		42,71
Δ instantáneo (cm)		0,22
<u>Cálculo de deflexión diferida</u>		
Longitud del tramo (cm⁴)		16796160000
Carga por tabiquería (Kgf/m)		593
W (Kgf/m) [CP +0,2 * CV]		1490,18
(W*L⁴) / (E*I)		34,78
Δ diferido (cm)		0,36
Δ Total (cm)		0,58
Δ Permitido (cm)		0,75

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$\Delta \text{ total} < \Delta \text{ permitida}$$

$$0.58 \text{ cm} < 0.75 \text{ cm}$$



Cumple condición de rigidez

2.5.2.6. Diseño por torsión

Los efectos de torsión podrán omitirse cuando el momento torsor mayorado T_u , sea menor o igual a la resistencia torsional crítica, T_{cr} , definida por las siguientes ecuaciones:

2.5.2.6.1. Cálculo del Momento torsor crítico

Para determinar el momento torsor crítico se hace uso de las siguientes fórmulas sugeridas por el Código (ACI 318, 2014):

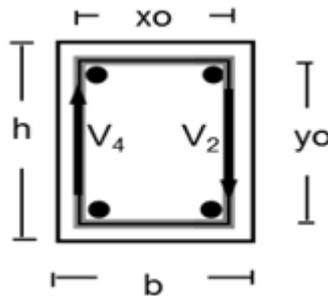
$$T_{cr} = \Phi * 0.27 * \sqrt{f'c} * \frac{Acp^2}{Pcp} \quad \text{Ec. 28}$$

$$Acp = Xo * Yo \quad \text{Ec. 29}$$

$$Pcp = 2 * (Xo + Yo) \quad \text{Ec. 30}$$

$$Xo = b - 2 * rec + \Phi * 2.54 \quad \text{Ec. 31}$$

$$Yo = h - 2 * rec + \Phi * 2.54 \quad \text{Ec. 32}$$



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 40. Gráfico de armadura espacial en torsión

Donde:

T_{cr} Momento torsor crítico o de agrietamiento

Φ Factor de resistencia a la torsión (0.75)

Acp Área resistente a torsión

Pcp Perímetro resistente a torsión

Del análisis por envolvente de cargas realizado en el software, se obtiene el momento torsor último ($T_u = 31.19 \text{ kgf m}$) el cual es comparado con el Momento Torsor crítico.

$$T_{cr} = 0.75 * 0.27 * \sqrt{240} * \frac{1946.36^2}{177.6}$$

$$T_{cr} = 656.774 \text{ kgm}$$

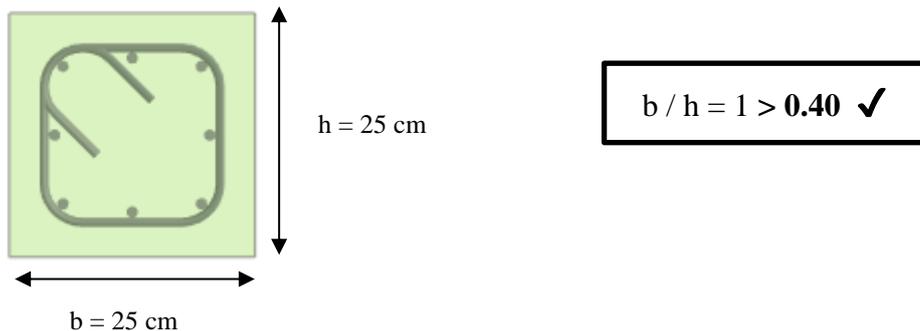
$$\therefore T_u = 31.19 \text{ kgf m} < T_{cr} = 656.774 \text{ kgf m}$$

No se requiere de acero por torsión

El momento torsor último al ser sumamente menor que el momento torsor crítico indica que no es necesario colocar acero por torsión.

2.5.3 Diseño de columnas

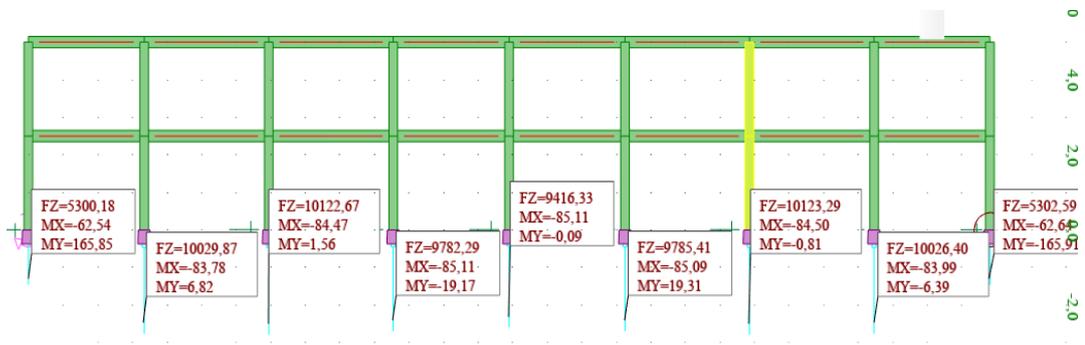
En la sección de predimensionamiento se plantearon columnas de 25 x 25 cm para los dos niveles de la estructura. La misma que cumple satisfactoriamente la relación entre la dimensión menor de la sección transversal y la dimensión en la dirección ortogonal mayor a 0.40 indicada en la norma (NEC-SE-HM, 2015).



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 41. Sección definitiva de columna

La columna a diseñar será la más desfavorable indicada en la *Figura 42*, ubicada entre los ejes 3 -G, siendo representativa de las demás.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 42. Columna representativa 3-G

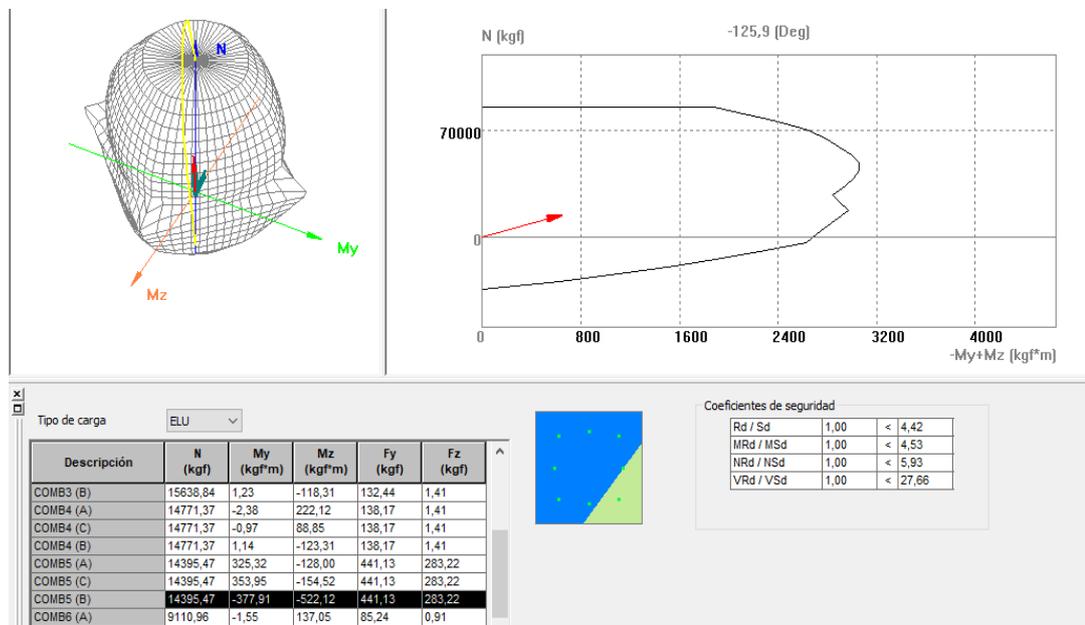
2.5.3.1 Resumen de cálculos

Tabla 48. Cargas y momentos actuantes sobre columna, planta baja.

CASO	N	Muy	Myl	Myi	Mzu
	kgf	kgf * m	kgf * m	kgf * m	kgf * m
1,4D	14172,61	-2,41	1,14	-0,99	213,2
1,2D+1,6L+0,5Lr	16108,83	-2,59	1,21	-1,07	248,28
1,2D+1,6Lr+L	15638,84	-2,3	1,23	-0,92	212,8
1,2D+L+0,5Lr	14771,37	-2,38	1,141	-0,97	222,12
1,2D+1,0E+L	14395,47	325,32	-377,91	141,89	-128
0,9D	9110,96	-1,55	0,73	-0,64	137,05
0,9D+1,0E	9129,37	326,18	-377,54	141,94	-217,3

Fuente: Aguilar, P. 2019

Γ_f : coeficiente de seguridad parcial



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 43. Diagrama de interacción de columna

Densidad del armado: $\mu = A_{sr}/A_g = 1,45 \%$

Armadura:

Barras principales (Grade 420):

- 8 $\phi 12$ l = 2,62 (m)

Armaduras transversales (Grade 420):

Estribos 24 $\phi 10$ l = 0,90 (m)

2.5.3.2 Diagrama de interacción

En la Figura 43 se muestra una superficie de interacción (Flexión Biaxial) con la cual se comprueba que la con la sección de 25 x 25 cm es suficiente para soportar las cargas a las cuales se encuentra sometida.

NOTA: Como se evidencia, los elementos horizontales y verticales cumplen los controles de resistencia y rigidez satisfaciendo los prediseños planteados previamente.

A continuación, se verifica el comportamiento dinámico de los mismos.

2.6 Análisis e interpretación de resultados

El análisis de los resultados consiste en verificar que los valores obtenidos sean los admisibles de acuerdo con la (NEC-SE-DS, 2015).

2.6.1 Revisión de periodos y modos de vibración.

La norma, en su sección 6.2.2 Inciso e, indica que se deben incluir todos los modos que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90% de la masa total de la estructura, en cada una de las direcciones horizontales principales consideradas. Como se muestra en la *Tabla 49* se cumple dicha especificación.

Tabla 49. Periodos y modos de vibración

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)
3/ 1	3,26	0,31	2,29	91,73	0,0
3/ 2	3,28	0,30	96,88	94,26	0,0
3/ 3	3,56	0,28	97,20	97,06	0,0
3/ 4	7,28	0,14	97,20	97,17	0,0
3/ 5	7,64	0,13	97,20	97,23	0,0
3/ 6	8,24	0,12	97,20	98,56	0,0
3/ 7	8,29	0,12	97,20	99,48	0,0
3/ 8	8,42	0,12	99,72	99,48	0,0
3/ 9	8,91	0,11	99,72	99,65	0,0
3/ 10	8,99	0,11	99,73	99,87	0,0

Fuente: Aguilar, P. 2019

- Se evidencia que el período fundamental de la estructura, obtenido bajo análisis modal, descrito como Método 2 en la (NEC-SE-DS, 2015), resulta ser de 0.31 segundos, comparado con el periodo fundamental calculado por el Método 1 de $T = 0.305$ segundos (Ver Anexo A); cumple con lo estipulado en dicha norma respecto a que el periodo de vibración calculado con el método 2 “no

debe ser mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1” (NEC-SE-DS, 2015, pág. 63).

$$\text{Periodo de vibración método 2} < 30\% \text{ Periodo de vibración método 1}$$

$$0.31 \text{ segundos} < 30\% (0.305 \text{ segundos})$$

$$0.31 \text{ segundos} < 0.396 \text{ segundos}$$

De lo que se concluye que los periodos de vibración son aceptables.

- Los valores UX(%) y UY(%), representan los porcentajes de masa participante en cada modo de vibrar. Se calculan hasta lograr el 90% de masa participante, teniendo así: 96.88 % en dirección Ux en el segundo modo de vibración y 91.73% en dirección Uy en el primer modo de vibración.

2.6.2. Derivas máximas

Las derivas se definen como el desplazamiento que existe entre dos niveles de piso consecutivos al aplicar fuerzas sísmicas.

La (NEC-SE-DS, 2015) indica que este límite depende del tipo de material predominante en la estructura y se expresa en el valor máximo de derivas de entrepiso permitidas como se indica en la *Tabla 50*, el valor de deriva máxima permisible de 0.02 en estructuras de hormigón armado.

Tabla 50. Derivas máximas permisibles

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente. (NEC-SE-DS, 2015)

El objetivo de establecer límites en el desplazamiento lateral es para restringir la demanda de ductilidad ante sismos severos y para evitar daños en los elementos no estructurales ante los sismos de menor magnitud.

Una de las normas que rige el presente trabajo (NEC-SE-VIVIENDA, 2015) , en la sección 3.1.1 menciona que el análisis de derivas de piso no es mandatorio para el tipo de estructura en análisis, pero por seguridad han sido analizadas los pórticos más representativos, dando los resultados de la *Tabla 51* y *Tabla 52*, comprobando que son menores a la deriva máxima permisible de 0.02 tanto en sismo en dirección X como en dirección Y, respectivamente.

Para tal fin, se obtienen los desplazamientos generados para cada piso de la estructura con ayuda del software estructural, que serán calculados para los estados de carga sísmica tanto en dirección X como en dirección Y, para el modo de vibración CQC (Combinación Cuadrática Completa).

Para la obtención de los resultados descritos, se aplicarán las siguientes expresiones detalladas en la NEC-SE-DS:

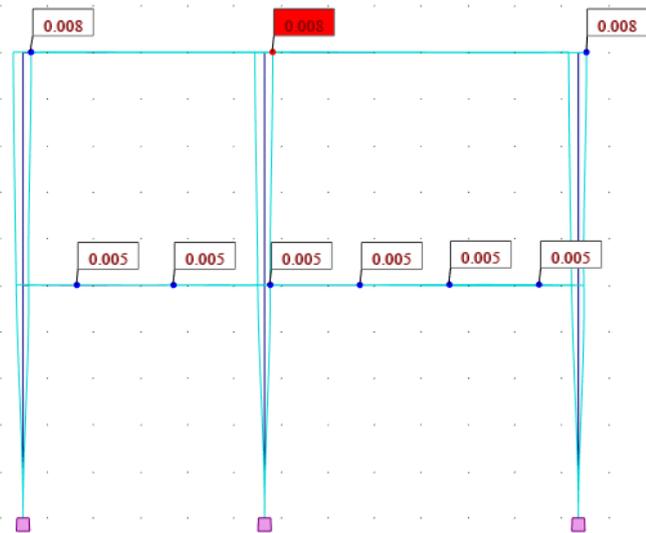
$$\Delta i = 0.75 * R * \Delta e \quad \text{Ec. 33}$$

$$\Delta e = \frac{\delta 2 - \delta 1}{H_i} \quad \text{Ec. 34}$$

Donde:

Δi , Deriva inelástica

Δe , Desplazamientos



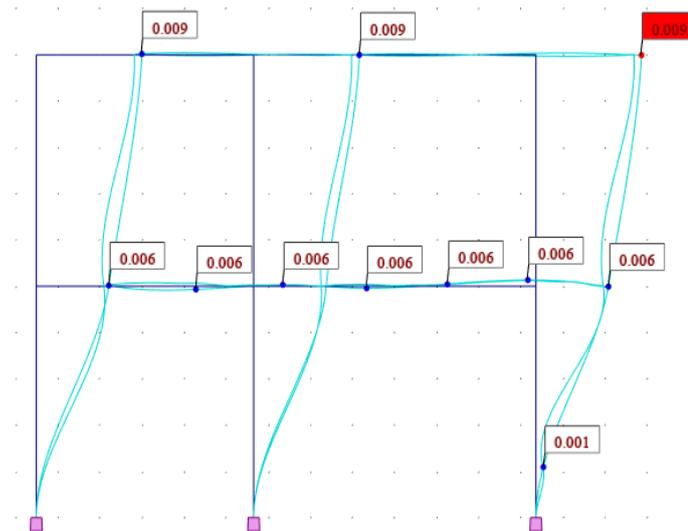
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 44. Desplazamientos en metros, para estado de carga espectral en X.

Tabla 51. Control de derivas en sentido X

ESTADO DE CARGA	NIVEL	Deformación (m)	Desplazamientos (m/m)	Derivas inelásticas Δi (m/m)	CONTROL ($\Delta i < 0,02$)
ESPECTRO EN X	Nv+0,00	0		0	Cumple
	Nv+2,50	0,005	0,002	0,0045	Cumple
	Nv+5,00	0,008	0,0012	0,0027	Cumple

Fuente: Aguilar, P. 2019



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 45. Desplazamientos en metros, para estado de carga espectral en Y.

Tabla 52. Control de derivas en sentido Y

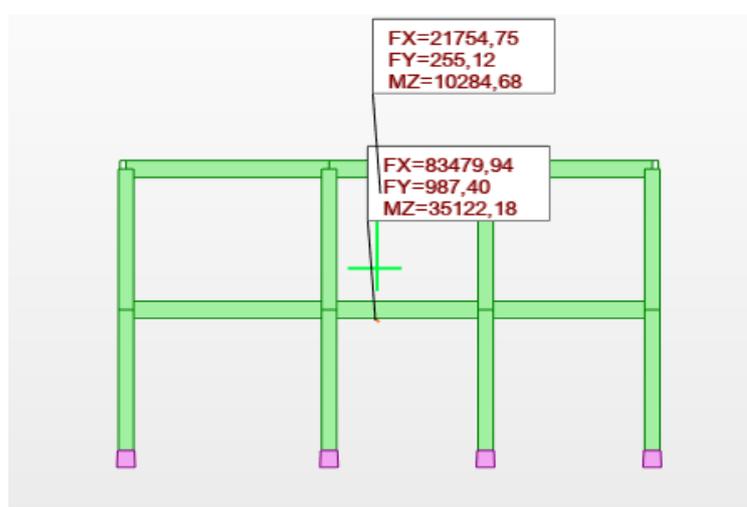
ESTADO DE CARGA	NIVEL	Deformación (m)	Desplazamientos (m/m)	Derivas inelásticas Δi (m/m)	CONTROL ($\Delta i < 0,02$)
ESPECTRO EN Y	Nv+0,00	0,001		0	Cumple
	Nv+2,50	0,006	0,002	0,0045	Cumple
	Nv+5,00	0,009	0,0012	0,0027	Cumple

Fuente: Aguilar, P. 2019

2.6.3 Cortante basal

La NEC-SE-DS menciona que la fuerza cortante del primer entrepiso del edificio **no deberá ser menor al 80%** de la cortante calculada en el análisis estático para estructuras regulares.

El cálculo de la cortante basal estática se indicó previamente en la *Tabla 23*.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 46. Cortante basal dinámico en kgf

$$V \text{ dinámico} = 83.479T$$

$$V \text{ estático} = 83.244 T$$

$$V \text{ dinámico} / V \text{ estático} = 1.00 > 0.8 \checkmark$$

2.6.4 Control de rotación en planta (irregularidad torsional)

En la (NEC-SE-DS, 2015) se plantean coeficientes de configuración estructural que incrementan el valor del cortante de diseño, con la intención de proveer de mayor resistencia a la estructura, pero no evita el posible comportamiento sísmico deficiente de la edificación. Es recomendable evitar al máximo la presencia de las irregularidades mencionadas; por consiguiente, se procede a verificar la existencia de irregularidad torsional en la estructura en estudio.

Para lo cual, se hará uso de la Ec. 35 proporcionada en la misma norma, en la sección 5.2.3, la cual indica que se producirá irregularidad torsional cuando la deriva máxima de piso incluyendo la torsión accidental sea mayor en 1.2 veces a la deriva promedio de los extremos del eje en análisis. (Ver Ec. 35)

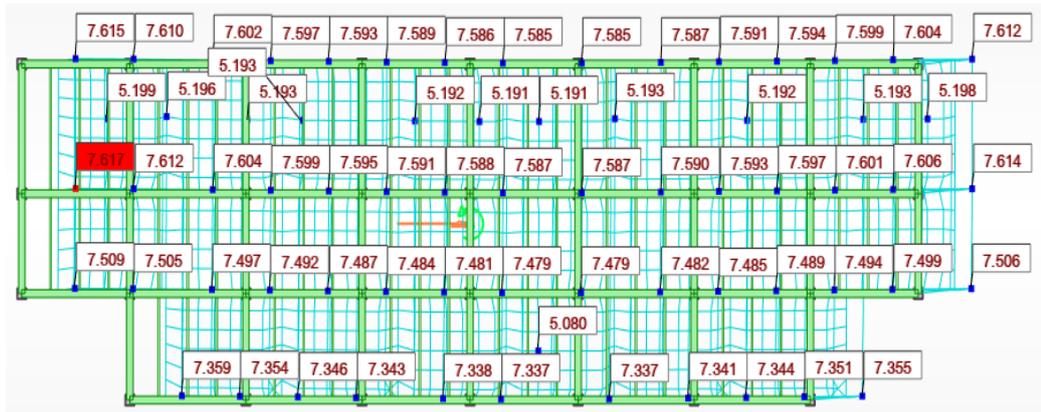
$$\Delta > 1.2 * \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2} \quad \text{Ec. 35}$$

Donde:

Δ : Desplazamiento máximo

$\Delta 1, \Delta 2$: Desplazamientos en las esquinas del mismo eje

En la *Figura 47* y *Figura 48* se presentan los desplazamientos nodales obtenidos en el software de análisis estructural y su respectiva comprobación de irregularidad torsional.



Fuente: Aguilar, P. 2019

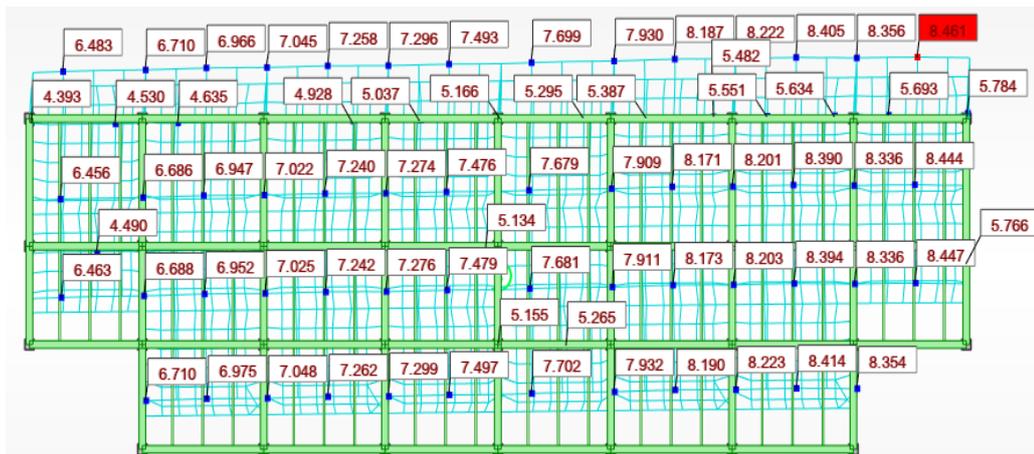
Figura 47. Desplazamientos nodales en planta (Dirección espectral en X)

$$\text{EJE X: } 7.617 > 1.2 * \frac{(7.617+7.617)}{2}$$

7.617 mm < 9.138 mm **Cumple**

$$\text{EJE Y: } 7.617 > 1.2 * \frac{(7.615+7.509)}{2}$$

7.617 mm < 9.074 mm **Cumple**



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 48. Desplazamientos nodales en planta (Dirección espectral en Y)

$$\text{EJE X: } 8.461 > 1.2 * \frac{(8.461+6.483)}{2}$$

$$\mathbf{8.461 \text{ mm} < 8.966\text{mm}} \quad \mathbf{\text{Cumple}}$$

$$\text{EJE Y: } 8.461 > 1.2 * \frac{(8.461+8.447)}{2}$$

$$\mathbf{8.461 \text{ mm} < 10.144\text{mm}} \quad \mathbf{\text{Cumple}}$$

- Se evidencia que, en los modos principales analizados, no existe irregularidad por torsión.

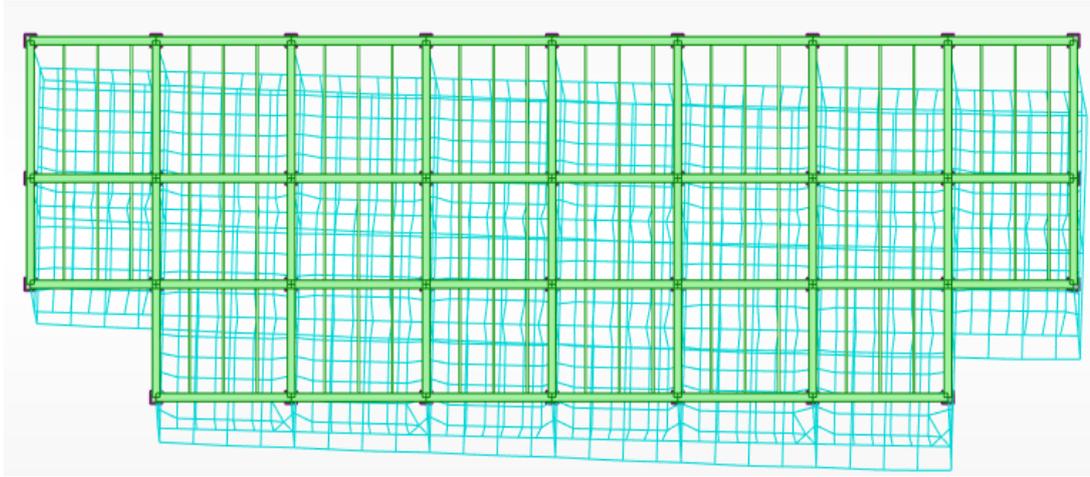
2.6.5 Verificación de desplazamientos modales

Al ser la estructura tridimensional, existen tres direcciones posibles de desplazamientos, es decir 3 grados de libertad, donde cada modo tendrá una forma de vibrar y desplazamientos específicos, siendo éstos los más significativos en la estructura.

➤ Primer modo de vibración

Es considerado como el modo fundamental y se caracteriza por tener un comportamiento de traslación según la dirección Y.

En la *Figura 49* se evidencia que también existe rotación debido a la excentricidad accidental, y que según se demostró anteriormente, no presenta riesgo torsional.

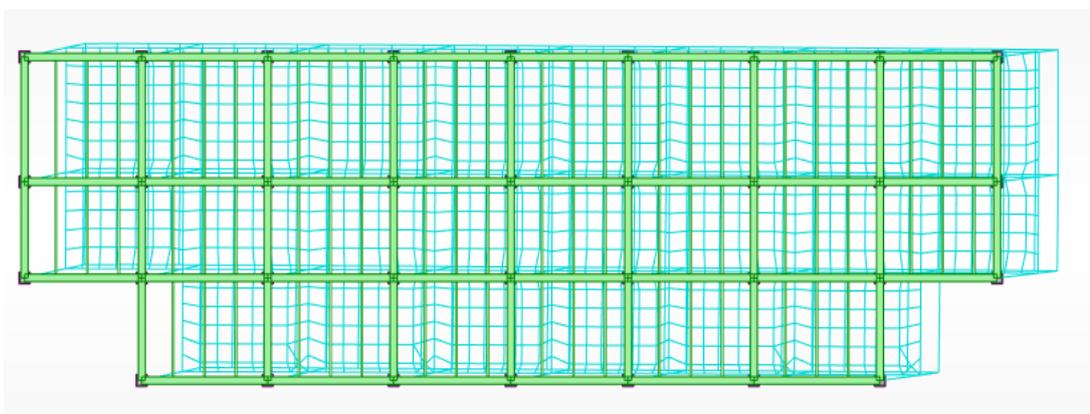


Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 49. Primer modo de vibración

➤ **Segundo modo de vibración**

En el segundo modo de vibración de acuerdo a la *Figura 50*, se observa traslación en el eje X.

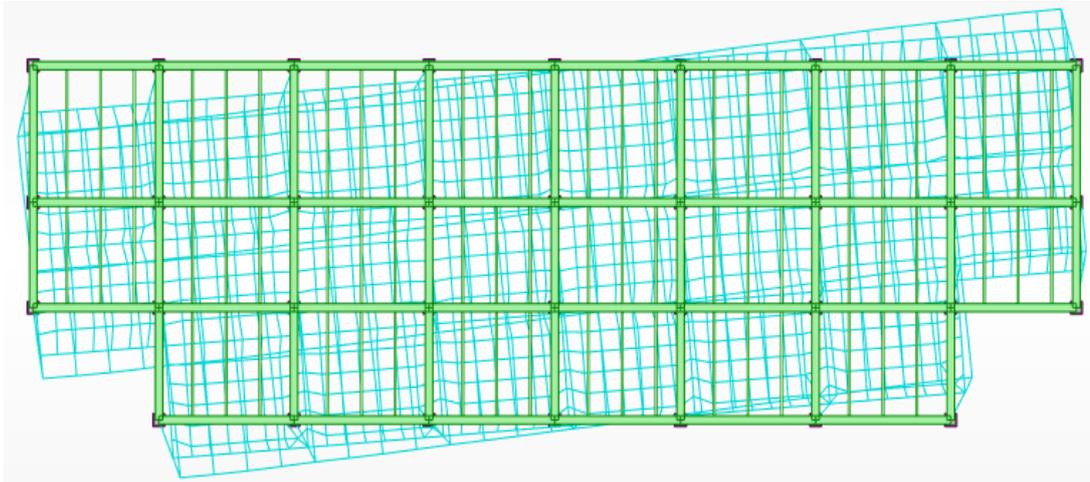


Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 50. Segundo modo de vibración

➤ Tercer modo de vibración

Es el modo más influyente de torsión. Esta rotación ocurre prácticamente en torno del centro de masa de la estructura. Se evidencia que los dos niveles giran para el mismo lado.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 51. Tercer modo de vibración

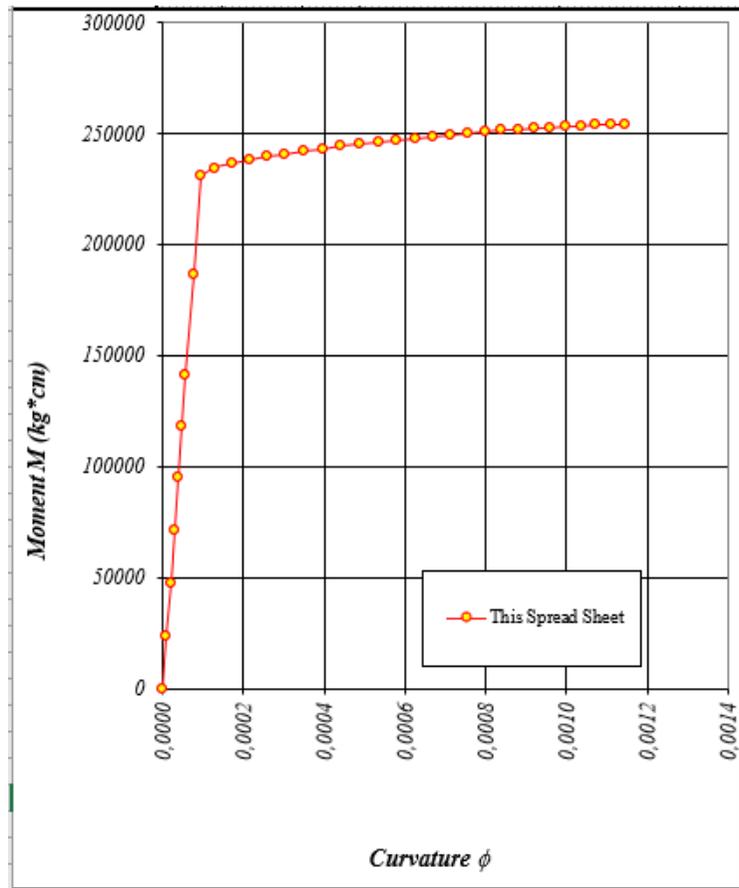
- Se evidencia que la estructura se comporta de forma ideal, garantizando que la mayor participación de la masa no presenta riesgo torsional.

2.6.6 Verificación conexión viga – columna

La (NEC, 2015) exige el chequeo de columna fuerte - viga débil, para estructuras en hormigón armado, que consiste en verificar que la capacidad de las columnas que llegan al nudo, sean **mayor que 1.20** veces la capacidad de la viga.

$$\frac{\text{Capacidad de columna}}{\text{Capacidad de viga}} \geq 1.20 \quad \text{Ec. 36}$$

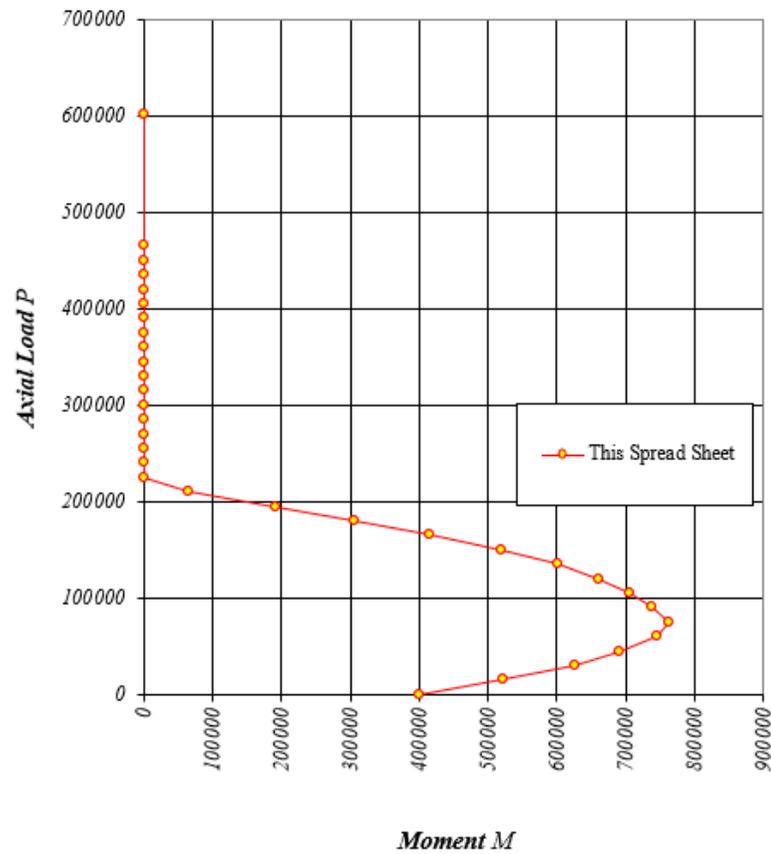
Conociendo los diseños de cada viga y columna. En la *Figura 52* se presenta el diagrama con el valor de momento nominal de la viga representativa y en la *Figura 53* el momento nominal de la columna más crítica.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 52. Momento nominal máximo de la viga representativa.

ec	M @ $h/2$	ϕ	c
0,00000	0	0,000000	
0,00005	24033	0,000010	5,15
0,00010	47854	0,000019	5,17
0,00015	71462	0,000029	5,18
0,00020	94856	0,000038	5,20
0,00025	118036	0,000048	5,22
0,00030	140997	0,000057	5,24
0,00040	186270	0,000076	5,27
0,00050	230655	0,000094	5,31
0,00060	234515	0,000130	4,60
0,00070	236449	0,000171	4,10
0,00080	238004	0,000214	3,74
0,00090	239428	0,000258	3,49
0,00100	240736	0,000303	3,30
0,00110	241950	0,000349	3,15
0,00120	243089	0,000395	3,04
0,00130	244197	0,000442	2,94
0,00140	245212	0,000488	2,87
0,00150	246164	0,000534	2,81
0,00160	247091	0,000579	2,76
0,00170	247945	0,000624	2,72
0,00180	248761	0,000669	2,69
0,00190	249526	0,000713	2,67
0,00200	250182	0,000756	2,65
0,00210	250848	0,000798	2,63
0,00220	251410	0,000840	2,62
0,00230	251894	0,000881	2,61
0,00240	252322	0,000921	2,61
0,00250	252701	0,000960	2,60
0,00260	253049	0,000998	2,60
0,00270	253354	0,001036	2,61
0,00280	253607	0,001073	2,61
0,00290	253834	0,001110	2,61
0,00300	254022	0,001146	2,62



<i>Axial Load</i> (Tension -)	<i>M</i> @ h/2	ϕ	<i>c</i>
0	401586	0,00073	4,1
15000	523373	0,00052	5,8
30000	625764	0,00039	7,8
45000	691810	0,00032	9,4
60000	745620	0,00026	11,3
75000	762630	0,00022	13,4
90000	739181	0,00020	15,1
105000	707038	0,00018	17,0
120000	662053	0,00016	19,1
135000	600521	0,00014	21,2
150000	520491	0,00013	23,4
165000	415607	0,00012	25,7
180000	305447	0,00010	28,8
195000	192042	0,00009	33,6
210000	66232	0,00007	43,9

Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 53. Momento nominal máximo de la columna representativa

Tabla 53. Verificación nudo viga - columna

Momento Nominal máximo en Viga Representativa (kgf * cm)	230655
Momento Nominal máximo en Columna Crítica (kgf * cm)	762630

Fuente: Aguilar, P. 2019

Analizando el nudo más crítico con la Ec. 36 , se obtiene:

$$\frac{762630 \text{ kgf*cm}}{2*230655 \text{ kgf*cm}} \geq 1.2$$

$$1.65 \geq 1.2 \quad \text{Cumple } \checkmark$$

∴ El nudo en análisis es capaz de resistir y transmitir los esfuerzos a las columnas con capacidad mayor a 1.20; garantizando así estabilidad e integridad de la estructura.

CAPITULO III. Diseño en “*guadua angustifolia kunth*” (GaK)

3.1 Consideraciones generales

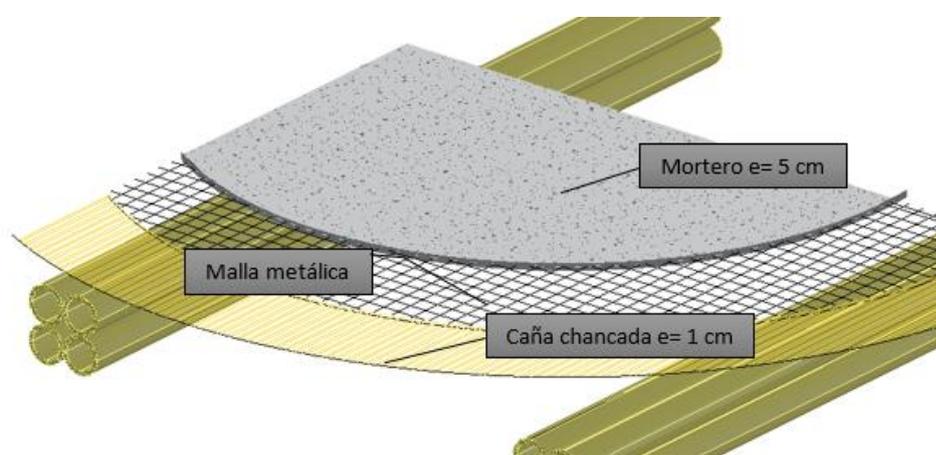
- Para el diseño de estructuras en guadua en el Ecuador, rige el capítulo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción: (NEC-SE-GUADUA, 2015) “Estructuras de guadua (GaK)“, que tiene como referencia lo expuesto en la Norma Técnica de Perú (Norma Técnica E.100 Bambú, 2009) y la Norma Sismo Resistente (NSR-10-Capítulo G.12- "Estructuras de Guadua", 2010) de Colombia, que se alinean con los procesos del INBAR (Red Internacional de Bambú y Ratán).
- La (NEC-SE-GUADUA, 2015) está dirigida para edificaciones con “*guadua angustifolia kunth*” de hasta dos niveles y con cargas vivas máximas de hasta 200kgf/m². En ese documento se manifiesta, que se requiere de diseño estructural en los siguientes casos:
 - Proyectos de una planta con luces mayores a 3 m
 - Edificaciones con superficies mayores a 200 m²
 - Tipologías arquitectónicas como vivienda o equipamiento, cuyo modelo será replicado en más de 15 unidades o más de 3000 m² de área construida.
- Por lo tanto, la arquitectura planteada en el capítulo anterior con sus elementos estructurales en guadua satisface las consideraciones mencionadas en el párrafo anterior y requiere de diseño estructural.

3.2. Análisis de carga de la estructura

3.2.1 Análisis de Cargas Permanentes.

3.2.1.1. Sistema de piso

En el manual de construcción con bambú adaptada para Perú en el año 2015, se indica que el entrepiso debe ser liviano para no sobrecargar la estructura de bambú y se sugiere un sistema de piso constituido por: caña picada, malla metálica y mortero de espesor de 5 cm como se muestra en la *Figura 54*, obteniendo como peso de entrepiso el valor total de la *Tabla 54*.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 54. Detalle de sistema de piso en bambú

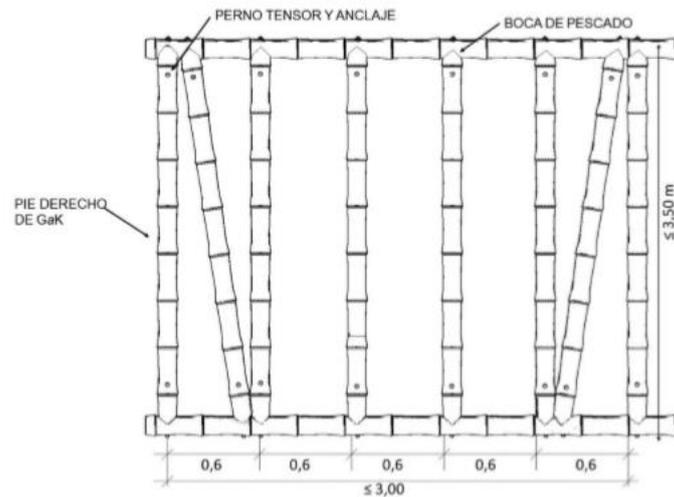
Tabla 54. Carga de entrepiso

SISTEMA DE PISO			
PESO GUADUA (kgf/m ²)	peso específico del bambú (kgf/m ³)	700	7
	espesor (m)	0,01	
MALLA ELECTROSOLDADA (R-64 Novacero) kgf/m ²			1,01
MORTERO (kgf/m ²)	peso específico del mortero (kgf/m ³)	2200	110
	espesor (m)	0,05	
PESO DE SISTEMA DE PISO (kgf/m²)			118,01

Fuente: Aguilar, P. 2019.

3.2.1.2. Mampostería

Para el cálculo del peso que ejerce la mampostería sobre la estructura se analiza el panel tipo que sugiere la (NEC-SE-GUADUA, 2015), mostrado en la *Figura 55*.



Fuente: (NEC-SE-GUADUA, 2015)

Figura 55. Panel Tipo

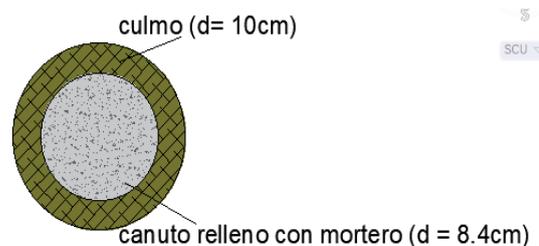
Para el análisis de carga del respectivo panel se tienen algunas consideraciones:

- Las uniones están rellenas con mortero aproximadamente 40cm.

Tabla 55. Total de culmos en panel

Número de canuto con mortero	28
Longitud total de canutos CON MORTERO (m)	11,2
Longitud total de culmos de bambú SIN MORTERO (m)	26

Fuente: Aguilar, P. 2019



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 56. Detalle de culmo

- Para determinar el área neta del culmo de bambú se utilizó la Ec. 37 proporcionada por la (NEC-SE-GUADUA, 2015) y para el área de canuto y del panel se utilizaron ecuaciones ya conocidas.

$$\text{area neta del culmo} = \frac{\pi}{4} * [De^2 - (De - 2 * t)^2] \quad \text{Ec. 37}$$

$$\text{area de canuto} = \frac{\pi * De^2}{4} \quad \text{Ec. 38}$$

$$\text{area del panel} = \text{base} * \text{altura} \quad \text{Ec. 39}$$

Tabla 56. Peso de canuto y del culmo

área de canuto con mortero (m ²)	0,00554
área neta del culmo de bambú (m ²)	0,00231
área de panel (3 x 2,50) m ²	7,5
peso canuto con mortero (kgf/m ²)	18,206
peso del culmo (kgf/m ²)	5,610

Fuente:Aguilar,P.2019

- Puesto que el panel debe ser revestido de hormigón y caña picada o esterilla, también se calcula su peso.

Tabla 57. Peso de revestimiento del panel

REVESTIMIENTO	
espesor (m)	0,01
Peso de esterilla (kgf/m ²)	14
espesor (m)	0,015
peso del mortero (kgf/m ²)	66

Fuente:Aguilar,P.2019

- Con la suma total de los pesos previamente calculados se obtiene el valor de la

Tabla 58.

Tabla 58. Peso de Mampostería

PESO DE MAMPOSTERIA (kgf/m²)	103,82
--	---------------

Fuente:Aguilar,P.2019

3.2.1.3. Cubierta

Para el peso de cubierta se tomó un techo de acero de galvalume del catálogo de Kubiec, con fines netamente académicos, de $2,79 \text{ kgf/m}^2$ que será soportado por viguetas de bambú.

3.2.2 Análisis de Cargas variables

La carga variable considerada es de 200 kgf/m^2 , correspondiente a vivienda como se muestra en la *Tabla 11*.

3.2.3 Análisis sísmico

Para el análisis sísmico en bambú se toman las mismas consideraciones que fueron descritas en el capítulo II. en el apartado 2.3.1.3 Análisis sísmico que van de acuerdo a lo expuesto por la (NEC-SE-DS, 2015).

3.2.3.1 Análisis dinámico

Para la determinación del espectro de diseño en bambú se considerará los mismos parámetros que se utilizaron en el análisis dinámico en hormigón armado (Ver *Tabla 19* y *Tabla 20*), dado que la edificación en GaK mantiene las condiciones de zona sísmica y perfil de suelo, obteniendo el espectro de diseño de la

Figura 7.

3.2.3.2. Análisis estático

3.2.3.2.1 Cortante Basal de diseño

- La cortante basal ha sido determinada según la Ec. 6, de acuerdo a los valores de la *Tabla 59*.
- Cabe recalcar que se ha utilizado únicamente como peso reactivo, la carga muerta total obtenida del software de análisis estructural, sin incluir porcentaje de carga viva, de acuerdo a la norma (NEC-SE-DS, 2015).

Considerando únicamente las cargas ejercidas por: el peso propio, cubierta y mampostería, dando un valor de carga reactiva igual a 73.69 toneladas.

- A diferencia del capítulo de hormigón armado, la (NEC-SE-GUADUA, 2015) indica que el factor de reducción de resistencia sísmica (R) a considerar es igual a 2 para pórticos con diagonales en un sistema entramado o en un sistema de poste y viga.

Tabla 59. Cortante basal en GaK

Cortante Basal	
R	2
Z	0,5
C	2,4
W (Ton)	73,69
V (Ton)	44,214

Fuente:Aguilar,P.2019

3.2.3.3. Distribución de fuerzas sísmicas horizontales

Como se pudo apreciar en las combinaciones de carga para bambú, se exige la consideración de sismo estático en las direcciones X e Y.

- Conociendo el valor de carga reactiva total de la estructura, se procede a distribuirla en cada planta para obtener las fuerzas horizontales de sismo estático (Fi) como se muestra en la *Tabla 60*.

Tabla 60. Distribución de fuerza horizontal

NIVEL	h	hi	Wi	Wi*hi	Wi*(hi) ^k	Fi
	(m)	(m)	(T)	(T*m)	(T*m)	(T)
Nv+5,00	2,5	5	13,59	67,95	67,95	13,768
Nv+2,50	2,5	2,5	60,1	150,25	150,25	30,445
Nv+0,00	0	0	0	0	0	
Σ				218,2		44,214

Fuente:Aguilar,P.2019

Donde:

h, Altura de entrepiso de cada nivel.

hi, Altura acumulada.

Wi, Peso asignado a cada nivel de la edificación, sea una fracción de la carga reactiva.

k, Coeficiente relacionado con el período de vibración de la estructura T.

Se determina de acuerdo a la *Figura 57* sabiendo que $T = 0.396s$, se obtiene $k = 1$.

Valores de T (s)	k
≤ 0.5	1
$0.5 < T \leq 2.5$	$0.75 + 0.50 T$
> 2.5	2

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

Figura 57. Determinación del factor k, en función del período

Fi, Fuerza lateral aplicada en cada nivel de la estructura.

Se calcula con la Ec. 40.

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\Sigma(W_i \cdot h_i)} * V \quad \text{Ec. 40.}$$

- Una vez obtenidas las fuerzas horizontales que actúan en cada nivel, se procede a distribuir las fuerzas en cada pórtico tanto en X como en Y, utilizando la Ec. 41 considerando únicamente la rigidez de las columnas y la deformación producida por la carga sísmica aplicada en ese instante.

$$f_i = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3} * \Delta \quad \text{Ec. 41}$$

Donde:

E_{min}, Módulo de elasticidad del bambú

- I, Inercia de la columna
- L, Longitud de la columna
- Δ , Desplazamiento de la columna, causada por el sismo

- En la *Tabla 61*, se presenta el porcentaje de carga sísmica horizontal que actúa en cada pórtico en sentido X respecto a la fuerza total determinada previamente (F_i)

Tabla 61. Distribución de fuerza horizontal en pórticos en sentido X

		EJE-1	EJE-2	EJE-3	EJE-4
PLANTA BAJA	% F_i	20,24%	29,82%	25,24%	24,70%
	FUERZA APLICADA EN CADA PORTICO (T)	6,163	9,079	7,685	7,519
PLANTA ALTA	% F_i	20,31%	29,69%	25,28%	24,72%
	FUERZA APLICADA EN CADA PORTICO (T)	2,797	4,088	3,481	3,403

Fuente: Aguilar, P. 2019

- A su vez, en la *Tabla 62* se presenta el porcentaje de carga sísmica horizontal que actúa en cada pórtico en sentido Y respecto a la fuerza total determinada previamente (F_i).

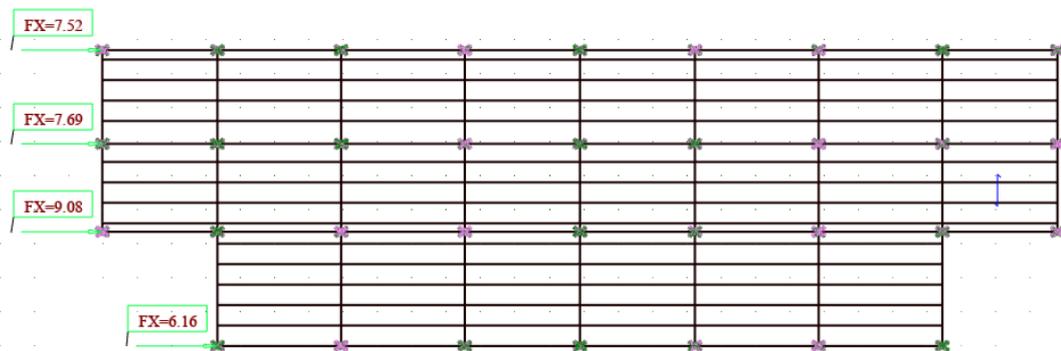
Tabla 62. Distribución de fuerza horizontal en pórticos en sentido Y

		EJE-A	EJE-B	EJE-C	EJE-D	EJE-E	EJE-F	EJE-G	EJE-H	EJE-I
PLANTA BAJA	% F_i	9,11 %	11,69 %	11,69 %	11,71 %	11,69 %	11,69 %	11,69 %	11,66 %	9,09 %
	FUERZA APLICADA EN CADA PORTICO (T)	2,77	3,55	3,55	3,56	3,55	3,55	3,55	3,54	2,76
PLAN	% F_i	8,95 %	11,69 %	11,77 %	11,77 %	11,64 %	11,77 %	11,79 %	11,79 %	8,81 %

	FUERZA APLICADA EN CADA PORTICO (T)	1,23	1,61	1,62	1,62	1,60	1,62	1,62	1,62	1,21
--	--	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------	-------------

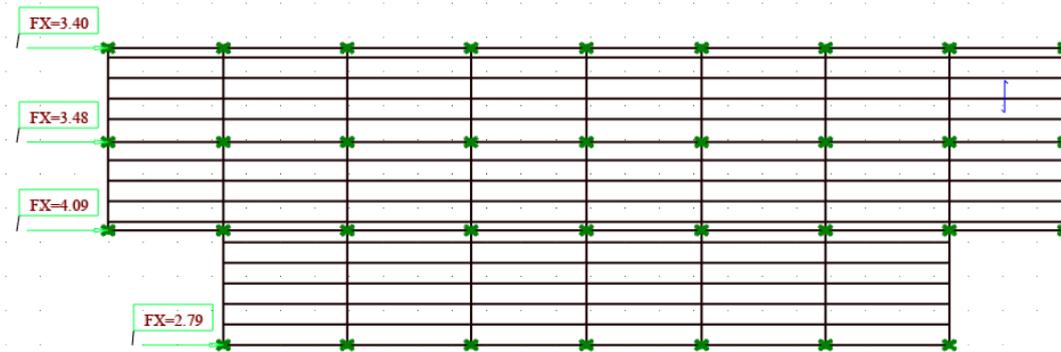
Fuente: Aguilar,P.2019

En la *Figura 58*, *Figura 59*, *Figura 60* y *Figura 61* se presentan las cargas sísmicas horizontales ingresadas en cada pórtico en toneladas.



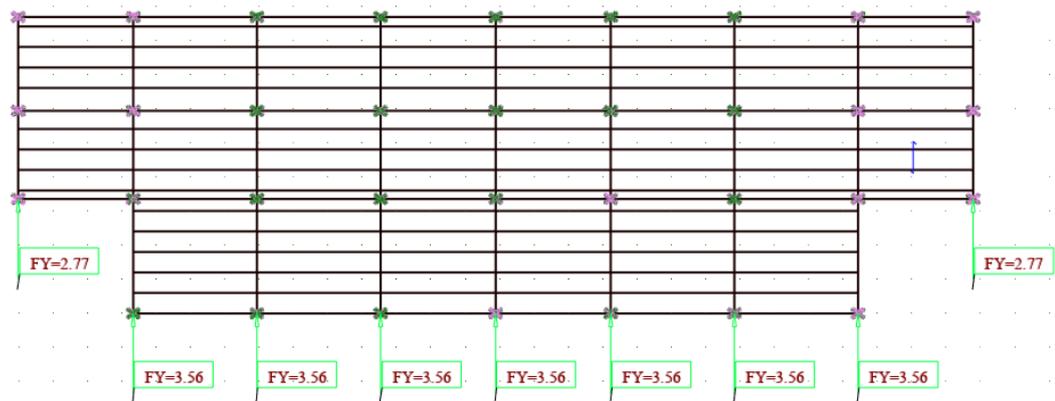
Fuente:Aguilar,P.2019

Figura 58. Distribución de fuerza sísmica en X planta baja



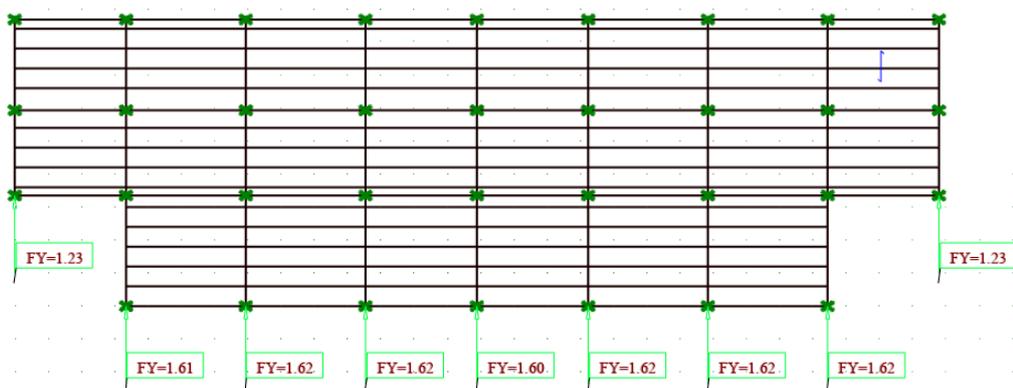
Fuente:Aguilar,P.2019

Figura 59. Distribución de fuerza sísmica en X planta alta



Fuente: Aguilar,P.2019

Figura 60. Distribución de fuerza sísmica en Y planta baja



Fuente: Aguilar,P.2019

Figura 61. Distribución de fuerza sísmica en Y planta alta

3.2.4 Combinaciones de carga

Para el diseño en caña guadua, la NEC-SE-GUADUA, exige el diseño de los elementos para las combinaciones de carga mostrados en la *Figura 62*.

1	D
2	D + L
3	D + 0.75 L + 0.525 Ex
4	D + 0.75 L - 0.525 Ex
5	D + 0.75 L + 0.525 Ey
6	D + 0.75 L - 0.525 Ey
7	D + 0.7 Ex
8	D - 0.7 Ex
9	D + 0.7 Ey
10	D - 0.7 Ey
11	D + 0.75 L + 0.525 EQx
12	D + 0.75 L - 0.525 EQx
13	D + 0.75 L + 0.525 EQy
14	D + 0.75 L - 0.525 EQy
15	D + 0.7 EQx
16	D - 0.7 EQx
17	D + 0.7 EQy
18	D - 0.7 EQy

Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 62. Combinaciones de carga en GaK

Donde:

D, Carga muerta

L, Carga viva

Ex, Carga estática de sismo en sentido X

Ey, Carga estática de sismo en sentido Y

EQx, Carga del espectro de aceleraciones en sentido X

EQy, Carga del espectro de aceleraciones en sentido Y

3.3 Consideraciones para el prediseño en bambú

Para el prediseño de los diferentes elementos se consideró como referencia las secciones sugeridas por (Andrade & Asimbaya, 2019).

3.3.1. Prediseño de sistema de piso

Como se aprecia en la Figura 54, el entrepiso está formado por dos materiales de características diferentes (hormigón + guadua), por lo que se procede a determinar una sección equivalente en hormigón para tener una compatibilidad entre materiales, relacionando el módulo de elasticidad (E) del bambú y del hormigón simple como se indica en la Ec.42 obteniéndose el área equivalente de la Tabla 63 y la longitud equivalente calculada con la Ec 43.

$$A_{\text{guadua/hormigón}} = \frac{E_{\text{caña guadua}}}{E_{\text{hormigón}}} * A_{\text{caña chancada}} \quad \text{Ec. 42}$$

Tabla 63. Área equivalente

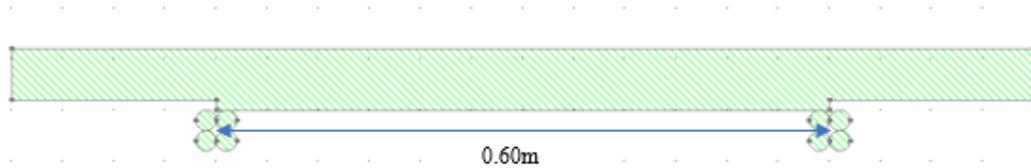
Área equivalente	
E caña guadua (Kgf/cm ²)	122365,15
E hormigón (kgf/cm ²)	218819,7889
A caña picada (m ²)	0,01
A guadua/hormigón (m²)	0,00559

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$L_{\text{equivalente}} = \frac{A_{\text{equivalente}}}{\text{espesor de guadua}} \quad \text{Ec. 43}$$

Long equiv (m)	0,60
----------------	------

Teniendo como sección equivalente la *Figura 63*, con separación entre viguetas de 0.60m y una longitud de 1m para el respectivo análisis.



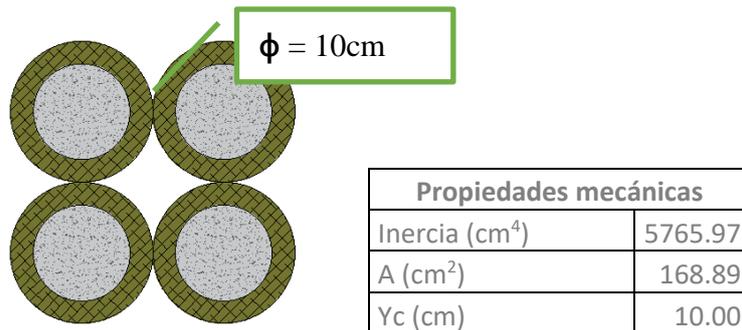
Propiedades mecánicas	
Inercia (cm ⁴)	1528
A (cm ²)	560
Yc (cm)	3.18

Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 63. Sección equivalente

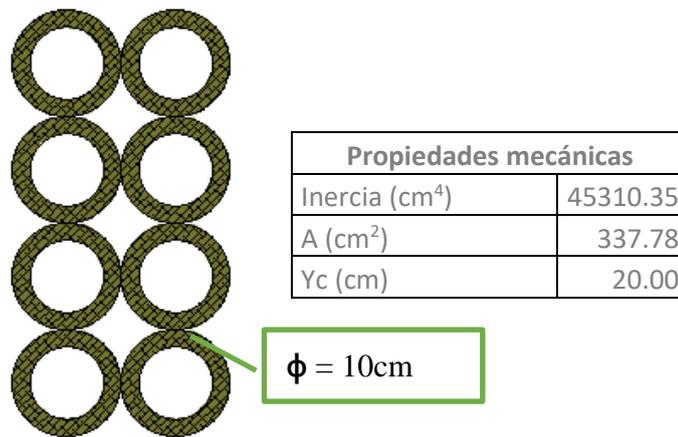
3.3.2 Prediseño de vigas y viguetas

Las vigas y viguetas prediseñadas se encuentran conformadas por ocho y cuatro culmos, respectivamente, dispuestos como en la *Figura 64* y *Figura 65*, que se consideran unidos entre sí por medio de pernos de acuerdo a la *Figura 66*.



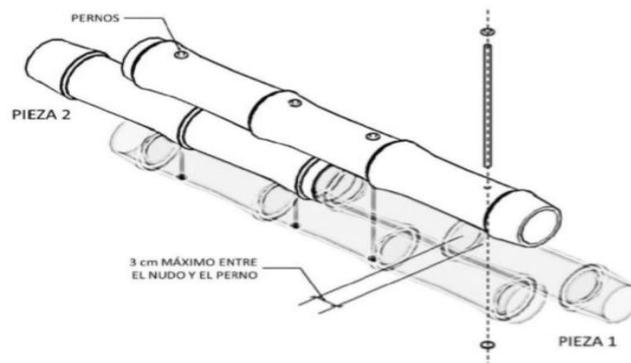
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 64. Disposición de culmos en viguetas



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 65. Disposición de culmos en vigas



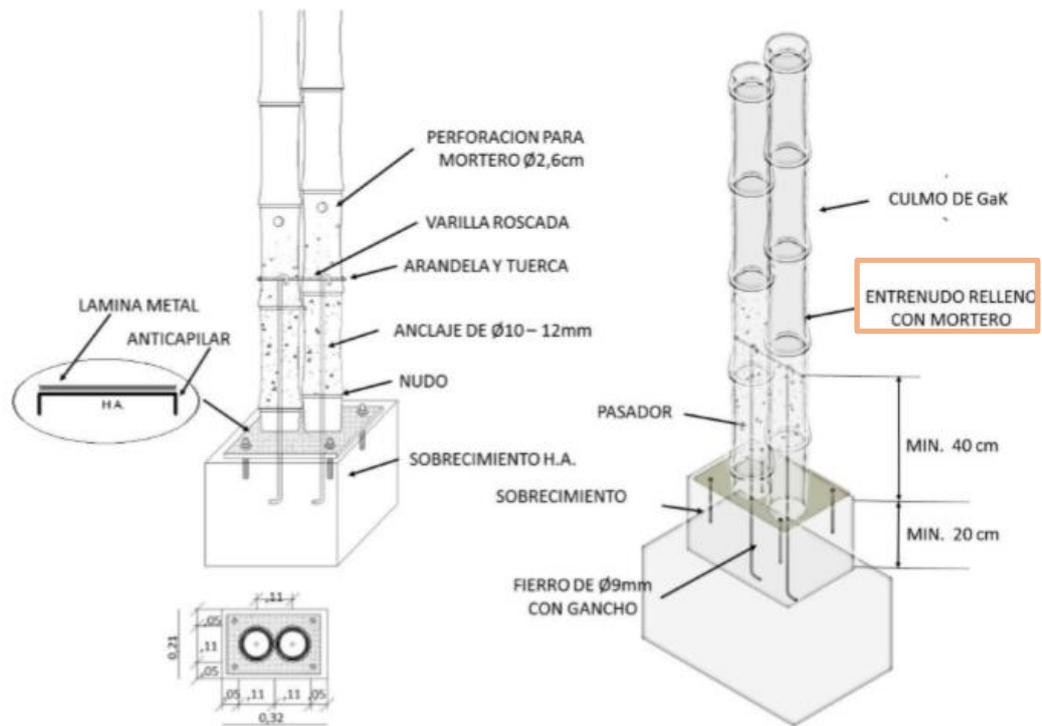
Fuente: (NEC-SE-GUADUA, 2015)

Figura 66. Uniones empernadas

3.3.3 Prediseño de columnas

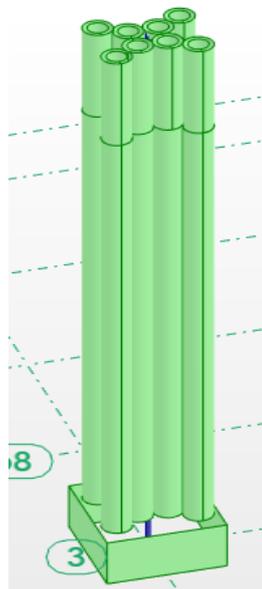
La normativa exige que los culmos de las columnas estén ancladas a sobrecimientos de altura mínima de 20cm con anclajes que pueden ser: varilla corrugada, pletinas, tubos de acero, etc. como se muestra en la *Figura 67* y *Figura 68*.

En las mencionadas figuras, se indica que el entrenudo debe ser llenado con mortero una altura mínima de 40 cm, lo cual fue considerado al crear el modelo en el software de análisis estructural para columnas y vigas.



Fuente: (NEC-SE-GUADUA, 2015)

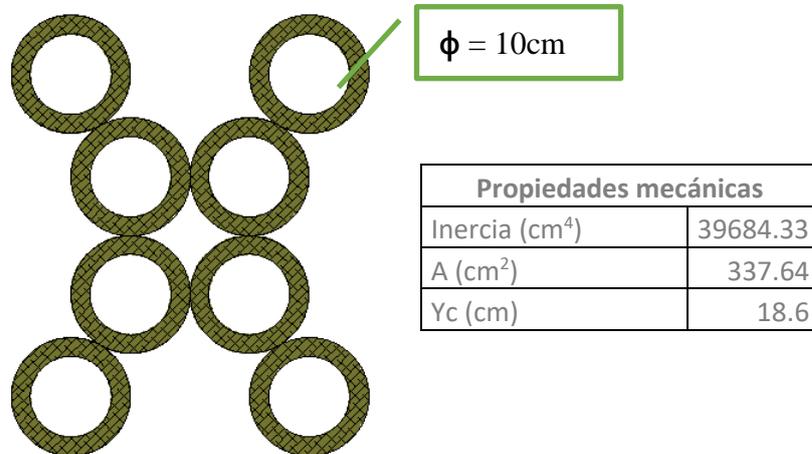
Figura 67. Anclaje mediante varillas de acero



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 68. Columna anclada a sobrecimiento

Todas las columnas de la edificación están conformadas por la unión de ocho culmos dispuestos como la *Figura 69*.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 69. Disposición de culmos en columna

3.4. Creación del modelo estructural en GaK en Autodesk Robot Structural

Analysis 2019.

Una vez realizado el prediseño de los elementos estructurales se procede a generar el modelo estructural en bambú para llevar a cabo los diseños definitivos en base a los resultados obtenidos.

La modelación consiste en reproducir la geometría de cada estructura con las propiedades y características de los materiales, así como las cargas actuantes sobre la estructura y analizar el comportamiento de esta.

3.4.1 Configuración inicial del modelo en GaK

Las propiedades del bambú ingresadas en la *Figura 70*, corresponden a los datos indicados en la *Tabla 3* y *Tabla 4*.

R Definición del material ? X

Acero Hormigón Aluminio **Madera** Otros

Nombre: Descripción:

Común

Peso específico: (T/m3)

Categoría:

Dimensiones

Profundidad mín.: (cm)

Profundidad máx.: (cm)

Anchura mín.: (cm)

Anchura máx.: (cm)

Resistencias y módulos de elasticidad (kgf/cm2)

Flexión: Fb =

Tracción paralela al grano: Ft =

Cortante paralelo a la veta: Fv =

Compresión perpendicular al grano: Fcp =

Compresión paralela al grano: Fc =

Módulo de elasticidad - para flechas: E =

Módulo de elasticidad - para estabilidad: Emin =

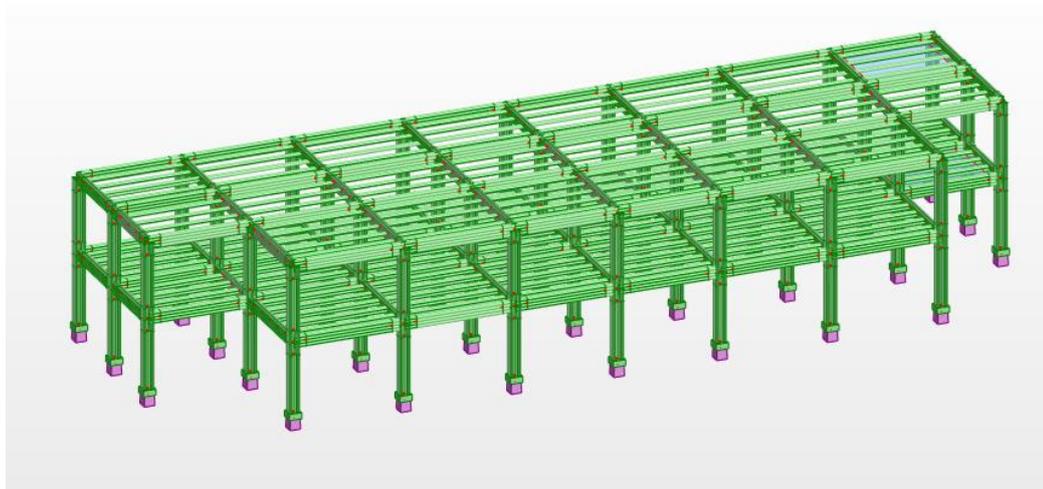
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 70. Configuración del bambú

3.4.2. Creación de elementos estructurales

Las secciones se crearon de acuerdo a los prediseños mencionados previamente.

3.4.3. Generación de modelo

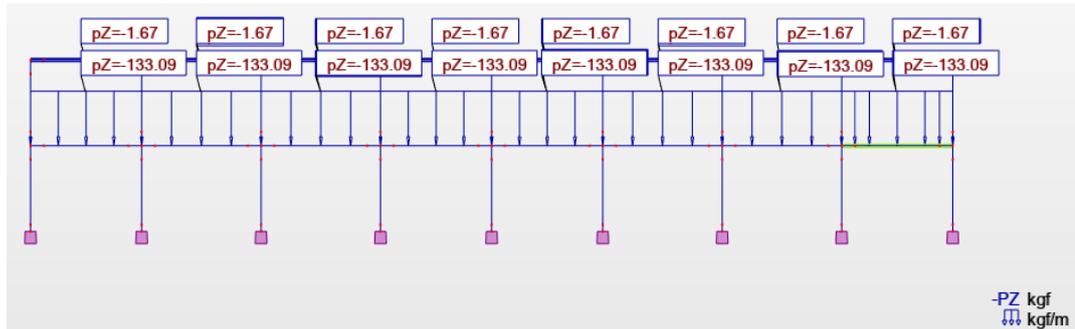


Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 71. Modelo en bambú

3.4.4. Asignación de cargas

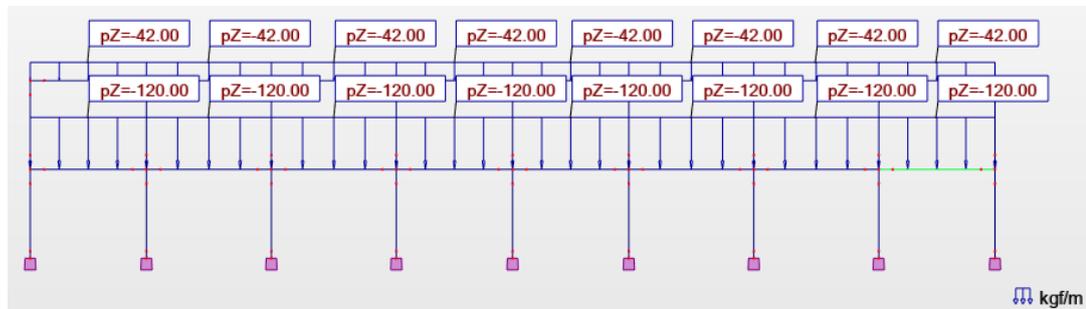
➤ Carga permanente en la estructura



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 72. Carga muerta ingresada en kgf/m (pórtico representativo)

➤ Carga viva de vivienda y en cubierta



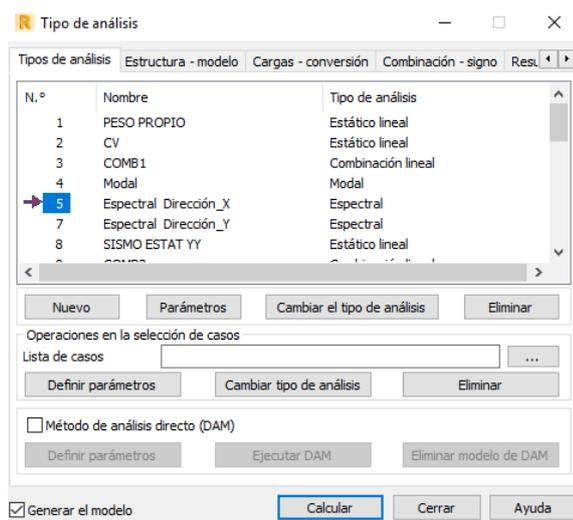
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 73. Carga viva ingresada en kgf/m (pórtico representativo)

3.5 Generación de análisis modal y espectral

3.5.1 Creación de espectros de diseño.

Una vez afinado el modelo y antes de crear las combinaciones de carga en Robot, primero se define el análisis modal para generar el caso de carga por sismo tanto en la dirección X e Y, para luego realizar el análisis espectral.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 74. Creación de modales en GaK

Una vez generado el caso de carga por sismo en las direcciones X e Y, se realiza el análisis espectral y se ingresan los espectros de diseño mostrados en la *Figura 21* y *Figura 22*.

3.6 Diseño sismorresistente de los elementos estructurales en GaK

Para que el desempeño de la estructura en guadua sea eficiente se deben seguir criterios apropiados, como:

- Todos los elementos deben ser diseñados por el **método de los esfuerzos admisibles** empleando las cargas especificadas en el capítulo (NEC-SE-CG, 2015), así como las cargas sísmicas especificadas en el capítulo (NEC-SE-DS, 2015).
- “Las uniones de la estructura **se consideran articuladas** y no habrá transmisión de momentos entre los diferentes elementos que conformen una unión, salvo si uno de los elementos es continuo, en este caso habrá transmisión solo en el elemento continuo” (NEC-SE-GUADUA, 2015, pág. 25). En este tema de investigación se consideran elementos continuos.

3.6.1 Diseño de elementos horizontales

3.6.1.1 Consideraciones iniciales

- El diseño de elementos horizontales en GaK, seguirá los mismos procedimientos utilizados para vigas estructurales en otros materiales.

Para los elementos sometidos a flexión, de acuerdo a la (NEC-SE-GUADUA, 2015), su análisis está regido por el control de deflexión admisible y **siempre** se debe comprobar:

- Resistencia a la flexión (incluyendo estabilidad lateral en vigas compuestas)
 - Corte (cortante paralelo a la fibra)
 - Aplastamiento (compresión perpendicular a la fibra).
- La (NEC-SE-GUADUA, 2015) indica que se debe garantizar que los apoyos de un elemento en GaK que esté sometido a flexión no falle por aplastamiento; por lo cual, en el modelo creado en el software de análisis estructural, los entrenudos fueron rellenos con mortero una altura de 40cm.

3.6.1.1.1 Control de deflexiones

Para los elementos horizontales, las deflexiones serán calculadas considerando la combinación más desfavorable de cargas permanentes y sobrecargas de servicio y la teoría elástica tradicional mediante la Ec. 44.

$$\Delta = \frac{C * W * L^4}{384 * E * I} \quad \text{Ec. 44}$$

Donde:

Δ , Deflexión máxima calculada por carga muerta o variable (cm)

- C,** Coeficiente que depende del tipo de apoyo del tramo en análisis
- W,** Carga uniformemente distribuida (permanente o variable), que actúa en cada paño (kgf/cm).
- L,** Luz de diseño crítica (cm)
- E,** Módulo de elasticidad del sistema de piso (kgf/cm²)
- I,** Inercia del elemento (cm⁴)

3.6.1.1.2 Deflexiones admisibles

- Las deflexiones admisibles se limitan a los valores de *Tabla 64* que están en función de la luz de diseño, en este caso la luz más desfavorable es de 3.60m.

Tabla 64. Deflexiones admisibles en GaK

Condición de servicio	Cargas vivas (l/k)	Viento o granizo (l/k)	Cargas totales (l/k)
Elementos de entepiso	L/360		L/240

Fuente: (NEC-SE-GUADUA, 2015)

$$\text{Teniendo: } \Delta \text{ adm} = \frac{360}{240} = \mathbf{1.5 \text{ cm}}$$

- En la *Tabla 65* se presentan las combinaciones de carga para calcular la deflexión total en base a las deflexiones inmediatas y diferidas a 30 años de acuerdo al contenido de humedad de la GaK y de la temperatura del lugar.

Tabla 65. Combinaciones de cargas para cálculo de sección y deflexiones

Condición	CH ≤ 19% t ≤ 37oC
Deflexiones inmediatas	D + L
Deflexiones diferidas	2.8 D + 1.3 L

Fuente: (NEC-SE-GUADUA, 2015)

3.6.1.1.3. Control por flexión

Los esfuerzos máximos de tensión y compresión producidos por la flexión se calculan para el momento máximo con la Ec. 45, sin exceder el esfuerzo máximo admisible por flexión (F'_b) de la *Tabla 4*.

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b \text{ adm} \quad \text{Ec. 45}$$

Donde:

- f_b , Esfuerzo a flexión actuante, en MPa
- M , Momento actuante sobre el elemento en N mm
- F'_b , Esfuerzo admisible modificado, en MPa
- S , Módulo de sección en mm³.

- Para los elementos sometidos a flexión se debe considerar su estabilidad lateral de acuerdo al alto y ancho del elemento, como se indica en la *Tabla 66*.

Tabla 66. Coeficientes CL para diferentes relaciones d/b

d/b	CL
1	1.00
2	0.98
3	0.95
4	0.91
5	0.87

Fuente: (NEC-SE-GUADUA, 2015)

3.6.1.1.4 Control por esfuerzo cortante

“Los esfuerzos máximos de corte serán calculados a una distancia del apoyo igual a la altura (h) del elemento” (NEC-SE-GUADUA, 2015).

➤ **Esfuerzo cortante en sistema de piso:**

El análisis por corte en el sistema de piso se calcula con la Ec. 46.

$$F_v = \frac{3}{2} * \frac{V \text{ diseño}}{A} \quad \text{Ec. 46}$$

$$V \text{ diseño} = V \text{ máx} - (W * h) \quad \text{Ec. 47}$$

Donde:

V_{dis}, Corte de diseño, en kgf

V_{máx}, Corte máximo obtenido del software estructural, en kgf

W, Carga uniformemente distribuida (permanente y variable), que actúa en el elemento estructural, en kgf/cm

h, Altura del elemento estructural, en cm

A, Área de la sección transversal del elemento estructural, en cm²

F_v, Esfuerzo de corte actuante en el elemento estructural, en kgf/cm²

F'_v, Esfuerzo de corte admisible modificado, en kgf/cm².

➤ **Esfuerzo cortante paralelo a las fibras para vigas y viguetas:**

El esfuerzo cortante paralelo a las fibras actuantes (fv) sobre cualquier sección de GaK rolliza, no debe exceder el valor del esfuerzo cortante paralelo a las fibras admisibles (F'_v).

$$f_v = \frac{2V}{3A} * \left(\frac{3De^2 - 6De * t + 4t^2}{De^2 + 2De * t + 2t} \right) \leq F'_v \quad \text{Ec. 48}$$

Donde:

f_v, Esfuerzo cortante paralelo a las fibras actuante, en Mpa.

A, Área de la sección transversal del elemento de guadúa rolliza, en mm².

De, Diámetro externo promedio de la sección de guadúa rolliza, en mm.

- t,** Espesor promedio de la sección de guadúa rolliza, en mm.
- F'v,** Esfuerzo admisible para corte paralelo a las fibras, modificado por los coeficientes que correspondan, en Mpa.
- V,** Fuerza cortante en la sección considerada, en N.

3.6.1.1.5. Control por esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras (aplastamiento)

“Los esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras (fp), deben verificarse especialmente en los apoyos y lugares en los que haya cargas concentradas en áreas pequeñas”. (NEC-SE-GUADUA, 2015)

El control de aplastamiento para los elementos horizontales se determina con la Ec.

49

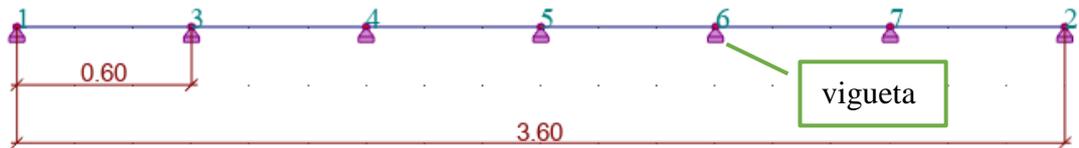
$$f \text{ aplastamiento} = \frac{R \text{ máx}}{a*b} \quad \text{Ec. 49}$$

Donde:

- f aplastamiento,** Esfuerzo de aplastamiento o compresión perpendicular a la fibra del elemento estructural (kgf/cm²).
- Rmáx,** Reacción máxima obtenida del software estructural (kgf).
- a,** Ancho de contacto con el apoyo (cm).
- b,** Profundidad del entrepiso con el apoyo (cm).
- F aplastamiento adm,** Esfuerzo admisible de aplastamiento o compresión perpendicular a la fibra (kgf/cm²).

3.6.1.2 Diseño de sistema de piso

Para analizar el sistema de piso, se considera que éste estará soportado por viguetas separadas cada 60cm, considerando la luz de diseño de 3.60m, como se indica en la *Figura 75*.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 75. Análisis de sistema de piso

3.6.1.2.1. Análisis de carga en el sistema de piso

- Para el respectivo análisis de carga permanente se toma en consideración el peso de la sección equivalente de la *Figura 63*, indicado en la *Tabla 67* más el peso ejercido por la mampostería, determinado en la *Tabla 58*.

Tabla 67. Peso de la sección equivalente del sistema de piso

SECCION TRANSFORMADA			
PESO CAÑA PICADA (kgf/m²)	peso específico del MORTERO (kgf/m ³)	2200	22
	espesor (m)	0,01	
LOSETA DE COMPRESION (kgf/m²)	peso específico del mortero (kgf/m ³)	2200	110
	espesor (m)	0,05	
PESO SISTEMA DE PISO DE SECCION EQUIVALENTE (kgf/m)			132

Fuente: Aguilar, P. 2019

Teniendo como peso total aplicado en la losa el valor de la *Tabla 68*.

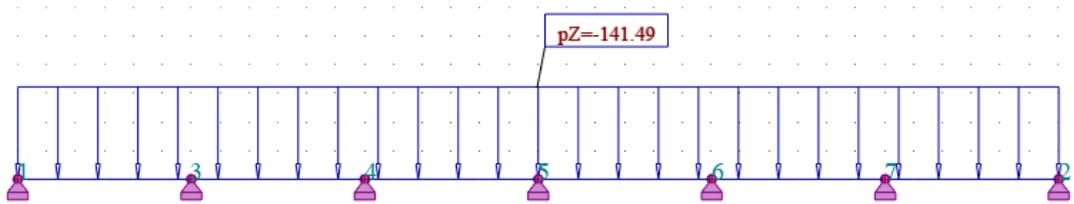
Tabla 68. Peso Total del sistema de piso

		Carga Muerta Total (kgf/m ²)	ancho coop. (m)	Carga Muerta Total (kgf/m)
SISTEMA DE PISO DE SECCION EQUIVALENTE (kgf/m ²)	132	235,818	0,6	141,491
MAMPOSTERIA (kgf/m ²)	103,817528			

Fuente: Aguilar, P. 2019

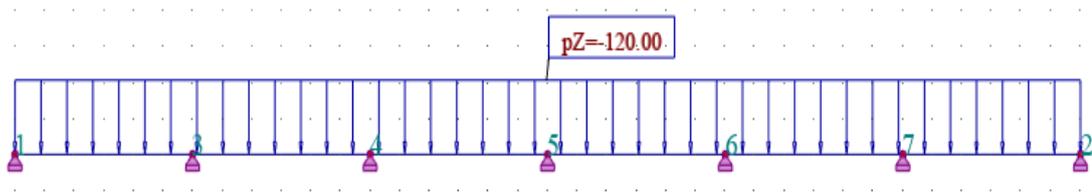
- En cuanto al valor de carga variable se considera 200 kgf/m² de vivienda multiplicado por el ancho cooperante de 0.6m se obtiene un valor de 120 kgf/m.

Los valores de carga ingresados en el programa se muestran en la *Figura 76* y en la *Figura 77*.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 76. CM ingresada en sistema de piso



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 77. CV ingresada en sistema de piso

Una vez determinadas las cargas actuantes en el sistema de piso, se procede a realizar los respectivos chequeos para elementos horizontales.

3.6.1.2.1 Control de deflexiones

El cálculo de la deflexión se determina con la Ec. 44 y las combinaciones de carga respectivas de la *Tabla 65*.

Se analizará el tramo con apoyos continuos (empotrado-empotrado).

Tabla 69. Deflexión en sistema de piso

DEFLEXIONES	
E hormigón (kgf/cm²)	218879,19
I del elemento (cm⁴)	1528
CM (kgf/m)	141,49
CV (kgf/m)	120
Deflexión Admisible	
L (cm)	360
Δ adm (cm)	1,50
Cálculo de Deflexión Instantánea	
W instantáneo (D+L) (kgf/cm)	2,6149
Δ instantáneo (cm)	0,3420
Cálculo de Deflexión Diferida	
W diferido (2,8D+1.3L) (kgf/cm)	5,52172
Δ diferido (cm)	0,7221
DEFLEXIÓN TOTAL	
Δ total (Δ inst + Δ dif) (cm)	1,06

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$\Delta \text{ total} < \Delta \text{ permitida}$$

$$1.06 \text{ cm} < 1.50 \text{ cm}$$

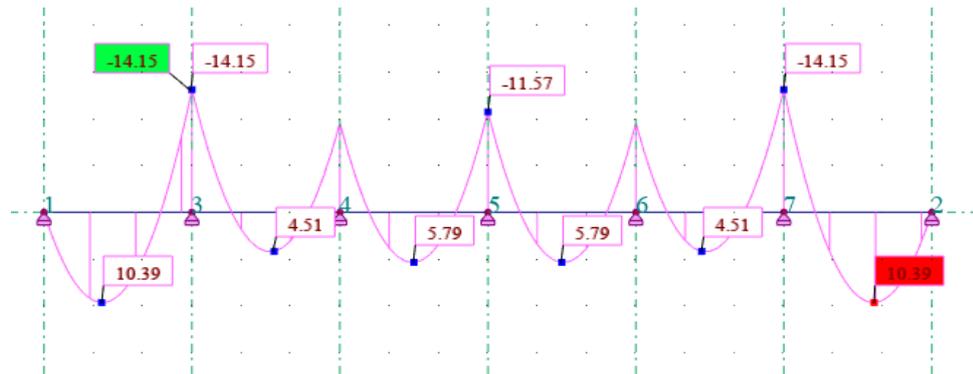


Cumple condición de rigidez

De los valores obtenidos se evidencia que la deflexión que se produce en el sistema de piso de espesor de 6cm, es menor a la permitida.

3.6.1.2.2 Verificación por flexión

Para el control por flexión se obtiene el diagrama de momentos respectivo y se recurre a la Ec. 45, para obtener el valor de la Tabla 70.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 78. Diagrama de momentos de sistema de piso

Tabla 70. Control de flexión en sistema de piso

<u>Esfuerzo a flexión actuante</u>	
De (mm)	100
M (kgf*m)	10,39
I (cm⁴)	1528
yc (cm)	3,18
M (N*mm)	101891,093
F'b (Mpa)	15
S (I/yc) (mm³)	480503,144
fb (MPa)	0,212
cumple por flexión	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$fb < F'b$$

$$0.21 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$



Cumple por flexión

3.6.1.2.3 Verificación por corte

El control por corte en el sistema de piso se verifica con la Ec. 46, de acuerdo al diagrama de cortante de la *Figura 79*.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 79. Diagrama de corte de sistema de piso en kgf

Tabla 71. Cortante en sistema de piso

Cortante	
V máx (kgf)	135,03
W (D+L) (kgf/m)	261,49
h losa (cm)	6
V diseño (kgf)	119,3406
A sección transversal (cm²)	560
f_v (kgf/cm²)	0,3197
f_v (Mpa)	0,0313
F'v (MPa)	1,2
cumple por cortante	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$f_v < F'v$$

$$0.03 \text{ MPa} < 1.2 \text{ MPa}$$



Cumple por corte

3.6.1.2.4 Verificación por esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras (aplastamiento)

La verificación de resistencia al aplastamiento se evalúa con la Ec. 49, según las reacciones máximas de la combinación más desfavorable (combinación 2) que se muestran en la *Figura 80*.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 80. Reacciones máximas de sistema de piso

Tabla 72. Aplastamiento de sistema de piso

Aplastamiento	
R max (D+L) (kgf)	252,92
a (cm)	20
b (cm)	20
fp (kgf/cm²)	0,6323
fp (Mpa)	0,062007448
F'p (Mpa)	1,4
cumple por aplastamiento	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$f_p < F'_p$$

$$0.062 \text{ MPa} < 1.4 \text{ MPa}$$



Cumple por aplastamiento

3.6.1.3. Diseño de viguetas

De acuerdo al prediseño de la *Figura 64*, se analiza la vigueta más representativa de la estructura apoyada sobre vigas (Ver *Figura 81*) y se procede a realizar las respectivas verificaciones, considerando como caso más desfavorable para este elemento, el analizarlos sin mortero en sus canutos, dado que éste aporta mayor rigidez y resistencia.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 81. Vigueta representativa

3.6.1.3.1 Análisis de carga en viguetas

La transmisión de cargas hacia las viguetas considera las reacciones máximas desarrolladas en el sistema de piso, tanto de carga permanente como de carga variable y como ancho cooperante, la separación entre viguetas de 0.6m.

- La carga muerta en las viguetas está constituida por la reacción máxima de carga permanente del sistema de piso, más el peso propio de la vigueta, como se muestra en la *Tabla 73*.

Tabla 73. Carga permanente de vigueta

CARGA PERMANENTE	Reacción máxima del sistema de piso (Kgf/m)	Reacción por Peso Propio (kgf)	101,84	169,7333
		Ancho cooperante (m)	0,6	
	Peso propio de vigueta (kgf/m)	peso específico del bambú (kgf/m ³)	700	11,8223
		Área de la sección (m ²)	0,016889	
				181,555(kgf/m)

Fuente: Aguilar, P. 2019

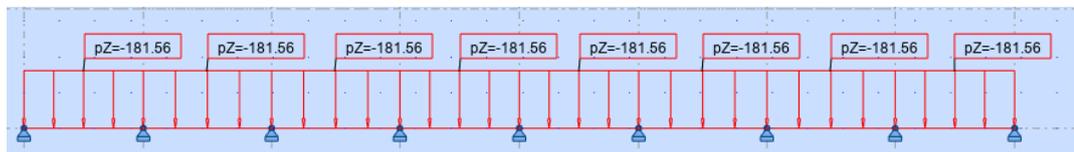
- La carga variable se considera de acuerdo a la reacción máxima del sistema de piso (Ver *Tabla 74*).

Tabla 74. Carga variable en vigueta

CARGA VARIABLE	Reacción máxima por carga viva del sistema de losa (kgf/m)	Reacción por Carga Variable (kgf)	81,69	136,15 (kgf/m)
		Ancho cooperante (m)	0,6	

Fuente: Aguilar, P. 2019

A continuación, se presentan las cargas ingresadas de carga muerta y carga viva, respectivamente, en el modelo de análisis.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 82. Carga muerta en vigueta (kgf/m)



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 83. Carga Viva en vigueta (kgf/m)

3.6.1.3.2. Control de deflexiones

Para determinar la deflexión en viguetas, se emplea la teoría elástica tradicional utilizando la Ec. 44. El módulo de elasticidad aplicado es el de percentil 5% ($E_{0.05}$) de GaK, sugerido para el cálculo de deflexiones y se analizará el tramo con apoyos continuos (empotrado-empotrado).

Tabla 75. Deflexión en viguetas

DEFLEXIONES	
E Gak (kgf/cm²)	76478,72
I del elemento(cm⁴)	5765,97
CM (kgf/m)	181,5556333
CV (kgf/m)	136,15
Deflexión admisible	
L (cm)	360
Δ adm (cm)	1,50
Cálculo de Deflexión Instantánea	
W instantáneo (D+L) (kgf/cm)	3,177056333
Δ instantáneo (cm)	0,3151
Cálculo de Deflexión Diferida	
W diferido (2,8D+1,3L) (kgf/cm)	6,853507733
Δ diferido (cm)	0,6798
Deflexión Total	
Δ total (Δ inst+ Δ dif) (cm)	0,99
cumple	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$\Delta \text{ total} < \Delta \text{ adm}$$

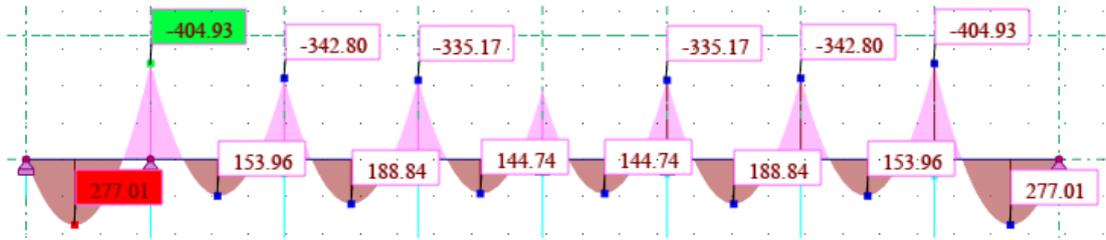
$$0,99 \text{ cm} < 1,50 \text{ cm}$$



Cumple por deflexión

3.6.1.3.3 Verificación por flexión

Para el control por flexión se obtiene el diagrama de momentos respectivo (Ver *Figura 84*) y se recurre a la Ec. 45, para obtener el valor de la Tabla 76.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 84. Diagrama de momento de viga

Tabla 76. Flexión en viga

<u>Esfuerzo a flexión actuante</u>	
De (mm)	100
t (mm)	16
M (kgf m)	277,01
I (cm⁴)	5765,97
yc (cm)	10
M (N mm)	2716540,117
F[']b (Mpa)	15
S (I/Yc) (mm³)	576597
fb (MPa)	4,711
cumple por flexión	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$fb < F'b$$

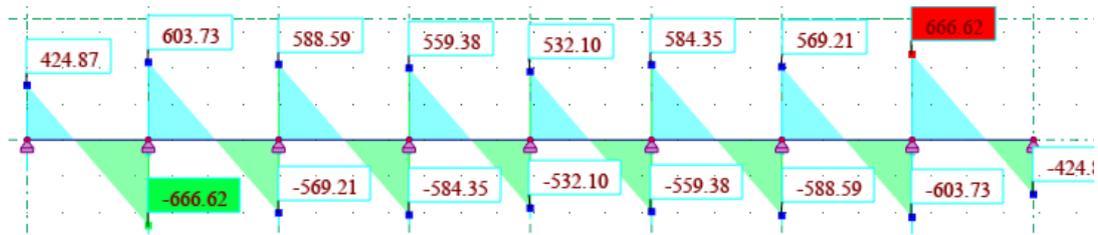
$$4.71\text{MPa} < 15\text{MPa}$$



Cumple por flexión

3.6.1.3.4 Verificación por esfuerzo cortante paralelo a las fibras.

El control por corte paralelo a las fibras en las viguetas se verifica con la Ec. 48, de acuerdo al diagrama de cortante de la Figura 85.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 85. Diagrama de corte de viga

Tabla 77. Cortante paralelo a la fibra en viga

CORTANTE II A LA FIBRA	
V (kgf)	666,62
V (N)	6539,5422
De (mm)	100
A (mm²)	16889
t (mm)	16
fv (Mpa)	0,417
F'v (MPa)	1,2
cumple cortante paralelo	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$f v < F'v$$

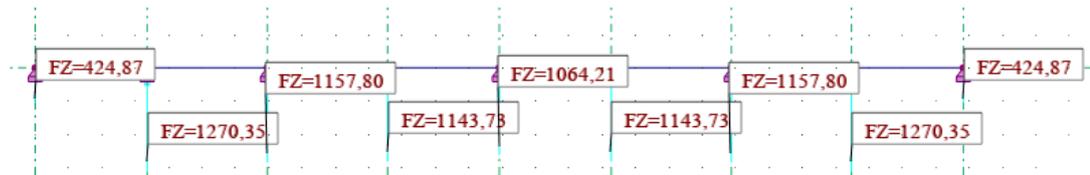
$$0.417 \text{ MPa} < 1.2 \text{ MPa}$$



Cumple por esfuerzo cortante paralelo a las fibras

3.6.1.3.5. Verificación por esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras (aplastamiento)

La verificación de resistencia al aplastamiento se evalúa con la Ec. 49, según las reacciones máximas de la combinación más desfavorable (combinación 2) que se muestran en la Figura 86.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 86. Reacciones máximas en vigueta

Tabla 78. Aplastamiento en vigueta

Aplastamiento	
R (kgf)	1270.35
R (N)	12462.13
a (mm)	200
b (mm)	200
fp (Mpa)	0,311
Fp (Mpa)	1,4
cumple	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$fp < Fp adm$$

$$0.4311 \text{ MPa} < 1.4 \text{ MPa}$$



Cumple por esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras

3.6.1.4. Diseño de vigas

Para el diseño de vigas, se aplica el mismo procedimiento descrito anteriormente en viguetas que va de la mano de lo requerido por la NEC-SE-GUADUA.

Se analiza, la viga representativa de la estructura, indicada en la *Figura 87*, en donde los apoyos representan las columnas que la soportan y por lo cuales se transmitirá la carga axial resultante hacia el suelo.



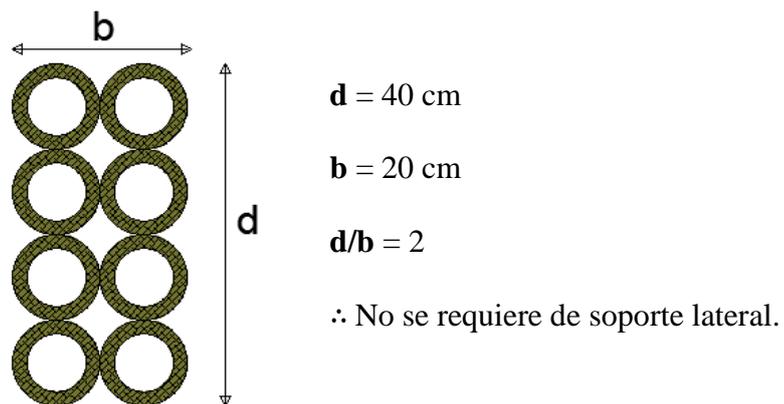
Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 87. Viga representativa en GaK

3.6.1.4.1. Estabilidad lateral en vigas

En vista de que la viga prediseñada está conformada por más de un culmo, se debe verificar si requiere o no soporte lateral en la zona comprimida de acuerdo a sus dimensiones.

Si la relación: alto (d) ancho (b) es igual a 2 ($d/b = 2$), no se requiere de soporte lateral.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 88. Soporte lateral en vigas

3.6.1.4.2. Análisis de carga en vigas

La transmisión de cargas hacia las vigas considera las reacciones máximas desarrolladas en las viguetas, tanto de carga permanente como de carga variable y como ancho cooperante, la separación entre viguetas de 0.6m.

- La carga muerta en las vigas está constituida por la reacción máxima de carga permanente de viguetas, más el peso propio de la vigueta, y el peso

de mampostería que se encuentra apoyado sobre las vigas, como se muestra en la *Tabla 79*.

Tabla 79. Carga permanente en viga de GaK

CARGA PERMANENTE	Reacción máxima de la vigueta (Kgf/m)	Reacción por peso propio (kgf)	739,5	1232,5
		Ancho cooperante (m)	0,6	
	Mampostería soportada por la viga	PESO (kgf/m ²)	103,817	62,291
	Peso propio de viga (kgf/m)	peso específico del bambú (kgf/m ³)	700	23,6446
		Área de la sección (m ²)	0,03377	
				1256,14(kgf/m)

Fuente: Aguilar, P. 2019

- La carga variable se considera de acuerdo a la reacción máxima de la vigueta (Ver *Tabla 80*).

Tabla 80. Carga variable en viga de GaK

CARGA VARIABLE	Reacción máxima por carga viva de la vigueta (kgf/m)	Reacción por carga variable (kgf)	530,84	884,73 (kgf/m)
		Ancho cooperante (m)	0,6	

Fuente: Aguilar, P. 2019

3.6.1.4.3. Control de Deflexiones

Para determinar la deflexión en vigas, se emplea la Ec. 44. El módulo de elasticidad aplicado es el de percentil 5% ($E_{0.05}$) de GaK, sugerido para el cálculo de deflexiones y se analizará el tramo con apoyos continuos (empotrado-empotrado).

Tabla 81. Deflexión en viga de GaK

DEFLEXIONES	
E Gak (kgf/cm²)	76478,72
I del elemento(cm⁴)	45310,35
CM (kgf/m)	1256,1446
CV (kgf/m)	884,7333333
Deflexión admisible	
L (cm)	360
Δ adm (cm)	1,500
Cálculo de Deflexión Instantánea	
W instantáneo (D+L) (kgf/cm)	21,40877933
Δ instantáneo (cm)	0,2702
Cálculo de Deflexión Diferida	
W diferido (2,8D+1,3L) (kgf/cm)	46,6735
Δ diferido (cm)	0,5891
Deflexión Total	
Δ total (Δ inst+ Δ dif) (cm)	0,86
cumple	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$\Delta \text{ total} < \Delta \text{ adm}$$

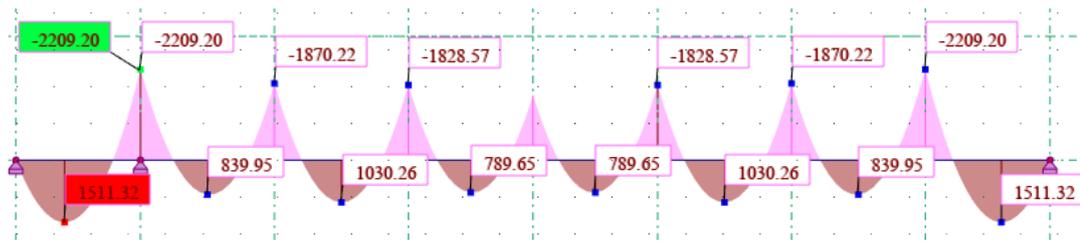
$$0.86 \text{ cm} < 1.50 \text{ cm}$$



Cumple por deflexión

3.6.1.4.4 Verificación por flexión

Para el control por flexión se obtiene el diagrama de momentos respectivo (Ver Figura 89) y se recurre a la Ec. 45, para obtener el valor de la Tabla 82.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 89. Diagrama de momentos de viga en GaK

Tabla 82. Flexión en viga

Esfuerzo a flexión actuante	
De (mm)	100
t (mm)	16
M (kgf* m)	1511,32
I (cm⁴)	45310,35
yc (cm)	20
M (N* mm)	14820986,28
F'b (Mpa)	15
S (I/Yc) (mm³)	2265517,5
fb (MPa)	6,541
cumple por flexión	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$fb < F'b$$

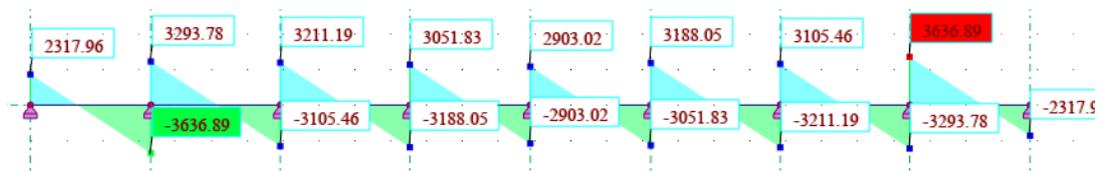
$$6.541 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$



Cumple por flexión

3.6.1.4.5. Verificación por esfuerzo cortante paralelo a las fibras

El control por corte paralelo a las fibras en las viguetas se verifica con la Ec. 48, de acuerdo al diagrama de cortante de la Figura 90.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 90. Diagrama de corte de viga en GaK

Tabla 83. Cortante paralelo a la fibra en viga

<u>CORTANTE II A LA FIBRA</u>	
V (kgf)	3636,89
V (N)	35677,89
De (mm)	100
A (mm²)	37778
t (mm)	16
f_v (Mpa)	1,019
F'v (Mpa)	1,2
cumple cortante paralelo	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$f_v < F'$$

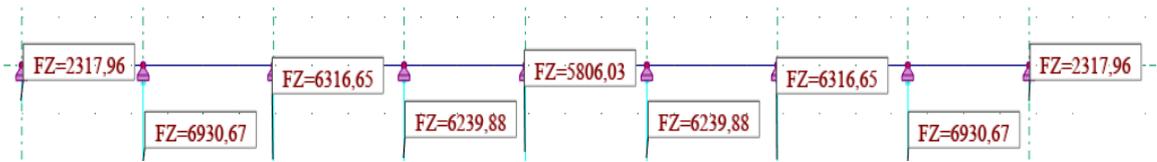
$$1.019 \text{ MPa} < 1.2 \text{ MPa}$$



Cumple por esfuerzo cortante paralelo a las fibras

3.6.1.4.6. Verificación por esfuerzos de compresión perpendicular a las fibras (aplastamiento)

La verificación de resistencia al aplastamiento se evalúa con la Ec. 49, según las reacciones máximas de la combinación más desfavorable (combinación 2) que se muestran en la Figura 91



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 91. Reacciones máximas en viga en (kgf)

Tabla 84. Aplastamiento en vigas

Aplastamiento	
R (kgf)	6930.67
R (N)	67989.872
a (mm)	200
b (mm)	400
fp (Mpa)	0,8498
F'p (Mpa)	1,4
cumple	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$fp < F'p$$

$$0.8491 \text{ MPa} < 1.4 \text{ MPa}$$



Cumple por esfuerzo de compresión perpendicular a las fibras

NOTA: una vez realizados los chequeos respectivos de los elementos horizontales, se evidencia que, al cumplir satisfactoriamente todos sus controles, las secciones asumidas previamente, serán los diseños definitivos para la edificación.

3.6.2 Conexión entre vigas y columnas.

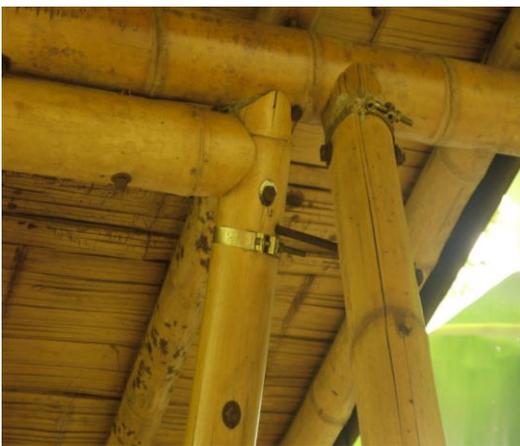
Según la normativa de diseño estructural en guadúa (NEC-SE-GUADUA, 2015), los nodos de la estructura deben articularse de manera de obtener mayores deflexiones

y esfuerzos de flexión. En la construcción, suele conectarse a los elementos con conos hechos de metal o incluso de botellas vacías, y se rellenan de mortero para garantizar la unión entre el bambú y el metal o botella. Este tipo de conexión surgió del arquitecto Simón Vélez, quien proponía una unión más arquitectónica que estructural, y es la que comúnmente se puede observar en algunas estructuras. Este tipo de unión es la que se muestra en la *Figura 92* y *Figura 93*



Fuente: (Arias, Baccifava, Bernardi, Lencina, & Slingo, 2011)

Figura 92. Conexiones en bambú bajo el criterio de Vélez.



Fuente: (Torres J. , s.f.)

Figura 93. Conexiones en bambú bajo el criterio de Vélez.



Fuente: (García, 2018)

Figura 94. Conexiones en bambú bajo el criterio de Vélez. Biblioteca de la Facultad de Arquitectura de la Universidad Católica Santiago de Guayaquil.

A pesar de que la propuesta anterior es una de las más comunes y más usadas para estructuras sencillas, existen otros tipos de conexiones que pueden transmitir momento debido a la continuidad de los elementos estructurales como vigas y columnas que no se cortan en el nodo en su totalidad, y al poseer mortero de hormigón conectando vigas y columnas mediante orificios, teóricamente se permite, la transmisión de momentos en el nodo. (ver *Figura 95* y *Figura 96*).



Fuente: (INS, 2016).

Figura 95. Juntas de vigas y columnas en bambú en donde permanece la continuidad de las vigas. Restaurante en Panamá.



Fuente: (BAMBUSA.es, 2019).

Figura 96. Juntas de vigas y columnas en bambú en donde permanece la continuidad de las vigas.



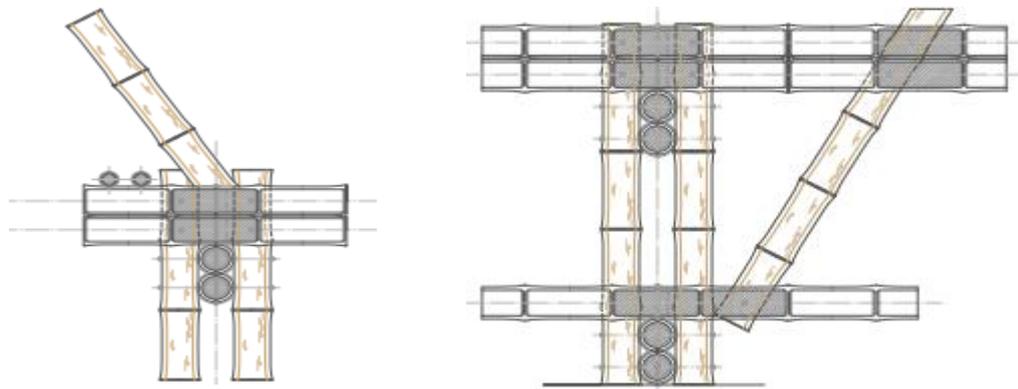
Fuente: (BAMBUSA.es, 2019)

Figura 97. Construcción de bambú con continuidad de vigas y columnas.

En lo que respecta al proceso constructivo, los culmos que llegan al nodo son rellenos con mortero de hormigón pobre, es decir, de 100 kg/cm^2 de resistencia a la compresión. La distancia de relleno oscila entre 20 y 40 cm medidos desde la cara de las columnas, adoptando 40 cm como relleno para crear una mejor resistencia a las fuerzas de corte y a los momentos flectores. Este relleno se realiza en columnas y vigas, de manera de aumentar la resistencia de la sección compuesta tanto a fuerzas cortantes como momentos flectores. A manera de complemento, se colocan varillas de

10 mm con esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm^2 o pernos de hierro o acero, que atraviesan los culmos e incluso el hormigón, contribuyendo con la resistencia a la tracción, corte y flexión del nodo.

Este tipo de conexión continua se encuentra referenciada en algunos manuales de construcción, mas no se han encontrado cálculos estructurales, ni documentación estructural sobre la misma, pero se intuye que las mismas transfieren momento de vigas a columnas debido a la continuidad de los culmos y a la conexión con varillas y orificios de entre culmos que se conectan con el relleno de mortero. En la *Figura 98* y *Figura 99* se observa un esquema de cómo se coloca mortero en los culmos que llegan al nodo para transferir fuerzas y momentos entre vigas y columnas.



Fuente: (Torres E. , 2017)

Figura 98. Esquematación general de culmos rellenos de hormigón en nodos.



Fuente: (Ortoneda, 2018)

Figura 99. Método constructivo en el relleno con mortero.

Existen algunas conexiones en donde el nodo presenta continuidad entre viga y columnas a través de placas de acero y pernos, aun cuando los culmos de las columnas pierden su continuidad sin embargo, no se ha encontrado un cálculo estructural que demuestre la transferencia de momentos entre vigas y columnas (ver *Figura 100*)



Fuente: (Ortoneda, 2018)

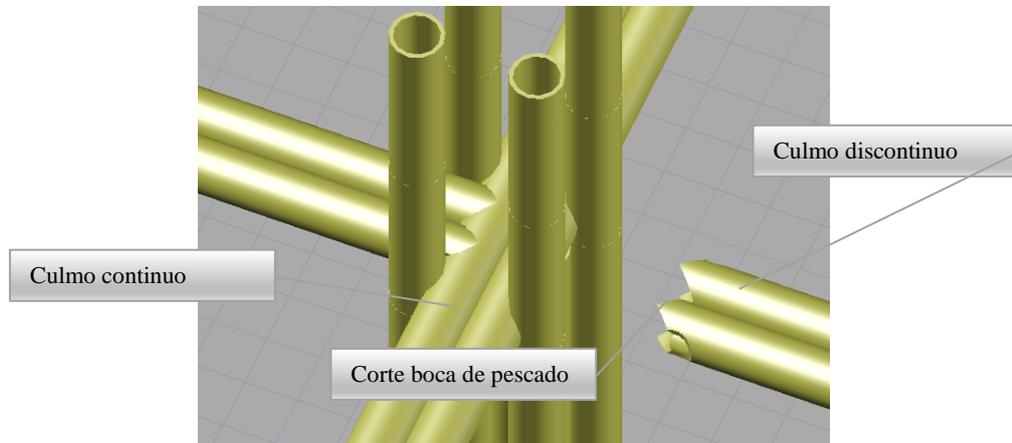
Figura 100. Conexiones a momento con placas de acero.

Con base a los argumentos presentados sobre las conexiones a momento, se plantea la siguiente conexión en este tema de investigación.

3.6.2.1 Unión simple tipo “boca de pescado”

La unión “boca de pescado” es una de las más comunes en la construcción de estructuras en guadua, la misma que está constituida únicamente con bambú y funciona como una unión básica entre vigas y columnas. No se ha encontrado documentación de cálculos estructurales de este tipo de unión. (ver *Figura 101*). Las vigas que se encuentran compuestas por 8 culmos, poseen 4 culmos que se cortan en el nodo y 4 que permanecen constantes dentro del nodo, tanto en una dirección como en la otra, intercalando así la continuidad y discontinuidad de las vigas en el nodo. Los culmos discontinuos de una dirección poseen la abertura de boca de pescado para conectarse

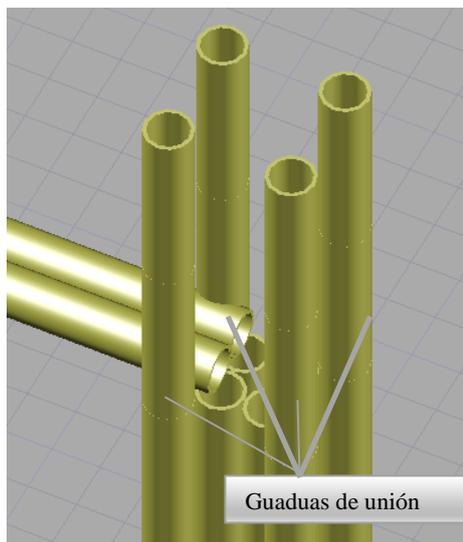
con el culmo continuo de la otra dirección. El culmo continuo posee una abertura para que el mortero del núcleo pueda conectarse entre vigas de ambas direcciones y garantizar transmisión de esfuerzos de vigas a vigas.



Fuente: Aguilar, P. 2019

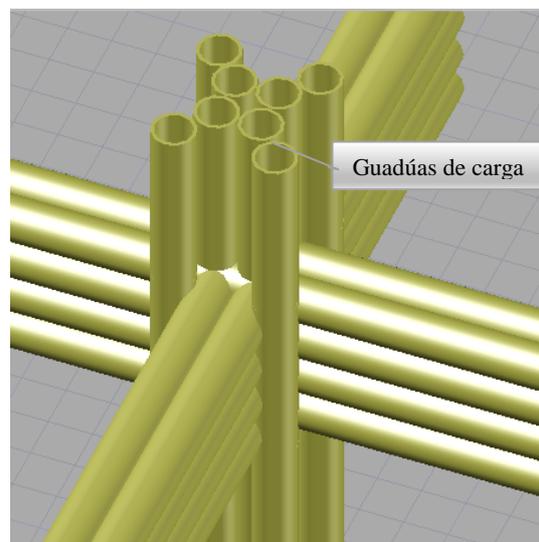
*Figura 101.*Empalme de viga con corte "boca de pescado"

La unión planteada está compuesta por 4 guadúas (guadúas de unión) sobre la que se asientan las vigas y 4 guadúas continuas en sus extremos (guadúas de carga) que garantizan la transmisión de esfuerzos (ver *Figura 102* y *Figura 103*).



Fuente: Aguilar, P. 2019

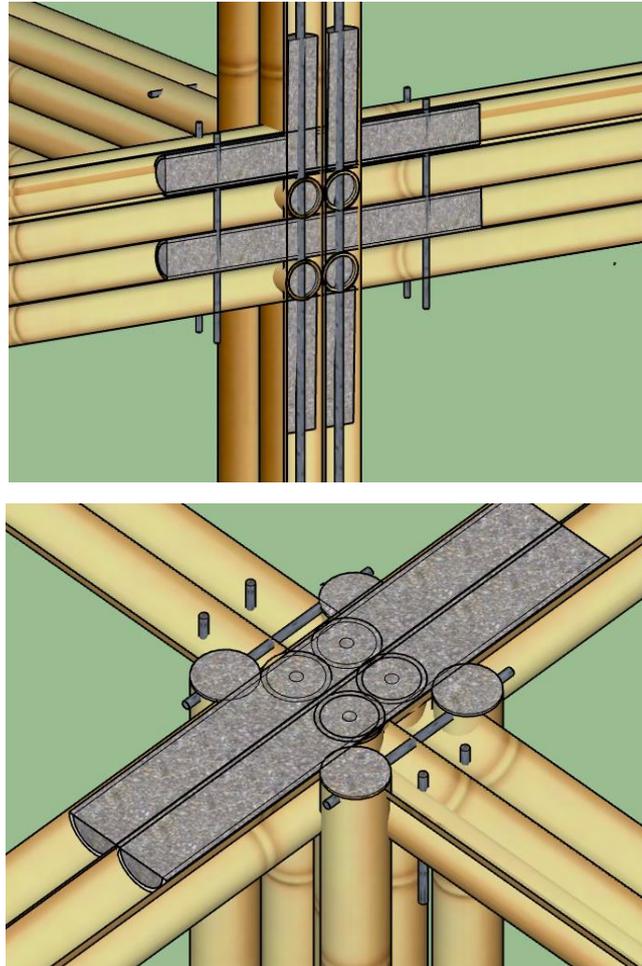
Figura 102. Guadúas de unión



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 103. Guadúas de carga

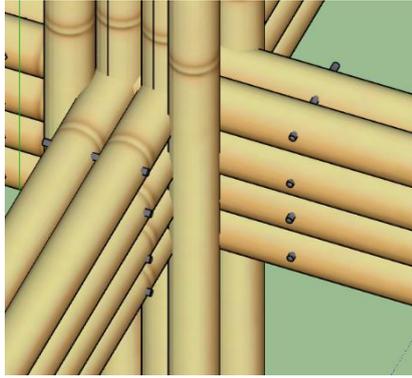
Las vigas que entran al nodo poseen una abertura lateral, al igual que las columnas de unión, para garantizar que el relleno de mortero genere un núcleo macizo de mortero que permita la transferencia de fuerzas y momentos de vigas a columnas y viceversa, permitiendo la continuidad del nodo.(ver *Figura 104*)



Fuente: Aguilar, P. 2019

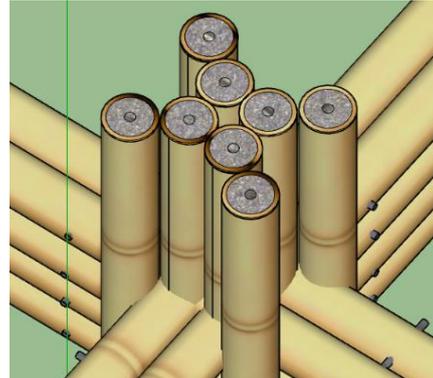
Figura 104. Núcleo macizo de mortero

Se utilizan varillas corrugadas de 10 mm de diámetro y esfuerzo de fluencia de 4200 kg/cm² para lograr una mejor transmisión de esfuerzos entre vigas y columnas (Ver Anexo C). Las mismas atraviesan por completo tanto vigas como columnas en toda la longitud del núcleo de mortero para incrementar la resistencia del núcleo a la tracción, compresión y al corte. (ver *Figura 105* y *Figura 106*).



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 105. Varillas de unión en



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 106. Varillas de unión en

3.6.3 Diseño de elementos verticales

En este apartado se consideran los elementos sometidos a carga axial y se procede a realizar el respectivo control y verificación de la sección planteada para columnas de sección compuesta, para lo cual será considerada la columna más cargada de la planta baja como representativa de las demás.

La fuerza axial con la que se harán los controles indicados por la (NEC-SE-GUADUA, 2015), será la reacción máxima producida en la estructura, transmitida por las cargas generadas entre los elementos estructurales sometidos a flexión: sistema de piso, viguetas y vigas indicada en la Tabla 84.

Fuerza Axial transmitida a la columna = 6930.67 kgf

3.6.3.1 Verificación por esfuerzo de tensión axial actuante

El esfuerzo de tensión axial actuante (f_t) para cualquier sección de GaK rolliza, no debe exceder el valor del esfuerzo admisible a tensión axial (F_t), se determina de acuerdo a la Ec. 50.

$$f_t = \frac{T}{A_n} \leq F_t \text{ adm} \quad \text{Ec. 50}$$

Donde:

Ft, Esfuerzo a tensión actuante, en MPa.

T, Fuerza de tensión axial aplicada, en N.

An, Área de la sección transversal del elemento, en mm².

F't, Esfuerzo de tensión admisible, en Mpa.

Tabla 85. Control de esfuerzo por tensión axial

TENSION AXIAL	
T (kgf)	6930,67
T (N)	67989,872
An (mm²)	33764
ft (Mpa)	2,013
F't (MPa)	19
cumple por tensión axial	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$ft < F't$$

$$2.013 \text{ MPa} < 19 \text{ MPa}$$



Cumple por esfuerzo de tensión axial

- **Tensión perpendicular a la fibra**

En lo posible se deben evitar los diseños, en los cuales los elementos estructurales de GaK estén sometidos a esfuerzos de tensión perpendicular a la fibra, debido a su baja resistencia en esta sollicitación, no obstante, si se presentan estos esfuerzos, se debe garantizar la resistencia del elemento proporcionando el refuerzo que sea

necesario en la zona comprometida, a través de zunchos metálicos o platinas. (NEC-SE-GUADUA, 2015).

En el presente documento no se realizará este control.

3.6.3.2 Verificación por compresión axial

Para diseñar los elementos que están sometidos a compresión axial, se tiene en cuenta los siguientes aspectos:

- **Longitud efectiva**

La NEC-SE-GUADUA define la longitud efectiva como la longitud teórica de una columna equivalente con articulaciones en sus extremos. La longitud efectiva de una columna puede calcularse con la siguiente fórmula:

$$L_e = L_u * k \quad \text{Ec. 51}$$

Tabla 86. Longitud efectiva de la columna

Longitud efectiva	
Lu (mm)	1900
k	1
Le (mm)	1900

Fuente: Aguilar, P. 2019

Donde:

L_u, Longitud no soportada lateralmente del elemento, en mm

k, Coeficiente de longitud efectiva, según las restricciones en los apoyos (k=1) (Ver *Figura 107*).

L_e, Longitud efectiva, en mm.

Condición de los apoyos	Gráficos	k_{e1}	k_{e2}
Empotrados en ambos extremos ①		0.50	0.65
Impedido de desplazarse en ambos extremos y uno de ellos impedido de rotar ②		0.70	0.85
Articulado en ambos extremos ③		1.00	1.00
Empotrado en un extremo y el otro impedido de rotar pero libre de desplazamiento ④		1.00	1.20
Empotrado en un extremo y el otro parcialmente libre de rotar y libre de desplazamiento ⑤		1.50	1.50
Articulado en un extremo y el otro impedido de rotar pero libre de desplazamiento ⑥		2.00	2.40
Empotrado en un extremo y el otro libre de rotar y libre de desplazamiento ⑦		2.00	2.10

Fuente: (NEC-SE-GUADUA, 2015)

Figura 107. Coeficientes de longitud efectiva de columna (k)

- **Esbeltez en elementos constituidos por más de dos culmos.**

El efecto de esbeltez para columnas se determina con la Ec. 52.

$$\lambda = \frac{le}{r}$$

Ec. 52

Tabla 87. Esbeltez en columna

Esbeltez	
I (cm ⁴)	39684,33
A (cm ²)	337,64
r (cm)	10,841
λ	17,525
$\lambda < 30 =$ columna corta	

Fuente: Aguilar, P. 2019

Donde:

I, Inercia de la sección, en cm⁴.

A, Área neta de la sección transversal de guadúa, en cm².

r, Radio de giro de la sección, en cm.

Calculado con la Ec. 53.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Ec. 53

En la Tabla 87, se define la columna como “columna corta” de acuerdo a su relación de esbeltez, de la *Tabla 88*.

Tabla 88. Clasificación de columnas

Columna	Esbeltez
Corta	$\lambda < 30$
Intermedia	$30 < \lambda < Ck$
Larga	$Ck < \lambda < 150$

Fuente: (NEC-SE-GUADUA, 2015)

La esbeltez Ck es el límite entre las columnas intermedias y las columnas largas y se determina con la Ec. 54.

$$Ck = 2.565 * \sqrt{\frac{E_{0.05}}{F'c}}$$

Ec. 54

Donde:

F'c, Esfuerzo admisible en compresión paralela a las fibras, en MPa

E_{0.05}, Módulo de elasticidad percentil 5, en Mpa-.

NOTA: “Bajo ninguna circunstancia es aceptable trabajar con elementos de columna que tengan esbeltez mayor de 150” (NEC-SE-GUADUA, 2015).

- **Esfuerzo Máximo de compresión paralela a la fibra.**

El cálculo de esfuerzo máximo se determinará de acuerdo a la Ec. 55
proporcionada por la NEC-SE-GUADUA, correspondiente a columnas cortas, el cual no debe exceder el valor del esfuerzo de compresión paralela a las fibras admisibles ($F'c$).

$$f_c = \frac{N}{A_n} \leq F'c \quad \text{Ec. 55}$$

Donde:

- f_c , Esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante en Mpa
- N , Fuerza de compresión paralela a la fibra actuante, en N.
- A_n , Área neta de la sección transversal, en
- $F'c$, Esfuerzo de compresión paralela a la fibra admisible, modificado, en Mpa.

Tabla 89. Esfuerzo máximo de compresión paralela a la fibra en columna corta

Esfuerzo Máximo de compresión paralela a la fibra (COLUMNA CORTA)	
N (N)	67989,872
An (mm²)	33764
fc (Mpa)	2,0136
F'c (Mpa)	14
cumple	

Fuente: Aguilar, P. 2019

$$f_c < F'c$$

$$2.013 \text{ MPa} < 14 \text{ MPa}$$



Cumple por esfuerzo de compresión paralela a la fibra

3.6.3.3 Verificación para elementos sometidos a flexo-compresión

“ Los elementos de la estructura que se encuentren sometidos simultáneamente a las fuerzas de compresión y flexión deben ser diseñados para cumplir la Ec. 56” (NEC-SE-GUADUA, 2015).

$$\frac{f_c}{F'c} + \frac{k_m * f_b}{F'b} \leq 1 \quad \text{Ec. 56}$$

Donde:

- f_c , Esfuerzo de compresión paralela a la fibra actuante, en MPa
 $F'c$, Esfuerzo de compresión paralela a la fibra admisible, en MPa
 f_b , Esfuerzo a flexión actuante, en MPa
 $F'b$, Esfuerzo a flexión admisible modificado, en MPa
 k_m , Coeficiente de magnificación de momentos, calculado con la Ec. 57.

$$k_m = \frac{1}{1 - 1.5 \left(\frac{N_a}{N_{er}} \right)} \quad \text{Ec. 57}$$

Donde:

- N_a , Carga de compresión actuante, en N.
 N_{er} , Carga crítica de Euler, calculada con la Ec. 58.

$$N_{er} = \frac{\pi^2 * E_{0.05} * I}{L_e^2} \quad \text{Ec. 58}$$

Donde:

- I , Momento de inercia de la sección, en mm⁴.
 $E_{0.05}$, Módulo de elasticidad del percentil 5, en Mpa.
 L_e , Longitud efectiva del elemento, en mm.

Tabla 90. Elementos solicitados a flexo-compresión

Elementos solicitados a flexo-compresión	
fc (Mpa)	2,0136
fb (Mpa)	6,5419
Na (N)	67989,872
K_m	1,012
F'c (Mpa)	14
F'b (Mpa)	15
cumple ≤ 1	

Fuente: Aguilar, P. 2019

- Reemplazando estos datos en la Ec. 56, se obtiene:

$$\frac{2.01}{14} + \frac{1.012 * 6.54}{15} = 0.584 < 1 \quad \checkmark$$

Cumple como elemento sometido a flexo-compresión

3.6.3.4. Verificación de flexo-compresión biaxial.

El análisis por flexión biaxial en la columna considera una flexión simultánea respecto de ambos ejes principales. Habitualmente, este tipo de carga ocurre en columnas esquineras, centrales y exteriores cuando las longitudes de los tramos adyacentes y las cargas que transmiten no se compensan.

Para el respectivo control se seleccionó la columna más cargada, y se analizará el comportamiento de esta tanto en planta baja, como en planta alta para la combinación de carga más crítica.

La flexo-compresión biaxial, se calcula con la Ec. 59:

$$\frac{N}{N_{adm}} + \frac{k_m * |M_x|}{Z * F'b} + \frac{k_m * |M_y|}{Z * F'b} \leq 1 \quad \text{Ec. 59}$$

Donde:

N, Carga axial actuante, en N.

N_{adm}, Carga axial admisible para columnas cortas, en N. Calculado con la Ec. 60.

$$N_{adm} = Fc * A \quad \text{Ec. 60}$$

F'c, Esfuerzo admisible de compresión paralela a las fibras, en Mpa.

A, Area de la sección transversal, en mm².

F'b, Esfuerzo admisible a flexión, en MPa.

Z, Módulo de sección transversal con respecto al eje de flexión.

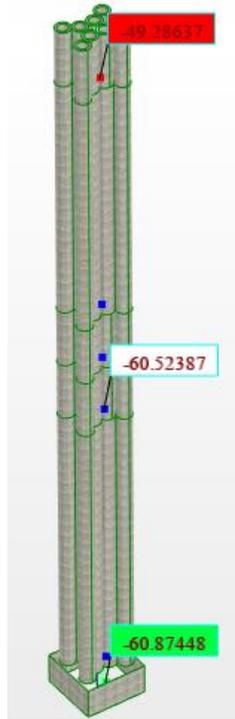
M_x, Momento flector máximo en el eje X, en N*mm.

M_y, Momento flector máximo en el eje Y, en N*mm.

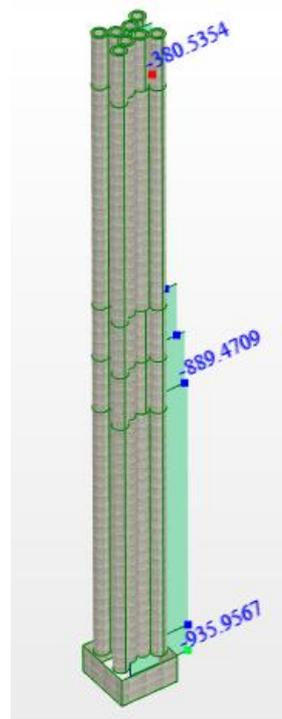
k_m, Coeficiente de magnificación de momentos, calculado con la Ec. 57.

N_{er}, Carga crítica de Euler, en N.

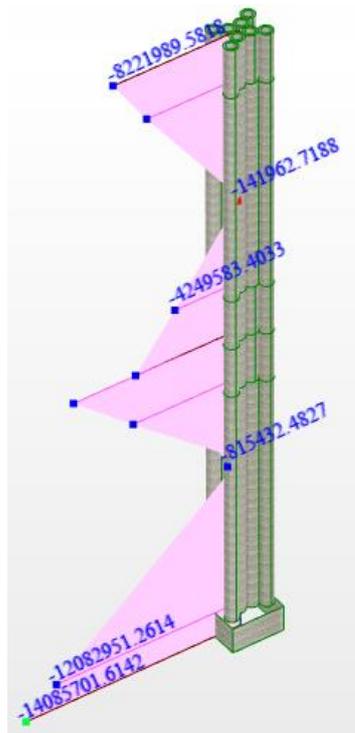
En la *Figura 108*, *Figura 109* y *Figura 110*, se presentan los valores de: carga axial actuante, momento flector máximo en dirección X y el momento flector máximo en dirección Y respectivamente, que serán utilizados para el cálculo de la flexo-compresión biaxial.



Fuente: Aguilar, P. 2019
 Figura 108. Carga axial actuante en (N), comb 14.



Fuente: Aguilar, P. 2019
 Figura 109. Momento flector en X en (N*mm), comb 18



Fuente: Aguilar, P. 2019
 Figura 110. Momento flector en Y en (N*mm), comb 14

Reemplazando los valores mostrados, la Ec. 59 queda definida así:

$$\text{Planta baja: } \frac{60.874}{472696} + \frac{1 * |935.956|}{2133566.18 * 15} + \frac{1 * |14085701.6|}{2133566.18 * 15} = 0.44 < 1$$



$$\text{Planta alta: } \frac{60.523}{472696} + \frac{1 * |889.470|}{2133566.18 * 15} + \frac{1 * |4249583.4|}{2133566.18 * 15} = 0.13 < 1$$



El elemento RESISTE al ser sometido a flexo – compresión biaxial

NOTA: una vez realizados los chequeos respectivos de los elementos verticales (columnas), se evidencia que, al cumplir satisfactoriamente todos sus controles, la sección asumida previamente, será el diseño definitivo para la edificación.

3.7 Análisis e interpretación de resultados.

El análisis de los resultados consiste en verificar que los valores obtenidos sean los admisibles de acuerdo a la (NEC, 2015), en sus capítulos: (NEC-SE-VIVIENDA, 2015) y para el diseño sismorresistente la (NEC-SE-DS, 2015).

3.7.1 Revisión de periodos y modos de vibración.

El control de los periodos y modos de vibración para la edificación en guadua se hará bajo las mismas consideraciones del diseño en hormigón armado en la sección 2.6.1.

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)
4/ 1	4,48	0,22	0,00	86,94	0,0
4/ 2	4,87	0,21	0,01	86,94	0,0
4/ 3	5,29	0,19	90,70	86,94	0,0
4/ 4	5,63	0,18	90,70	90,98	0,0
4/ 5	6,36	0,16	90,94	90,98	0,0
4/ 6	7,27	0,14	91,23	90,98	0,0
4/ 7	7,30	0,14	91,23	91,62	0,0
4/ 8	8,15	0,12	91,23	91,62	0,0
4/ 9	8,96	0,11	91,26	91,68	0,0
4/ 10	9,02	0,11	91,33	91,70	0,0

Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 111. Períodos de vibración en Gak sin paneles.

- Se evidencia que el período fundamental de la estructura (T), obtenido bajo análisis modal, descrito como Método 2 en la NEC-SE-DS, resulta ser de 0.22 segundos, comparado con el periodo fundamental calculado por el Método 1 (Ver Anexo B) de T= 0.305 segundos; cumple la condición de que no sea mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.

$$\text{Periodo de vibración}_{\text{método 2}} < 30\% \text{ Periodo de vibración}_{\text{método 1}}$$

$$0.22 \text{ segundos} < 30\% (0.305 \text{ segundos})$$

$$0.22 \text{ segundos} < 0.396 \text{ segundos}$$

De lo que se concluye que los periodos de vibración son aceptables.

- Los valores UX(%) y UY(%), indicados en la Figura 111, representan los porcentajes de masa participante en cada modo de vibrar. Se han calculado hasta lograr el 90% de masa participante, teniendo así: 90.70% en la dirección Ux para el tercer modo de vibración y 90.98% en dirección Uy en el cuarto modo de vibración.

3.7.2 Derivas máximas

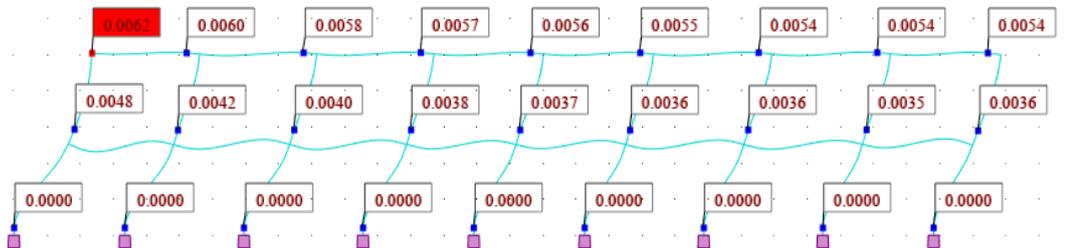
Las derivas máximas en guadua son limitadas por lo indicado en la (NEC-SE-DS, 2015) en la *Tabla 50*, en donde el valor de deriva máxima permisible es de 0.02.

El procedimiento para el control de derivas, en este apartado es el mismo que ya se ha indicado en el capítulo correspondiente a hormigón armado, con la diferencia, de que el control de derivas se hará para estados de carga sísmica tanto dinámica como estática en dirección X y en dirección Y.

El sismo dinámico será calculado para el modo de vibración CQC (Combinación Cuadrática Completa).

Para la obtención de los resultados correspondientes, se aplicarán las ecuaciones Ec. 33 y Ec. 34 con los desplazamientos más representativos de la estructura obtenidos del software de análisis estructural, obteniendo:

➤ Sismo estático en X



Fuente: Aguilar, P. 2019

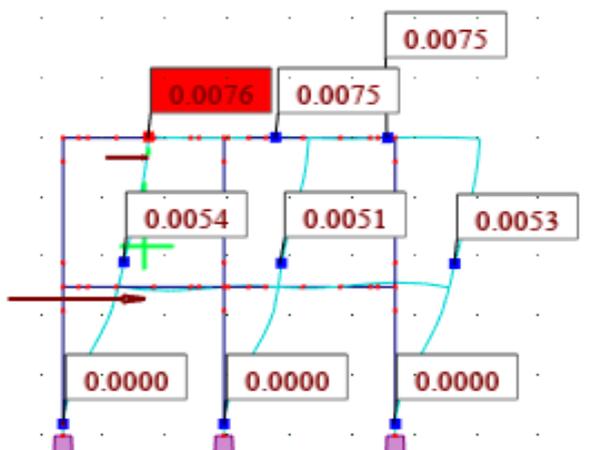
Figura 112. Desplazamientos en metros, para estado de carga de sismo estático en X

Tabla 91. Control de derivas para sismo estático en X

ESTADO DE CARGA	NIVEL	Deformación (m)	Desplazamientos (m/m)	Derivas inelásticas Δi (m/m)	CONTROL ($\Delta i < 0,02$)
Sismo estático en X	Nv+0,00	0,001		0	Cumple
	Nv+2,50	0,0048	0,00152	0,00342	Cumple
	Nv+5,00	0,0062	0,00056	0,00126	Cumple

Fuente: Aguilar, P. 2019

➤ **Sismo estático en Y**



Fuente: Aguilar, P. 2019

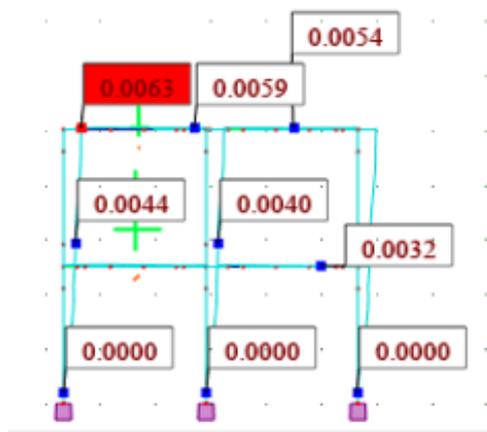
Figura 113. Desplazamientos en metros, para estado de carga de sismo estático en Y

Tabla 92. Control de derivas para sismo estático en Y

ESTADO DE CARGA	NIVEL	Deformación (m)	Desplazamientos (m/m)	Derivas inelásticas Δi (m/m)	CONTROL ($\Delta i < 0,02$)
sismo estático en Y	Nv+0,00	0		0	Cumple
	Nv+2,50	0,0054	0,00216	0,00486	Cumple
	Nv+5,00	0,0076	0,00088	0,00198	Cumple

Fuente: Aguilar, P. 2019

➤ **Espectro sísmico en X**



Fuente: Aguilar, P. 2019

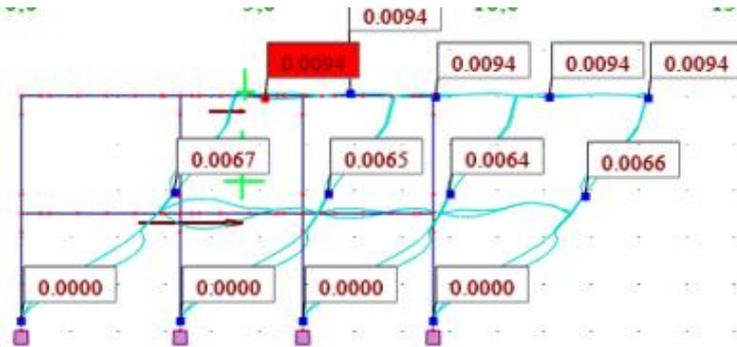
Figura 114. Desplazamientos en metros, para estado de carga espectral en X.

Tabla 93. Control de derivas para carga espectral en X

ESTADO DE CARGA	NIVEL	Deformación (m)	Desplazamientos (m/m)	Derivas inelásticas Δi (m/m)	CONTROL ($\Delta i < 0,02$)
Espectro en X	Nv+0,00	0		0	Cumple
	Nv+2,50	0,0044	0,00176	0,00396	Cumple
	Nv+5,00	0,0063	0,00076	0,00171	Cumple

Fuente: Aguilar, P. 2019

➤ Espectro sísmico en Y



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 115. Desplazamientos en metros, para estado de carga espectral en Y

Tabla 94. Control de derivas para carga espectral en Y

ESTADO DE CARGA	NIVEL	Deformación (m)	Desplazamientos (m/m)	Derivas inelásticas Δi (m/m)	CONTROL ($\Delta i < 0,02$)
Espectro en Y	Nv+0,00	0		0	Cumple
	Nv+2,50	0,0067	0,00268	0,00603	Cumple
	Nv+5,00	0,0094	0,00108	0,00243	Cumple

Fuente: Aguilar, P. 2019

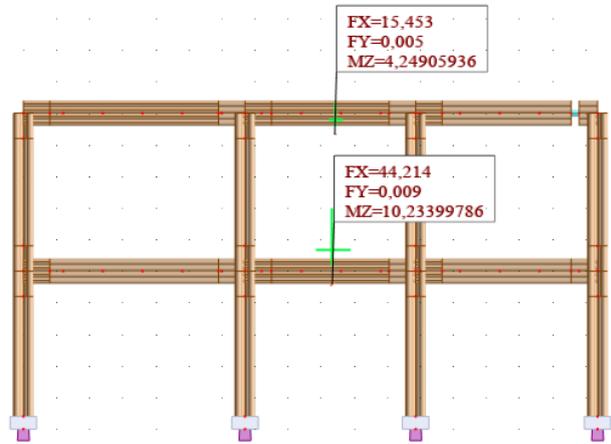
- Se puede observar que las derivas cumplen para todos los estados de carga analizados.

3.7.3 Cortante basal

La verificación de la cortante basal, al igual que en hormigón armado, se rige por la (NEC-SE-DS, 2015). La fuerza cortante del primer entrespaño del edificio **no deberá**

ser menor al 80% de la cortante calculada en el análisis estático para estructuras regulares.

El cálculo de la cortante basal estática se indicó previamente en la *Tabla 59*.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 116. Cortante basal dinámico en Ton.

$$V \text{ dinámico} = 44.214 \text{ T}$$

$$V \text{ estático} = 44.21 \text{ T}$$

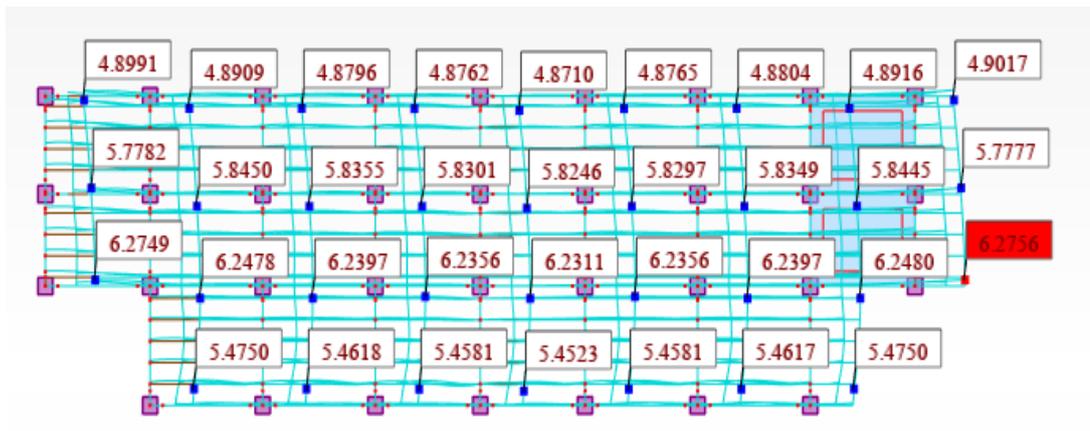
$$V \text{ dinámico} / V \text{ estático} = 1.00 > 0.8 \checkmark$$

3.7.4. Control de rotación en planta (irregularidad torsional)

La verificación de irregularidad torsional en planta busca determinar si la estructura de bambú requiere de coeficientes que incrementen el valor del cortante de diseño, proporcionados por la (NEC-SE-DS, 2015).

Para lo cual, se hará uso de la Ec. 35 proporcionada en la misma norma, en la sección 5.2.3, la cual indica que se producirá irregularidad torsional cuando la deriva máxima de piso incluyendo la torsión accidental sea mayor en 1.2 veces a la deriva promedio de los extremos del eje en análisis. (Ver Ec. 35)

En la *Figura 117* y *Figura 118* se presentan los desplazamientos nodales obtenidos en el software de análisis estructural y su respectiva comprobación de irregularidad torsional.

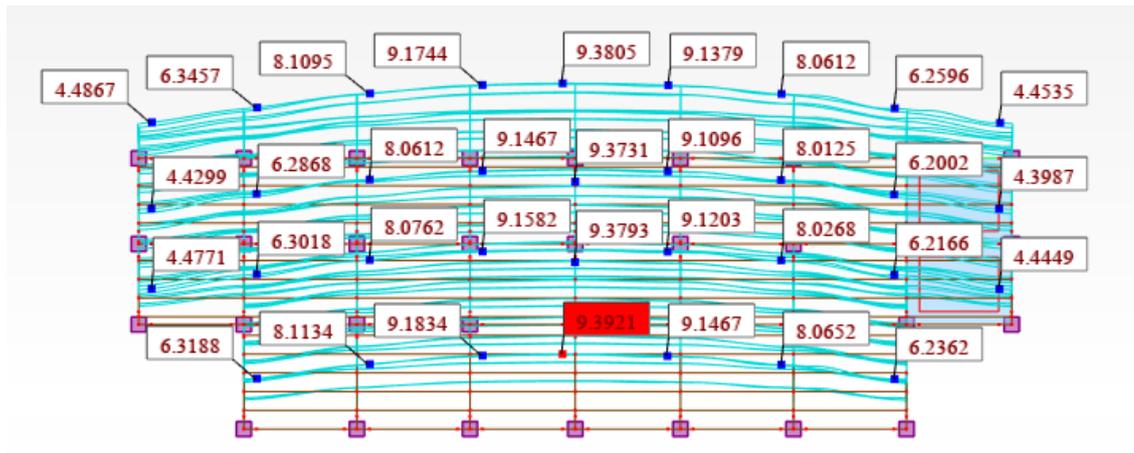


Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 117. Desplazamientos nodales en dirección X, en mm.

$$6.275 > 1.2 * \frac{(6.27+6.27)}{2}$$

6.275 mm < 7.52 mm Cumple



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 118. Desplazamientos nodales en dirección Y

$$9.392 > 1.2 * \frac{(9.38+9.39)}{2}$$

9.392 mm < 11.262 mm

Cumple

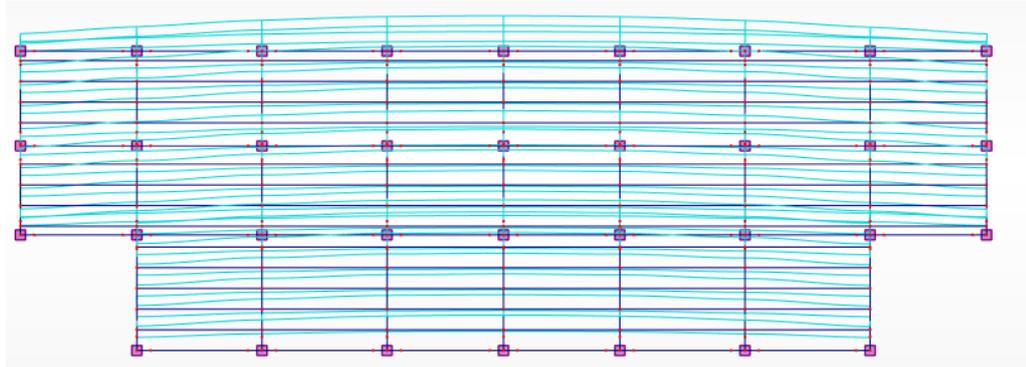
- Se evidencia que, en los modos principales analizados, no existe riesgo por torsión.

3.7.5. Verificación de desplazamientos nodales

Al ser la estructura tridimensional, existen tres direcciones posibles de desplazamientos, es decir 3 grados de libertad, donde cada modo tendrá una forma de vibrar y desplazamientos específicos, siendo éstos los más significativos en la estructura.

➤ Primer modo de vibración

Es considerado como el modo fundamental y se caracteriza por tener un comportamiento de traslación según la dirección Y, como se observa en la Figura 119.

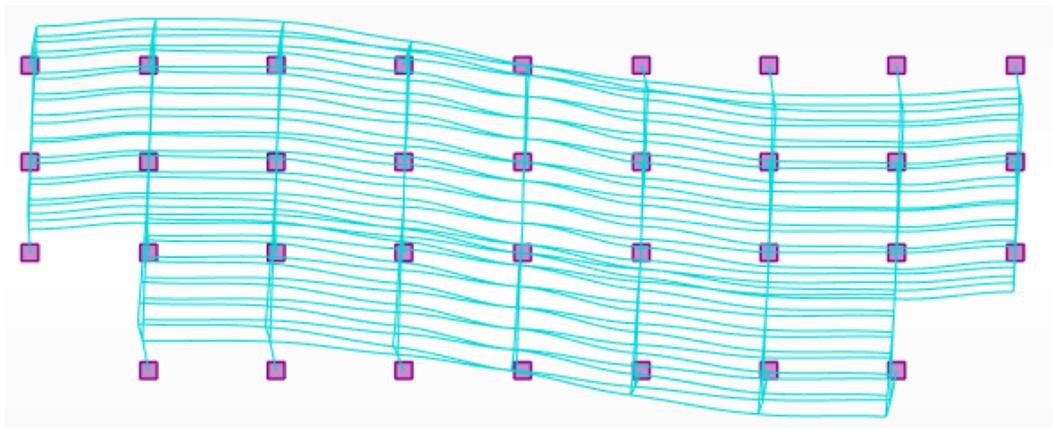


Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 119. Primer modo de vibración en bambú

➤ **Segundo modo de vibración**

En el segundo modo de vibración de acuerdo a la Figura 120, se presenta un pequeño movimiento de rotación en la edificación.

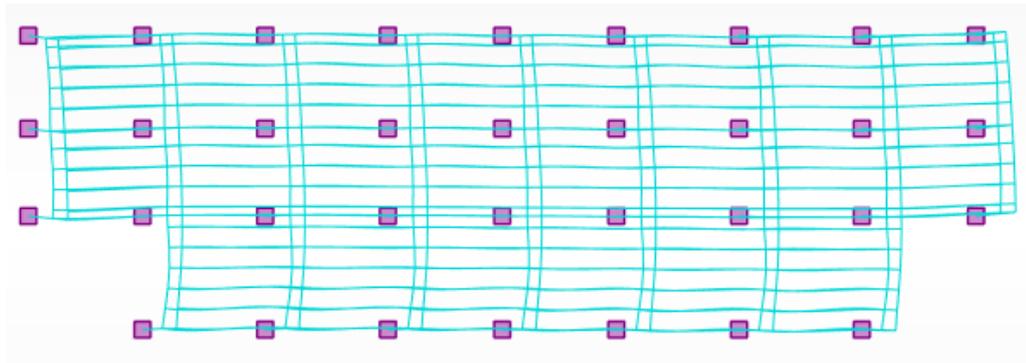


Fuente: Aguilar, P. 2019.

Figura 120. Segundo modo de vibración en bambú

➤ **Tercer modo de vibración**

En la *Figura 121* se evidencia traslación en X de la edificación.



Fuente: Aguilar, P. 2019

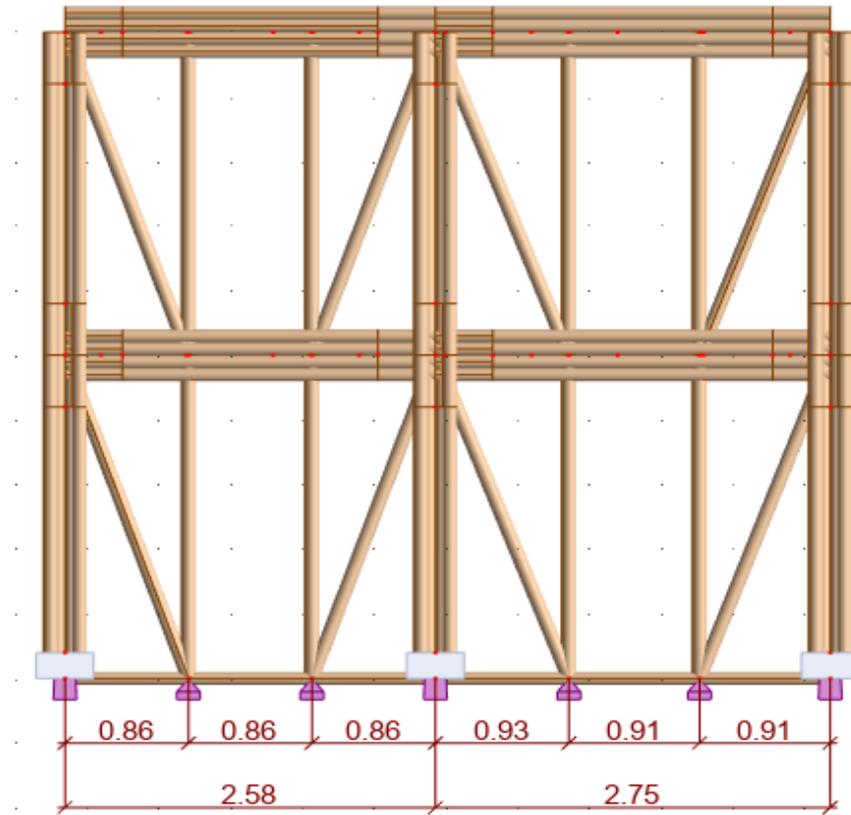
Figura 121. Tercer modo de vibración en bambú

3.8. Verificación de contribución de mampostería en GaK.

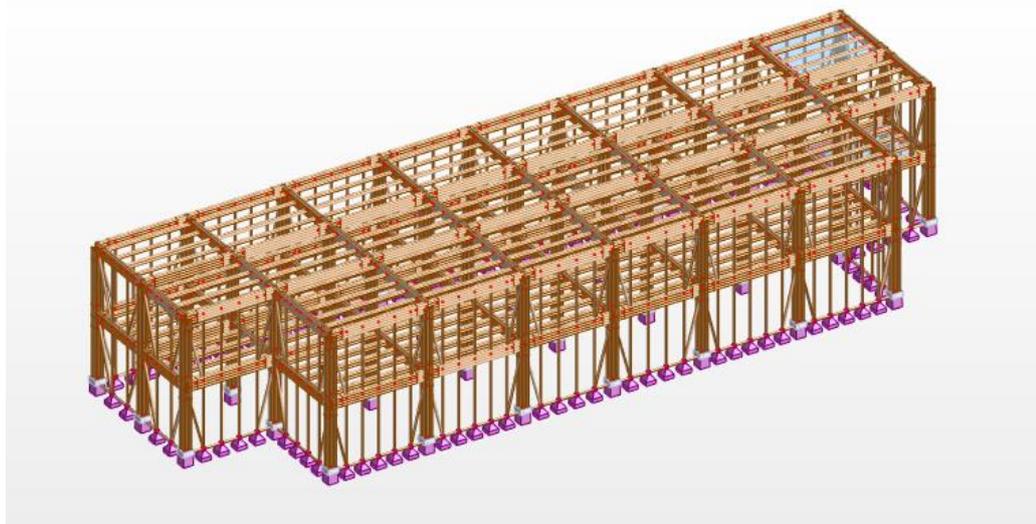
En esta sección se procederá a analizar el comportamiento de la edificación, al añadir muros estructurales en bambú, cuyo panel tipo se muestra en la *Figura 55*.

La norma técnica peruana (Norma Técnica E.100 Bambú, 2009), sugiere tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los paneles deben componerse de un entramado de bambúes o de bambúes y madera, constituidos por elementos horizontales llamados soleras, elementos verticales llamados pie – derechos y recubrimientos.
- Los bambúes no deben tener un diámetro inferior a 80 mm.
- La distancia entre los pies derechos y el número de diagonales estará definida por el diseño estructural.
- En caso de soleras de madera, estas tendrán un ancho mínimo igual al diámetro de los bambúes usados como pie - derechos. El espesor mínimo de la solera superior e inferior será de 35 mm y 25 mm respectivamente.
- En caso de soleras de bambú, estas tendrán que ser reforzadas a fin de evitar su aplastamiento.



Fuente: Aguilar, P. 2019
 Figura 122. Panel creado en el eje A en el plano YZ.



Fuente: Aguilar, P. 2019
 Figura 123. Edificación con paneles

Una vez ingresados los paneles exteriores del módulo de departamentos, se procede a realizar los diferentes controles, para determinar su aporte estructural en la edificación.

3.8.1 Revisión de periodos y modos de vibración

Caso/Modo	Frecuencia (Hz)	Período (sec)	. UX (%)	. UY (%)	. UZ (%)
4/ 1	4,52	0,22	0,00	78,31	0,0
4/ 2	5,16	0,19	0,38	78,31	0,0
4/ 3	5,83	0,17	89,21	78,31	0,0
4/ 4	6,03	0,17	89,21	86,80	0,0
4/ 5	6,97	0,14	89,29	86,80	0,0
4/ 6	7,80	0,13	89,29	89,95	0,0
4/ 7	7,96	0,13	89,66	89,95	0,0
4/ 8	8,45	0,12	89,73	89,95	0,0
4/ 9	9,31	0,11	89,73	90,11	0,0
4/ 10	10,09	0,10	90,56	90,15	0,0

Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 124. Periodos y modos de vibración en estructura de guadua con paneles.

- Se evidencia que el período fundamental de la estructura (T), obtenido bajo análisis modal, descrito como Método 2 en la (NEC-SE-DS, 2015), resulta ser de 0.22 segundos, comparado con el periodo fundamental calculado por el Método 1 (Ver Anexo B) de T= 0.305 segundos; cumple la condición de que no sea mayor en un 30% al valor de T calculado con el Método 1.

$$\text{Periodo de vibración}_{\text{método 2}} < 30\% \text{ Periodo de vibración}_{\text{método 1}}$$

$$0.22 \text{ segundos} < 30\% (0.305 \text{ segundos})$$

$$0.22 \text{ segundos} < 0.396 \text{ segundos}$$

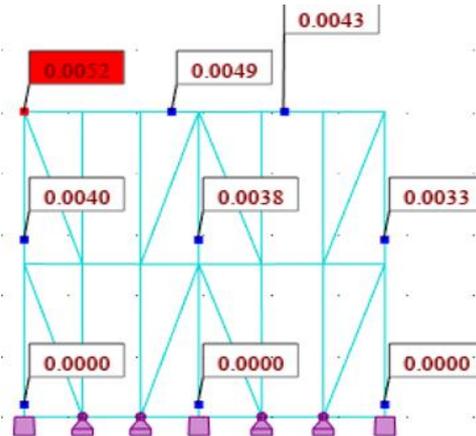
De lo que se concluye que los periodos de vibración son aceptables.

- Los valores UX(%) y UY(%), representan los porcentajes de masa participante en cada modo de vibrar. Se han calculado hasta lograr el 90% de masa participante, teniendo así: 90.56% en la dirección Ux para el décimo modo de vibración y 90.11% en dirección Uy en el noveno modo de vibración.

3.8.2 Derivas máximas

Para la obtención de los resultados correspondientes, se aplicarán las ecuaciones Ec. 33 y Ec. 34 con los desplazamientos más representativos de la estructura obtenidos del software de análisis estructural, obteniendo:

➤ **Sismo estático en X**



Fuente: Aguilar, P. 2019

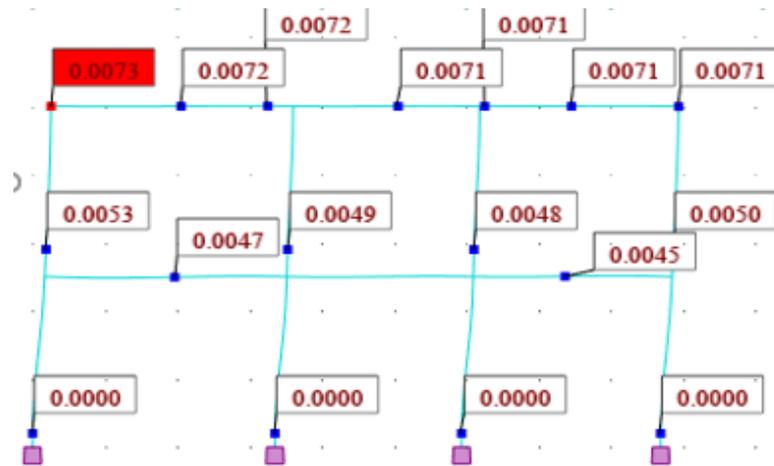
Figura 125. Desplazamientos en metros, para estado de carga de sismo estático en X (con paneles)

Tabla 95. Control de derivas para sismo estático en X (con paneles)

ESTADO DE CARGA	NIVEL	Deformación (m)	Desplazamientos (m/m)	Derivas inelásticas Δi (m/m)	CONTROL ($\Delta i < 0,02$)
sismo estático en X	Nv+0,00	0		0	Cumple
	Nv+2,50	0,004	0,0016	0,0036	Cumple
	Nv+5,00	0,0052	0,00048	0,00108	Cumple

Fuente: Aguilar, P. 2019

➤ Sismo estático en Y



Fuente: Aguilar, P. 2019

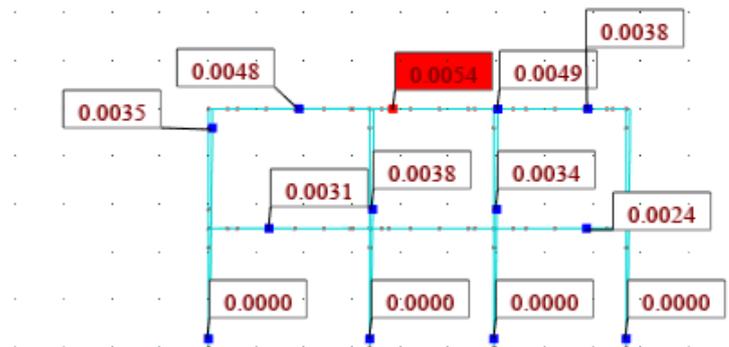
Figura 126. Desplazamientos en metros, para estado de carga de sismo estático en Y (con paneles)

Tabla 96. Control de derivas para sismo estático en Y (con paneles)

ESTADO DE CARGA	NIVEL	Deformación (m)	Desplazamientos (m/m)	Derivas inelásticas Δi (m/m)	CONTROL ($\Delta i < 0,02$)
sismo	Nv+0,00	0		0	Cumple
estat en	Nv+2,50	0,0053	0,00212	0,00477	Cumple
Y	Nv+5,00	0,0073	0,0008	0,0018	Cumple

Fuente: Aguilar, P. 2019

➤ Espectro sísmico en X



Fuente: Aguilar, P. 2019

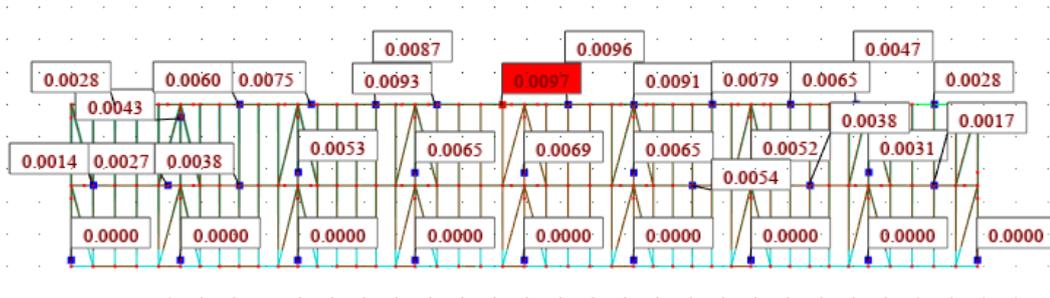
Figura 127. Desplazamientos en metros, para estado de carga espectral en X (con paneles).

Tabla 97. Control de derivas para carga espectral en X (con paneles).

ESTADO DE CARGA	NIVEL	Deformación (m)	Desplazamientos (m/m)	Derivas inelásticas Δi (m/m)	CONTROL ($\Delta i < 0,02$)
Espectro en X	Nv+0,00	0		0	Cumple
	Nv+2,50	0,0038	0,00152	0,00342	Cumple
	Nv+5,00	0,0054	0,00064	0,00144	Cumple

Fuente: Aguilar, P. 2019

➤ Espectro sísmico en Y



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 128. Desplazamientos en metros, para estado de carga espectral en Y (con paneles).

Tabla 98. Control de derivas para carga espectral en Y (con paneles).

ESTADO DE CARGA	NIVEL	Deformación (m)	Desplazamientos (m/m)	Derivas inelásticas Δi (m/m)	CONTROL ($\Delta i < 0,02$)
Espectro en Y	Nv+0,00	0		0	Cumple
	Nv+2,50	0,0069	0,00276	0,00621	Cumple
	Nv+5,00	0,0097	0,00112	0,00252	Cumple

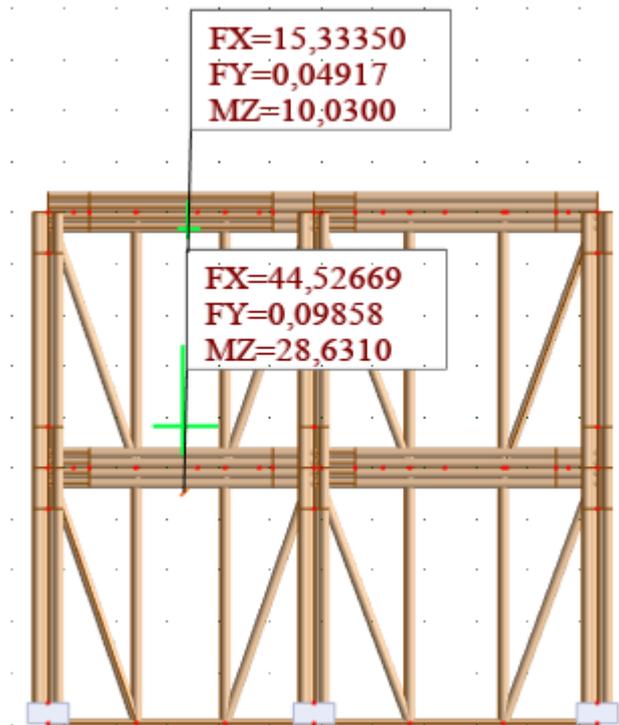
Fuente: Aguilar, P. 2019

- Se puede observar que las derivas cumplen para todos los estados de carga analizados.

3.8.3 Cortante basal

Como se mencionó en la sección 3.7.3, la fuerza cortante del primer entrespacio del edificio **no deberá ser menor al 80%** de la cortante calculada en el análisis estático para estructuras regulares.

El cálculo de la cortante basal estática se indicó previamente en la *Tabla 59*.



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 129. Cortante basal dinámico en Ton (con paneles)

$$V \text{ dinámico} = 44.526 \text{ T}$$

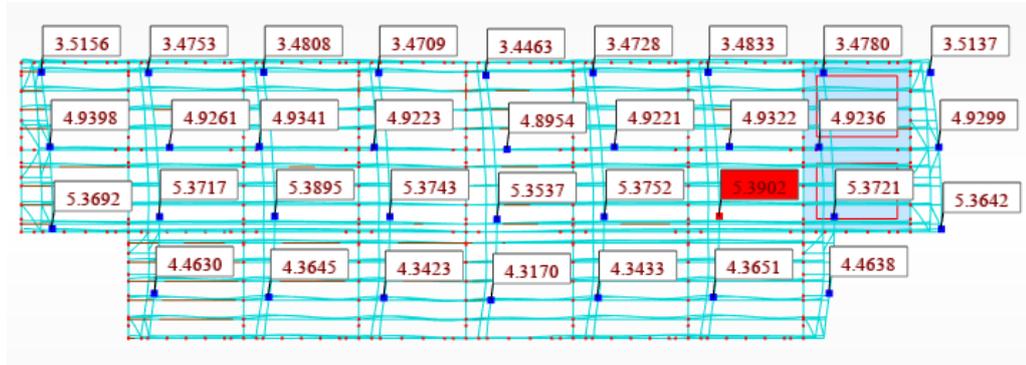
$$V \text{ estático} = 44.214 \text{ T}$$

$$V \text{ dinámico} / V \text{ estático} = 1.00 > 0.8 \checkmark$$

3.8.4. Control de rotación en planta (irregularidad torsional)

Para esta verificación, se hará uso de la Ec. 35 proporcionada en la misma norma, en la sección 5.2.3, la cual indica que se producirá irregularidad torsional cuando la deriva máxima de piso incluyendo la torsión accidental sea mayor en 1.2 veces a la deriva promedio de los extremos del eje en análisis. (Ver Ec. 35)

En la *Figura 130* y *Figura 131* se presentan los desplazamientos nodales en milímetros obtenidos en el software de análisis estructural y su respectiva comprobación de irregularidad torsional.

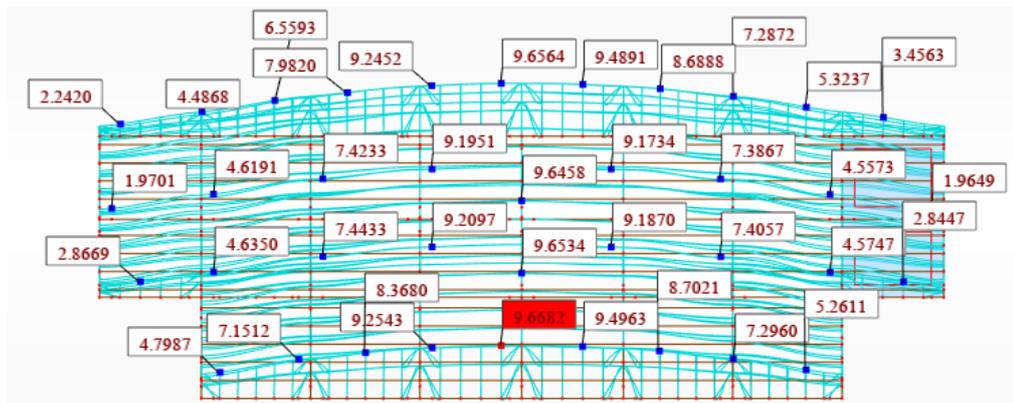


Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 130. Desplazamientos nodales en dirección X en mm (con paneles)

$$5.390 > 1.2 * \frac{(5.369+5.364)}{2}$$

5.390 mm < 6.439 mm Cumple



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 131. Desplazamientos nodales en dirección Y en mm (con paneles)

$$9.668 > 1.2 * \frac{(9.65+9.66)}{2}$$

9.668 mm < 11.586 mm Cumple

3.8.5. Verificación de desplazamientos nodales

A continuación, se presentarán las figuras correspondientes a los tres primeros modos de vibración de la estructura con incorporación de paneles de mampostería, las cuales manifiestan que el comportamiento de los desplazamientos modales no varía en gran medida al incluir los paneles de bambú.

➤ Primer modo de vibración

En el primer modo de vibración la estructura presenta un movimiento de traslación en dirección Y. (Ver *Figura 132*)

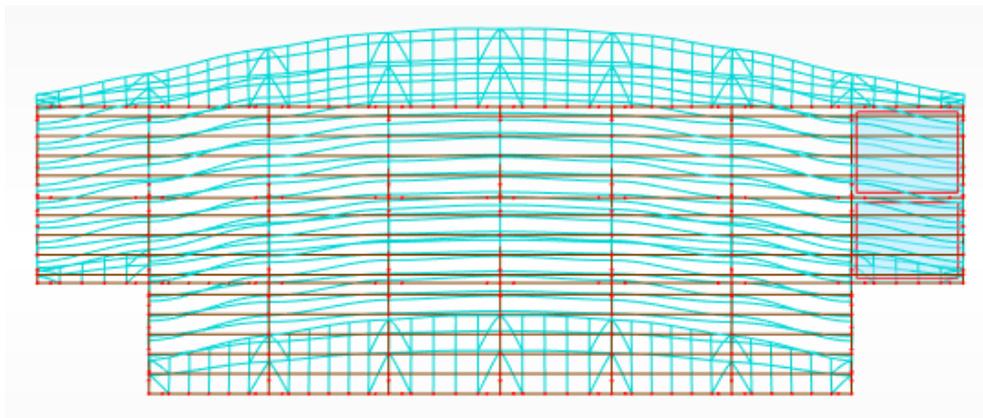
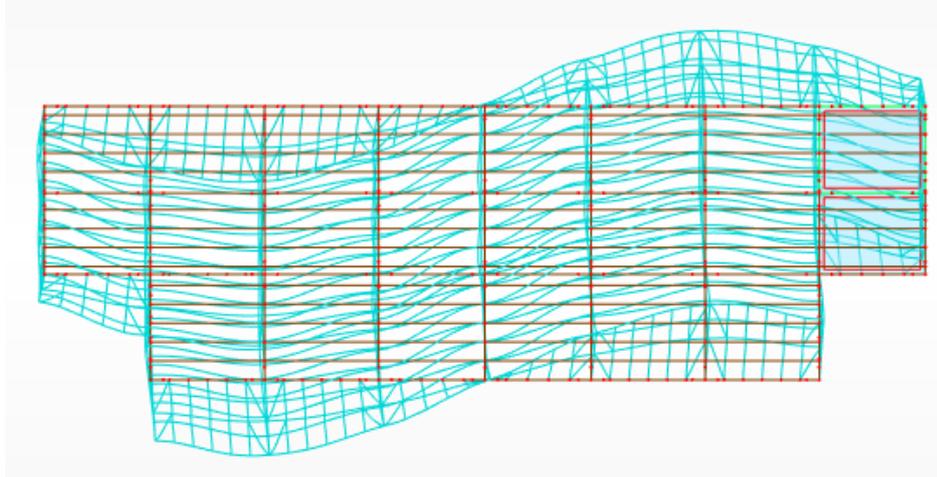


Figura 132. Primer modo de vibración en bambú con paneles
Fuente: Aguilar, P. 2019

➤ **Segundo modo de vibración**

La *Figura 133* permite determinar que el segundo modo de vibración produce un desplazamiento rotacional en la estructura.

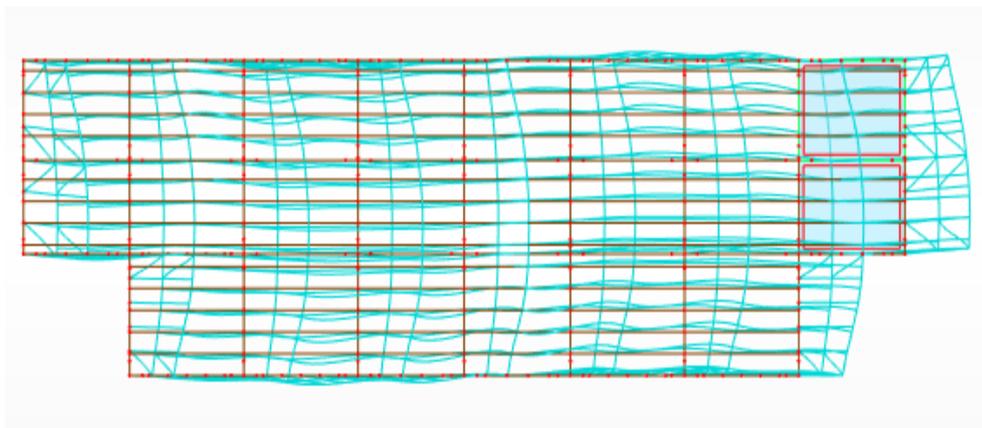


Fuente: Aguilar, P. 2019.

Figura 133. Segundo modo de vibración en bambú con paneles

➤ **Tercer modo de vibración**

El tercer modo de vibración determinar un movimiento de traslación en dirección X de la edificación



Fuente: Aguilar, P. 2019

Figura 134. Tercer modo de vibración en bambú con paneles.

3.8.6 Tabla comparativa de los resultados obtenidos de la edificación en guadua con paneles y sin paneles de mampostería.

Tabla 99. Tabla comparativa con y sin paneles.

		SIN PANELES	CON PANELES
	Cortante basal (T)	44,21	44,53
DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS (m)	Sismo estático en X	0,0062	0,0052
	Sismo estático en Y	0,0076	0,0073
	Sismo espectral en X	0,0063	0,0054
	Sismo espectral en Y	0,0094	0,0097
	Período de vibración (seg)	0,22	0,22

Fuente: Aguilar, P. 2019

- Al incorporar los paneles de bambú en la estructura se pudo evidenciar, que la cortante basal aumentó respecto al modelo que no incluye paneles, debido al incremento que se produce en la carga reactiva.
- En cuanto a los desplazamientos, se observa que los paneles permiten que se dé un menor desplazamiento.
- Y el periodo de vibracion se mantiene .

Capítulo IV. Conclusiones y recomendaciones

4.1 Conclusiones

Una vez realizado el trabajo de investigación se concluye lo siguiente:

- Los elementos de bambú como vigas y columnas han demostrado que pueden trabajar eficientemente bajo la aplicación de cargas gravitacionales y sísmicas; además en caso de que las secciones prediseñadas no soporten los esfuerzos a los que están siendo sometidas, fácilmente se pueden añadir uno o más culmos que unidos de forma correcta se comportan como una sola sección y mejoran la capacidad de resistencia del elemento.
- Para el diseño de vigas en hormigón armado se predimensionó con las secciones mínimas establecidas en la (NEC-SE-VIVIENDA, 2015) (20 x 20cm), pero con ayuda del software de análisis estructural se pudo determinar que las vigas presentaban fallas por corte, por lo que se aumentó la **sección a 20 x 30 cm** para las dos plantas.
- Se logró cumplir todas las verificaciones respectivas con la dimensión mínima de columnas en hormigón armado propuesta por la (NEC-SE-VIVIENDA, 2015) de 25 x 25cm.
- Al ser una edificación pequeña, en hormigón armado, el espesor de losa maciza cumple con la dimensión mínima indicada en la (ACI 318, 2014) de 9cm, lo que equivale a un espesor de 14,50cm en losa maciza y se trabajó con su equivalente en losa alivianada de 20cm, la misma que cumplió con resistencia y rigidez.
- La estructura construida con bambú tiene un peso por carga reactiva 50% menor que la de hormigón armado, debido a sus propiedades físicas, lo cual

implica que la cortante basal también será menor; al ser el bambú un material liviano, permite que los elementos estructurales disipen la energía liberada durante un sismo con mayor facilidad y de esta manera los colapsos que puedan suscitarse no serían de gran magnitud. (Vergara, 2014)

- Para el análisis sismorresistente en la estructura con bambú, la (NEC-SE-GUADUA, 2015) exige un control más estricto. Debe analizarse el sismo estático en dirección X, en dirección Y y el sismo dinámico, mientras que para hormigón armado únicamente se analiza el sismo dinámico.
- El valor del coeficiente de reducción sísmico (R) varía si se diseña en hormigón armado o en guadua. Para el primero, el valor de R , según la (NEC-SE-DS, 2015) es de 3 y para el segundo se debe utilizar un valor igual a 2 limitando el número de pisos a 2, de acuerdo a la (NEC-SE-GUADUA, 2015).
- El diseño de la edificación con caña guadua, cumple satisfactoriamente todos los controles que fueron realizados en la estructura diseñada en hormigón armado, tanto derivas, como irregularidad torsional y modos de vibración, los cuales evidencian que el módulo de ocho de departamentos puede ser construido y habitado en la ciudad de Atacames garantizando seguridad en sus habitantes.
- La incorporación de paneles constituidos por culmos en la estructura de bambú, aporta resistencia en la estructura durante un evento sísmico, dado que los desplazamientos disminuirán, sin embargo, la contribución de esta mampostería no afectó de manera visible al comportamiento de la estructura.

- La unión de bambú analizada teóricamente “boca de pescado”, se considera óptima para la edificación diseñada, dado que por su proceso constructivo se puede concluir que sí existe transferencia de esfuerzos, cumpliendo así como una unión continua.
- Después de ser analizadas las dos estructuras con diferentes materiales, se concluye que, por sus características geométricas, éstas no sufren riesgo por torsión.

4.2 Recomendaciones

- Las normas existentes en el Ecuador para la construcción en bambú no satisfacen un diseño estructural que garantice seguridad y resistencia, por tanto, lo mejor sería que se hagan diseños simples que no requieran de mano de obra calificada.
- Analizar las uniones estructurales entre los diferentes elementos en bambú y determinar el tipo de unión más eficiente para ser utilizado de acuerdo a las zonas sísmicas del Ecuador y a sus condiciones climáticas, ya que se especifica que todos los nodos deben articularse, pero en algunas construcciones, es posible garantizar la continuidad de vigas y columnas.
- Realizar las investigaciones respectivas para actualizar la norma (NEC-SE-GUADUA, 2015), para el diseño de estructuras en bambú de más de dos pisos.
- Considerar en el pénsum académico de las instituciones de instrucción superior, la investigación y el diseño en bambú.
- Para el presente trabajo de investigación en el diseño de hormigón armado, se utilizó la norma (NEC-SE-VIVIENDA, 2015), la cual está dirigida a

viviendas de hasta dos pisos con luces de hasta 5 metros, la misma que debería ser mejorada o adaptada de acuerdo a los criterios de diseño sismorresistente que exige la (NEC-SE-DS, 2015), puesto que el diseñar por sismorresistencia una vivienda de estas características, se obtienen valores subdimensionados de la estructura con respecto a la norma (NEC-SE-DS, 2015)

- El bambú del tipo “*guadua angustifolia kunth*”, predominante en el Ecuador, podría ayudar a afrontar el déficit de viviendas y a construir en poco tiempo viviendas post -sismo para los damnificados

Referencias

- ACI 318. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.
- Afuso Muñoz, M. A. (2017). *Diseño estructural de un edificio de concreto armado de cinco pisos y tres sótanos ubicado en el distrito de barranco*. Obtenido de <http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/9336>
- Andrade, A., & Asimbaya, M. (2019). *Análisis comparativo de sistemas constructivos en un módulo de departamentos tipo de interés social empleando caña guadúa Angustifolia Kunth y hormigón armado, ubicado en la parroquia Guale, cantón Paján, de la provincia de Manabí*. Obtenido de https://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/16568/simple-search?query=asimbaya&sort_by=score&order=desc&rpp=10&etal=0&filtername=author&filterquery=Andrade+Espinoza%2C+Damaris+Ariana&filtertype>equals
- Arias, J., Baccifava, S., Bernardi, M., Lencina, M., & Slingo, A. (2011). Monografía de análisis de autores, Simón Velez. *Monografía*. Rosario: Universidad Nacional de Rosario.
- B & H Constructores. (2016). *Estudio de comprobación del suelo de cimentación del proyecto : Repotenciación Tipología Mayor Unidad Educativa Atacames, ubicado en la ciudad de Atacames, cantón Atacames, Provincia de Esmeraldas*. Atacames.
- BAMBUSA.es. (2019). *BAMBUSA.es*. Obtenido de https://bambusa.es/portfolio_page/tipos-de-uniones-con-bambu/

- Cobos Fischer, J. A., & León Rodríguez, X. A. (2007). *Propiedades físicas-mecánicas de la guadua angustifolia kunthii aplicaciónal diseño de baterías sanitarias del Iasa II*. Obtenido de <http://repositorio.espe.edu.ec/xmlui/handle/21000/1562>
- Díaz, F. (2006). *El Pequeño Manual del Bambú*. Obtenido de https://issuu.com/ljdp/docs/el_peque_o_manual_del_bamb_.pdf
- El Maaz, A., & Urdaneta, A. (2011). *Bambú como alternativa ecológica para la construcción de viviendas de interés social*. Maracaibo: Universidad Rafael Urdaneta.
- Estrada, M. (2010). *Extracción y caracterización mecánica de las fibras de bambú (Guadua angustifolia) para su uso potencial como refuerzo de materiales compuestos*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/281294722_Extraccion_y_caracterizacion_mecanica_de_las_fibras_de_bambu_Guadua_angustifolia_para_su_uso_potencial_como_refuerzo_de_materiales_compuestos
- García Narea, V., & Puma Guiracocha, E. A. (2016). *Despiece, armado y detalles constructivos de los elementos arquitectónicos vistos construidos en bambú como componentes de identidad del proyecto de Resort Ecologde Nativa Bambú*. Obtenido de <http://dspace.ucuenca.edu.ec/handle/123456789/25844>
- García, A. (02 de Junio de 2018). *elcomercio.com*. Obtenido de <https://www.elcomercio.com/construir/biblioteca-exalta-bondades-cana-brava.html>
- INS, P. (Octubre de 2016). *INS Panamá*. Obtenido de <https://inspanama.wordpress.com/tag/bambu/>

- International Network for Bamboo and Rattan (INBAR). (2016). *Reporte post-sismo sobre estructuras de bambú, y recomendaciones para la reconstrucción con bambú en la costa ecuatoriana*. Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/311583383_Reporte_post-sismo_sobre_estructuras_de_bambu_y_recomendaciones_para_la_reconstrucion_con_bambu_en_la_costa_Ecuatoriana/download
- Lucila Aguilar Arquitectos. (2015). *Manual para la construcción con bambú*. Obtenido de https://assets.adsttc.com/content_files/Manual+de+Construccion+con+Bambu.pdf
- Martínez García, S. (2015). *Bambú como material estructural: generalidades, aplicaciones y modelización de una estructura tipo*. Obtenido de <https://riunet.upv.es/bitstream/handle/10251/55983/MARTINEZ%20%20Bamb%C3%BA%20como%20material%20estructural%3A%20Generalidades%2C%20aplicaciones%20y%20modelizaci%C3%B3n%20de%20una%20est....pdf?sequence=1>
- McCormac, J. (2002). *Diseño de Concreto Reforzado*. México: Alfaomega.
- Moreno Ortiz, F. E. (2011). *Contribución al manejo sostenible de la caña guadua en la microcuena Membrillo*. Obtenido de 190.15.136.171/index.php/Revista_ESPAMCIENCIA/article/download/62/44
- NEC. (2015).
- NEC. (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/documentos-normativos-nec-norma-ecuatoriana-de-la-construccion/>

- NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (Cargas No Sísmicas)*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-CG-Cargas-S%C3%ADsmicas.pdf>
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-1.pdf>
- NEC-SE-GUADUA. (2015). *Estructuras de Guadua (GaK)*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2017/04/NEC-SE-GUADUA-VERSION-FINAL-WEB-MAR-2017.pdf>
- NEC-SE-HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (Hormigón Armado)*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-HM-Hormig%C3%B3n-Armado.pdf>
- NEC-SE-VIVIENDA. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-VIVIENDA)*. Obtenido de <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-VIVIENDA-parte-2.pdf>
- Nilson, A. (2001). *Diseño de estructuras de concreto*. Bogotá: McGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A.
- Norma Técnica E.100 Bambú. (2009). *Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento del Perú*. Obtenido de <https://www.sencico.gob.pe/descargar.php?idFile=180>

- NSR-10-Capítulo G.12- "Estructuras de Guadua". (2010). *Norma Sismo Resistente NSR-10 Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente: - Capítulo G.12- "Estructuras de Guadua"*. Obtenido de <https://bambucachipay.jimdo.com/norma-colombiana/>
- Ordóñez Candelaria, V., Mejía Saulés, M. T., Bárcenas Pazos, G., & Instituto de Ecología A.C (INECOL). (2002). *Caracterización Tecnológica de las Especies Mexicanas de Guadua (Poaceae: Bambusoideae) y sus Aplicaciones en la Construcción*. Obtenido de https://www.conafor.gob.mx/biblioteca/documentos/MANUAL_PARA_LA_CONSTRUCCION_SUSTENTABLE_CON_BAMBU.PDF
- Ortoneda, M. (17 de junio de 2018). *Ecohabitar*. Obtenido de <http://www.ecohabitar.org/tag/bambu/>
- Torres, E. (2017). *Bambú, una cultura y una evolución. Cuatro conceptos-tres arquitecturas*. Madrid, España.
- Torres, J. (s.f.). *Evidally GBS*. Obtenido de <https://evidally.com/tag/conexiones-de-bambu/>
- Vergara, E. (19 de marzo de 2014). *Plataforma Arquitectura*. Obtenido de <https://www.plataformaarquitectura.cl/cl/02-345367/en-detalle-las-uniones-en-bambu>
- Villarroel Bejarano, C. E. (2016). *Análisis y Diseño de Estructuras con Autodesk Robot Structural Analysis 2016*. Santa Cruz.

Anexos

ANEXO A. Espectro elástico en diseño en aceleraciones (NEC-15) para modelo en hormigón armado.

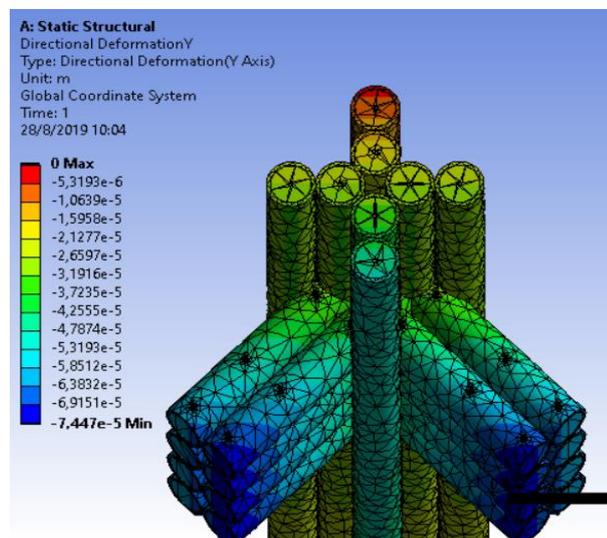
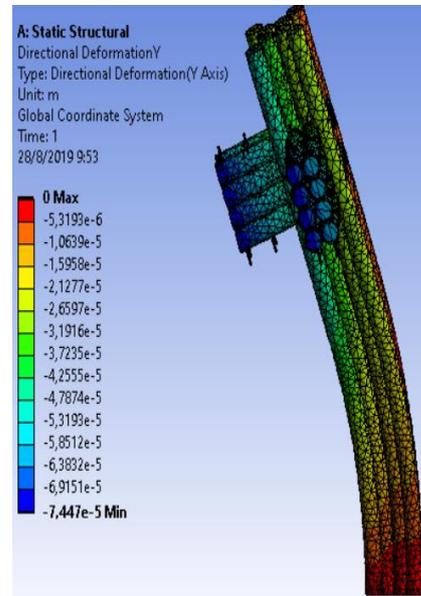
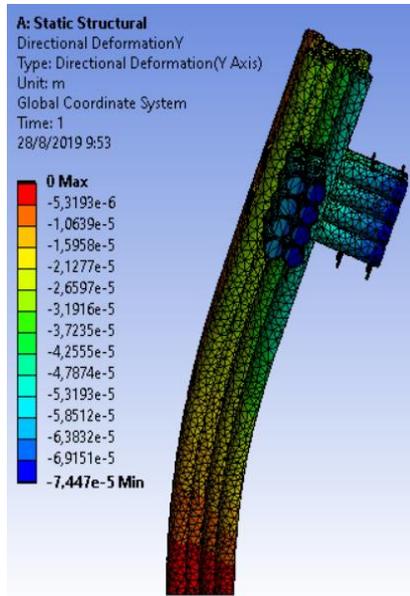
ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES (NEC-15) PARA MODELO EN HORMIGÓN ARMADO			
Parámetro	Variable	Valor	Unidades
Factor de importancia	I	1,00	s.u
Factor de reducción de respuesta	R	3,00	s.u
Zonificación Sísmica	VI		
Región del Ecuador	Sierra Esmeraldas y Galápagos		
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0,50	s.u
Relación de amplificación espectral	n	2,48	s.u
Coefficiente Ct	Ct	0,055	s.u
Altura total del elemento	hn	6,70	m
Coefficiente para Calculo de Periodo	α	0,90	s.u
Tipo de Suelo		C	
factor de sitio Fa	Fa	1,18	s.u
factor de sitio Fd	Fd	1,06	s.u
factor de comportam. inelástico suelo	Fs	1,23	s.u
Factor asociado al periodo de retorno	r	1,00	s.u
Factor de irregularidad en planta	ϕ_p	1,00	s.u
Factor de irregularidad en elevación	ϕ_e	1,00	s.u
Aceleración de la gravedad	g	9,81	m/s ²
Período teórico método 1	T1	0,305	seg.
Período teórico método 1 mayorado	T2	0,396	seg.
Periodo Límite en T=To	TO	0,110	seg.
Periodo Límite en T=Tc	TC	0,608	seg.
Periodo Límite en T=TL	TL	2,544	seg.
Aceleración en T=0	Sa	0,590	g
Aceleración en T=To	Sao	1,463	g
Aceleración en T>Tc	Sa	2,245	g

ANEXO B. Espectro elástico en diseño en aceleraciones (NEC-15) para modelo

en bambú.

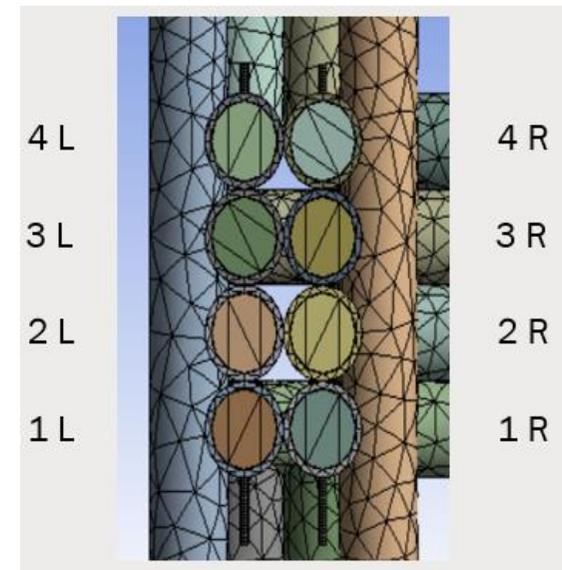
ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO EN ACELERACIONES (NEC-15) PARA MODELO EN BAMBU			
Parámetro	Variable	Valor	Unidades
Factor de importancia	I	1,00	s.u
Factor de reducción de respuesta	R	2,00	s.u
Zonificación Sísmica	VI		
Región del Ecuador	Sierra Esmeraldas y Galapagos		
Factor de aceleración de la zona sísmica	Z	0,50	s.u
Relación de amplificación espectral	n	2,48	s.u
Coefficiente Ct	Ct	0,055	s.u
Altura total del elemento	hn	6,70	m
Coefficiente para Calculo de Periodo	α	0,90	s.u
Tipo de Suelo		C	
factor de sitio Fa	Fa	1,18	s.u
factor de sitio Fd	Fd	1,06	s.u
factor de comportam. inelástico suelo	Fs	1,23	s.u
Factor asociado al periodo de retorno	r	1,00	s.u
Factor de irregularidad en planta	ϕ_p	1,00	s.u
Factor de irregularidad en elevación	ϕ_e	1,00	s.u
Aceleracion de la gravedad	g	9,81	m/s ²
Período teórico metodo 1	T1	0,305	seg.
Período teórico metodo 1 mayorado	T2	0,396	seg.
Periodo Límite en T=To	TO	0,110	seg.
Periodo Límite en T=Tc	TC	0,608	seg.
Periodo Límite en T=TL	TL	2,544	seg.
Aceleración en T=0	Sa	0,590	g
Aceleración en T=To	Sao	1,463	g
Aceleración en T>Tc	Sa	2,245	g

ANEXO C. Cálculo de transmisión de momentos en juntas esquineras



Junta esquinera (Momentos en vigas basados en esfuerzos normales S11 y S33)

Nucleo								
Beam X	S11 (Pa)	Area (m2)	F11 (N)	FX (N)	Distancia EN (m)	MZ (N.m)	Compresion (N)	Tracción (N)
Beam_1X_R 2	-5017,7	0,007853982	-39,41	-39,41	0,15	5,91	-140,97	144,94
Beam_1X_L 2	-8585,4		-67,43	-67,43	0,15	10,11		
Beam_2X_R 2	-89,687		-0,70	-0,70	0,05	0,04		
Beam_2X_L 2	-4256,4		-33,43	-33,43	0,05	1,67		
Beam_3X_R 2	1520,6		11,94	11,94	0,05	0,60		
Beam_3X_L 2	3611,4		28,36	28,36	0,05	1,42		
Beam_4X_L 2	6771,3		53,18	53,18	0,15	7,98		
Beam_4X_R 2	6550,5		51,45	51,45	0,15	7,72		
Beam Z	S33 (Pa)	Area (m2)	F11 (N)	FZ (N)	Distancia EN (m)	MX (N.m)	Compresion (N)	Tracción (N)
Beam_1Z_R 2	-7641,8	0,007853982	-60,02	-60,02	0,15	9,00	-211,04	187,13
Beam_1Z_L 2	-17799		-139,79	-139,79	0,15	20,97		
Beam_2Z_R 2	-1299		-10,20	-10,20	0,05	0,51		
Beam_2Z_L 2	-130,81		-1,03	-1,03	0,05	0,05		
Beam_3Z_R 2	6647,3		52,21	52,21	0,05	2,61		
Beam_3Z_L 2	2358,6		18,52	18,52	0,05	0,93		
Beam_4Z_R 2	8211,3		64,49	64,49	0,15	9,67		
Beam_4Z_L 2	6608,5		51,90	51,90	0,15	7,79		



Junta esquinera (Momentos en columnas basados en S22)

Columnas núcleo							
Column	S22 (Pa)	Area (m2)	F22 (N)	FY (N)	Distancia EN (m)	MX (N.m)	MZ (N.m)
Corner 1	-10053	0,007853982	-78,96	-78,96	0,12	-9,53	-9,53
Corner 2	-16647		-130,75	-130,75	0,05	-6,54	-6,54
Corner 3	-20618		-161,93	-161,93	0,12	-19,55	-19,55
Corner 4	-15985		-125,55	-125,55	0,05	-6,28	-6,28
						-41,89	-41,89
Acero núcleo arriba							
Column	S22 (Pa)	Area (m2)	F22 (N)	FY (N)	Distancia EN (m)	MX (N.m)	MZ (N.m)
Steel 1	-281210	7,85398E-05	-22,09	-22,09	0,07	1,51	1,51
Steel 2	-341450		-26,82	-26,82	0,05	1,34	1,34
Steel 3	-346990		-27,25	-27,25	0,07	1,86	1,86
Steel 4	-359020		-28,20	-28,20	0,05	1,41	1,41
Steel 5	-106910		-8,40	-8,40	0,17	1,44	1,44
Steel 6	-214000		-16,81	-16,81	0,05	0,84	0,84
Steel 7	-282280		-22,17	-22,17	0,17	3,79	3,79
Steel 8	-229480		-18,02	-18,02	0,00	0,00	0,00
						12,19	-12,19

